

ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO



## TRABALHO DE FORMATURA

### **PROJETO E EXECUÇÃO DAS OBRAS PROVISÓRIAS E PERMANENTES PARA IMPLANTAÇÃO DA ESTAÇÃO VILA PRUDENTE DA LINHA 2-VERDE DO METRÔ DE SÃO PAULO**

## ENTREGA FINAL

#### **Nomes:**

Anderson Agena Nakazone  
Carollina Boretti Gomes  
Patrícia Sobral Fernandes  
Pedro de Stefani Nogueira  
Rodolfo Andrêo Simoni

#### **Nº USP:**

5434900  
5959631  
5489248  
5438564  
5433534

#### **Orientadora:**

Prof<sup>a</sup>. Dr<sup>a</sup>. Heloisa Helena Silva Gonçalves

SÃO PAULO, 12 DE DEZEMBRO DE 2009.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem:

- À professora Dra. Heloísa Helena Silva Gonçalves, que nos orientou neste trabalho, por sua paciência e suas valiosas sugestões;
- Ao professor Dr. Carlos Eduardo Moreira Maffei, pelo tempo disponibilizado e pelo auxílio na elucidação dos conceitos teóricos;
- Ao professor Dr. Fernando Rebouças Stucchi, pela ajuda na escolha do tema, incentivo e discussões;
- À Companhia do Metropolitano de São Paulo, por nos autorizar a visita à obra, disponibilizar dados, memórias de cálculo e projetos, sem os quais este trabalho não poderia ser realizado;
- À Maffei Engenharia Ltda, em especial aos engenheiros Jean Pierre e Paulo Maffei, pela ajuda na modelagem computacional da laje alternativa e pelas discussões teóricas;
- À Figueiredo Ferraz, em especial ao engenheiro Campanhã, pelas explicações sobre o projeto e pela disponibilização de dados.

## RESUMO

Este trabalho trata do estudo de caso das obras provisórias e permanentes para a implantação da Estação Vila Prudente da Linha 2 – Verde do Metrô de São Paulo.

A Estação Vila Prudente está em fase de execução, com término previsto para março de 2010. Ela é composta por dois poços de 42 metros de diâmetro cada, um poço de saída de emergência e um túnel de 63 metros, realizado pelo *New Austrian Tunnelling Method* (NATM).

Apresentaremos nas próximas páginas o embasamento teórico sobre escavação e estabilidade de valas e túneis, foco de nosso trabalho no primeiro semestre, e o estudo realizado para o caso específico da Estação Vila Prudente.

Como existem diversas maneiras de se calcular túneis e poços, já que não existe na NBR nenhuma norma a respeito, discutimos os métodos utilizados pelo projetista na obra em questão e propusemos alternativas, sempre tomando cuidado com os conceitos e seqüências construtivas utilizados, pois eles interferem no custo da obra e principalmente na segurança.

Visando a interdisciplinaridade proposta pelo Trabalho de Formatura, também abordaremos o Estudo de Impacto Ambiental realizado para a Linha Verde do Metropolitano de São Paulo, bem como seu Estudo de Demanda. Discutiremos também os aspectos organizacionais da obra, tais como quantitativo de insumos, organização do canteiro e planejamento da obra.

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Demanda de passageiros segundo a linha – 2008. (GOP/OPC/CTE, 2008) .....	14
Tabela 2 - Parâmetros de solo adotados (RT – 4.08.00.00/4C3-002).....	80
Tabela 3 - Momentos nas direções x e y utilizados para o dimensionamento das armaduras .....	100
Tabela 4 - Bitolas e espaçamentos (por metro de laje) adotados. ....	100
Tabela 5 - Comprimento das estacas raiz adotadas em cada caso. ....	100
Tabela 6 - Quantidade de barras por metro. ....	101
Tabela 7 - Quantidade de barras nas lajes .....	102
Tabela 8 - Total de aço nas lajes .....	102
Tabela 9 - Total de aço nas lajes considerando as armaduras inferiores e superiores .....	102
Tabela 10 - Taxa de armação para cada um dos casos estudados .....	102
Tabela 11 - Comprimentos totais das estacas raiz referentes a um poço da estação (considerando 1,0 m de arranque). .....	103
Tabela 12 - Quantidade de aço necessária para armação das estacas.....	103
Tabela 13 - Volume de concreto e quantidade de aço necessários para execução das lajes dos dois poços. ....	103
Tabela 14 - Volume de concreto e quantidade de aço totais. ....	104
Tabela 15 – Quantitativo para a laje de fundo estaqueada com 1,0 m de espessura. ....	105
Tabela 16 – Quantitativo para as lajes de fundo esféricas.....	114
Tabela 17 – Quantitativo para a laje de fundo de 3,2 m de espessura. ....	115
Tabela 18 - Critérios de qualidade da impermeabilização.....	163
Tabela 19 - Síntese dos Impactos: pré-implantação .....	168
Tabela 20 - Síntese dos Impactos: implantação.....	169
Tabela 21 - Síntese dos Impactos: operação .....	170
Tabela 22 - Síntese dos Impactos: mais de uma etapa .....	171
Tabela 23 - Quadro Prospectivo: Meio Natural .....	173
Tabela 24 - Quadro Prospectivo: Condições de Vida da População.....	173
Tabela 25 - Quadro Prospectivo: Mercado Imobiliário .....	174

Tabela 26 - Quadro Prospectivo: Infra-estrutura e Serviços Urbanos .....	174
Tabela 27 - Quadro Prospectivo: Paisagem Urbana .....	175
Tabela 28 - Quadro Prospectivo: Relações Funcionais e Atividade Produtivas .....	175
Tabela 29 - Quadro Prospectivo: Estrutura Urbana e Uso e Ocupação do Solo.....	176
Tabela 30 - Demanda para o ano base 2000 .....	180
Tabela 31 - Demanda para o ano base 2012 .....	181
Tabela 32 - Controle de cronograma (27/07/2009) PARTE I .....	184
Tabela 33 - Controle de cronograma (27/07/2009) PARTE II.....	185
Tabela 34 - Controle de cronograma (27/07/2009) PARTE III.....	186
Tabela 35- Quantidade de acidentes de trabalho registrados (Fonte: BEAT, INSS/Anuário Brasileiro de Proteção 2006) .....	191
Tabela 36 - Principais EPI utilizados na obra .....	193
Tabela 37 - Quantitativo de insumos: serviços preliminares .....	196
Tabela 38 - Quantitativo de insumos: serviços preliminares .....	196
Tabela 39 - Quantitativo de insumos: fundações e rebaixamento.....	197
Tabela 40 - Quantitativo de insumos: concreto armado .....	198
Tabela 41 - Quantitativo de insumos: impermeabilização .....	198
Tabela 42 - Quantitativo de insumos: lastros .....	199
Tabela 43 - Acompanhamento da evolução da força de trabalho .....	200

## ANEXO I

Tabela I 1 - Comprimento necessário para mobilização do atrito lateral pelo método de P.P Velloso (1979) .....	6
Tabela I 2 - Comprimento necessário para mobilização do atrito lateral pelo método de P.P Velloso (1979) .....	10
Tabela I 3 - Comprimento necessário para mobilização do atrito lateral pelo método de P.P Velloso (1979) .....	14

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Mapa do Transporte Metropolitano. (Metrô – SP, 2009) .....	16
Figura 2 - Formas de diagramas de empuxo de terra para paredes rígidas (MAFFEI, 1995). .....	26
Figura 3 - Formas de diagramas de empuxo de terra para paredes flexíveis (MAFFEI, 1995). .....	27
Figura 4 - Distribuição de tensões em poços circulares de concreto projetado (MAFFEI, 1995). .....	30
Figura 5 - Zona de consideração de sobrecargas de superfície (MAFFEI, 1995). ....	31
Figura 6 - Larguras de atuação de sobrecargas a serem consideradas (MAFFEI, 1995). .....	31
Figura 7 - Distribuição de empuxos hidrostáticos para lençóis empoleirados (MAFFEI et al, 1995). .....	33
Figura 8 - Carregamento assimétrico em poços circulares (MAFFEI, 1995) .....	38
Figura 9 - Comportamento elasto-plástico associado ao solo (TACITANO, 2006)....	40
Figura 10 - Classificação de solos segundo Terzaghi (1946) .....	48
Figura 11 - Mecanismos de ruptura local e global (MAFFEI, MURAKAMI) .....	50
Figura 12 - Tensões verticais antes e depois da escavação de uma seção circulares (SZÉCHY, 1973). .....	51
Figura 13 - Material elasto-plástico ideal (SZÉCHY, 1973) .....	52
Figura 14 - Critério de resistência de Mohr-Coulomb. (SZÉCHY, 1973) .....	53
Figura 15 - Processo de ruptura do fenômeno conhecido como loosening. (SZÉCHY, 1973) .....	54
Figura 16 - Pressão de água em (a) estrutura drenante e (b) estrutura não drenante (SZÉCHY, 1973). .....	59
Figura 17 - Análise do fenômeno conhecido por "areia movediça" durante a percolação (TERZAGHI, 1946). .....	60
Figura 18 - Representação de uma malha criada para o método dos elementos finitos .....	65
Figura 19 - Ilustração esquemática de instrumentação convencional (DER-SP 2005). .....	69
Figura 20 - Localização da Estação Vila Prudente .....	73

Figura 21 - Ilustração do Lote 8 - Vila Prudente .....	73
Figura 22 - Ilustração artística da futura estação Vila Prudente .....	74
Figura 23 - Ilustração artística da parte externa da estação Vila Prudente .....	75
Figura 24 - Perfil geológico obtido por sondagens SPT .....	79
Figura 25 - Perfil adotado para os cálculos .....	80
Figura 26 - Diagrama de tensões de solo .....	83
Figura 27 - Curva de rebaixamento de água considerado .....	85
Figura 28 - Diagramas devido às sobrecargas .....	87
Figura 29 - Detalhe da viga de borda .....	87
Figura 30 - Diagrama de empuxo de solo adotado .....	88
Figura 31 - Malha de elementos finitos após a simulação .....	89
Figura 32 - Envoltória de resistência para a zona 1 do revestimento primário .....	91
Figura 33 - Revestimento secundário do poço Sul com as vigas de travamento .....	92
Figura 34 - Cargas nas vigas de travamento .....	93
Figura 35 - Detalhe do apoio da laje de fundo nas bordas dos poços .....	96
Figura 36 – Vista em corte das cascas cilíndricas com 30 m de raio .....	107
Figura 37 - Detalhe da seção da viga de borda .....	109
Figura 38 – Reações nas estacas e momentos fletores solicitantes .....	112
Figura 39: Vista geral dos túneis do corpo da Estação Vila Prudente .....	117
Figura 40: Seções transversais dos Túneis Leste (esquerda) e Oeste (direita) .....	118
Figura 41: Representação das camadas do perfil geológico adotado .....	118
Figura 42: Tensões verticais no maciço na condição inicial .....	120
Figura 43: Diagrama de esforços axiais: valor máximo de 2,5e3 kN .....	122
Figura 44: Diagrama de momento fletor: valor máximo de 2,0e2 kNm .....	123
Figura 45: Diagrama de força cortante: valor máximo de 3,0e2 kN .....	123
Figura 46: Deformada da estrutura: valor máximo de 2,5 cm .....	123
Figura 47: Envoltória de resistência para o arco invertido do Túnel Oeste – seção plena .....	124
Figura 48: Bacia de assentamento superficial devido à escavação dos túneis do corpo da Estação Vila Prudente .....	125
Figura 49: Curvas de convergência e confinamento (PALERMO, 1997) .....	127
Figura 50: Carregamento sobre túnel genérico (GONÇALVES, 2001) .....	130

Figura 51: Esquema dos esforços provenientes do revestimento atuando sobre a fundação (MURAKAMI, 2001) .....	132
Figura 52: Curva da evolução das deformações do maciço em função da distância da frente da escavação (PALERMO, 1999) .....	133
Figura 53: Carregamento básico nas cambotas metálicas (MURAKAMI, 1999) .....	135
Figura 54: Mecanismos de ruptura durante a escavação (NETO, 1999) .....	136
Figura 55 - Seqüência Executiva dos poços Norte e Sul .....	139
Figura 56 - Seqüência Executiva dos Túnel Oeste .....	140
Figura 57 - Seqüência Executiva do Túnel Leste .....	140
Figura 58 - Esquema do início da escavação dos poços .....	142
Figura 59 - Esquema geral da escavação dos poços.....	142
Figura 60 - Fluxograma de execução da escavação dos poços.....	143
Figura 61 - Detalhe de telas metálicas no trecho superior do poço.....	144
Figura 62 - Detalhe de telas metálicas no trecho inferior do poço.....	144
Figura 63 - Fotos da execução dos serviços.....	145
Figura 64 – Seqüência executiva do arco <i>invert</i> provisório do túnel Oeste. ....	146
Figura 65 – Seqüência executiva do arco <i>invert</i> definitivo do túnel Oeste. ....	147
Figura 66 - Seqüência executiva do encontro do poço e túnel (Planta) .....	148
Figura 67 - Seqüência executiva do encontro do poço e túnel (Corte).....	149
Figura 68 - Seção de encontro do poço e túnel.....	149
Figura 69 - Detalhes da fixação do gabarito metálico .....	151
Figura 70 - Execução do revestimento secundário .....	152
Figura 71 - Concretagem da laje de fundo .....	154
Figura 72 - Fluxograma do revestimento secundário .....	154
Figura 73 - Esquema da impermeabilização “guarda-chuva” do túnel .....	156
Figura 74 - Fluxograma de execução de impermeabilização com manta PVC .....	156
Figura 75 - Dreno pré-fabricado, em forma de meia cana: corrugado por fora, liso por dentro, minimizando a formação de depósitos e entupimentos.....	158
Figura 76 - Bases de fixação da manta .....	159
Figura 77 - Colocação e fixação da manta de impermeabilização .....	160
Figura 78 - Compartimentação do poço .....	161
Figura 79 - Tubos para injeção e reparo .....	162
Figura 80 - Conas para suporte da armadura .....	162

Figura 81 - Esquema conceitual do programa de acompanhamento e monitoramento dos impactos .....	172
Figura 82 - Croqui do canteiro de obra.....	187
Figura 83 - Ponte rolante da Andrade Gutierrez.....	188
Figura 84 - Galpão industrial utilizado para estoque de materiais.....	189
Figura 85 - Estoque de aço .....	189
Figura 86 - Distribuição de algumas máquinas e materiais (poço de saída de emergência à esquerda) .....	189
Figura 87 - Informativo sobre qualidade, meio ambiente, saúde, segurança e responsabilidade social .....	190
Figura 88 - Alojamento .....	190
Figura 89 - Cartaz na obra sobre seu status quanto ao PAE .....	194
Figura 90 - Evolução da força de trabalho .....	201

## ANEXO I

Figura I 1 - Distribuição das tensões Sx (tf/m <sup>2</sup> ). ....	1
Figura I 2 - Distribuição das tensões Sy (tf/m <sup>2</sup> ). ....	3
Figura I 3 - Esforços nas estacas (tf).....	5
Figura I 4- Distribuição das tensões Sx (tf/m <sup>2</sup> ). ....	7
Figura I 5 - Distribuição das tensões Sy (tf/m <sup>2</sup> ). ....	8
Figura I 6 - Esforços nas estacas (tf).....	9
Figura I 7 - Distribuição das tensões Sx (tf/m <sup>2</sup> ). ....	11
Figura I 8 - Distribuição das tensões Sy (tf/m <sup>2</sup> ). ....	12
Figura I 9 - Esforços nas estacas (tf).....	13
Figura I 10 - Esquema simplificado do volume de terra a ser calculado. ....	15

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Metodologia dos Estudos Ambientais linha Vila Madalena - Vila Prudente .....	166
Quadro 2 - Matriz de Impactos .....	167

# ÍNDICE

AGRADECIMENTOS.....	1
RESUMO .....	2
LISTA DE TABELAS.....	3
ANEXO I .....	4
LISTA DE FIGURAS.....	5
ANEXO I .....	8
LISTA DE QUADROS.....	8
SUMÁRIO .....	8
1. INTRODUÇÃO.....	13
1.1    Plano de expansão do Metrô e sua necessidade .....	13
1.2    Histórico de obras enterradas: estações de metrô e túneis .....	17
1.2.1    Estações de Metrô .....	17
1.2.2    Túneis .....	18
2. OBJETIVO .....	19
3. EMBASAMENTO TEÓRICO SOBRE ESCAVAÇÃO E ESTABILIDADE DE POÇOS E TÚNEIS.....	20
3.1    Valas a céu aberto (VCA's).....	20
3.1.1    Tipologias de Contenções e Métodos construtivos.....	21
3.1.2    Esforços Solicitantes.....	24
3.1.2.1    Empuxos de Terra.....	25
3.1.2.2    Sobrecargas de cálculo.....	30
3.1.2.3    Influências da água no maciço .....	32
3.1.3    Modelos de Cálculo e Métodos de Dimensionamento.....	34
3.1.3.1    Métodos não-evolutivos.....	36
3.1.3.2    Métodos evolutivos.....	39
3.2    Túneis.....	43
3.2.1    Métodos Construtivos .....	43

3.2.2	Classificação de solos em túneis segundo seu comportamento .....	45
3.2.3	Cálculo de solicitações.....	48
3.2.3.1	Cargas do maciço.....	48
3.2.3.2	Sobrecargas de Cálculo.....	57
3.2.3.3	Empuxos de Água.....	58
3.2.4	Modelos de Cálculo.....	61
3.2.4.1	Cargas Verticais.....	62
3.2.4.2	Cargas Horizontais.....	62
3.2.4.3	Cargas de Fundo .....	63
3.2.4.4	Aplicação de métodos em meio contínuo .....	63
3.3	Instrumentação.....	66
3.3.1	Introdução .....	66
3.3.2	Instrumentação de túneis em NATM.....	68
3.3.3	Leitura dos Dados .....	69
3.3.4	Acompanhamento Técnico de Obras.....	71
4.	DESCRIÇÃO E DADOS GERAIS DA ESTAÇÃO VILA PRUDENTE DA CMSP.....	73
5.	ASPECTOS DO PROJETO.....	76
5.1	Dimensionamento da superestrutura da estação.....	76
5.1.1	Determinação dos esforços solicitantes.....	76
5.1.1.1	Perfil geológico e parâmetros de solos adotados para os cálculos .....	77
5.1.1.2	Cálculo dos diagramas de tensões atuantes nos revestimentos dos poços .....	81
5.1.2	Dimensionamento dos poços .....	87
5.1.2.1	Revestimento Primário.....	87
5.1.2.2	Revestimento Secundário.....	91
5.1.3	Dimensionamento da laje de fundo.....	95
5.1.4	Estudo de lajes de fundo alternativas .....	97
5.1.4.1	Laje Ancorada por Estacas.....	97
5.1.4.2	Laje de Casca Esférica.....	105
5.1.4.3	Comparações entre as alternativas e a laje da projetista .....	114
5.2	Dimensionamento de túneis .....	116

5.2.1	Hipóteses e soluções adotadas .....	116
5.2.2	Geometria dos túneis .....	117
5.2.3	Geologia do terreno .....	118
5.2.4	Análises numéricas .....	119
5.2.5	Resultados obtidos.....	122
5.2.6	Verificação dos revestimentos primários .....	123
5.2.7	Avaliação dos assentamentos .....	124
5.2.8	Análise crítica.....	125
5.2.8.1	O que é o NATM sob o ponto de vista estrutural.....	126
5.2.8.2	Efeito de uma escavação próxima à outra, e parcialização da escavação do Túnel Leste. ....	127
5.2.8.3	Interpretação dos resultados de esforços solicitantes .....	129
5.2.8.4	Espessura do revestimento primário .....	131
5.2.8.5	Fundação da cambota.....	132
5.2.8.6	Medidas de segurança adicionais para a escavação do Túnel Leste .....	133
5.2.8.7	Análise da frente da escavação .....	133
5.2.8.8	Análise numérica bidimensional .....	134
5.2.8.9	Fases de cálculo .....	135
5.2.8.10	Modelos utilizados: linear plástico perfeito e critério de ruptura de Mohr-Coulomb.....	136
5.2.8.11	Bacia de assentamentos avaliada segundo o método de Peck .....	137
6.	PROCEDIMENTO EXECUTIVOS .....	138
6.1	Escavação e revestimento primário .....	140
6.1.1	Poço .....	140
6.1.2	Túnel .....	145
6.1.3	Concreto Projetado .....	149
6.2	Execução do revestimento secundário .....	151
6.3	Execução da impermeabilização com manta de PVC .....	155
6.3.1	Procedimento Executivo .....	156
7.	IMPACTOS AMBIENTAIS .....	164
7.1	Metodologia de avaliação dos impactos .....	165
7.2	Síntese dos Impactos Ambientais Relevantes .....	167

7.3	Quadros prospectivos .....	172
8.	PREVISÃO DE DEMANDA.....	177
8.1	Pesquisa de origem-destino.....	177
8.2	Modelos de previsão de oferta e demanda.....	178
8.3	Metodologia da análise de dados.....	179
8.4	Resultados .....	179
9.	ASPECTOS DE PLANEJAMENTO E ORGANIZAÇÃO DA OBRA .....	183
9.1	Organização do canteiro .....	186
9.2	Procedimentos de segurança adotados.....	190
9.2.1	Dados gerais .....	190
9.2.2	Procedimentos de segurança adotados na obra em estudo.....	191
9.3	Quantitativo dos principais insumos.....	195
10.	CONCLUSÕES .....	202
11.	COMENTÁRIOS FINAIS.....	204
12.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	205
	ANEXO I .....	
	ANEXO II .....	

## 1. INTRODUÇÃO

### 1.1 Plano de expansão do Metrô e sua necessidade

São Paulo, a maior cidade da Região Metropolitana de São Paulo (RMSP), composta por mais de 38 municípios, sofre dia após dia com congestionamentos. Com quase 11 milhões de habitantes, sua rede de transporte engloba ônibus, trens, metrô, além de um sistema composto por mais de 17,2 mil quilômetros de vias.

Um fator agravante em relação ao trânsito na maior cidade da América do Sul é o crescimento da frota de veículos. Em 12 meses (de março de 2007 a março de 2008), o total de veículos em São Paulo subiu 6,7%, proporção quase 16 vezes maior que o ritmo de crescimento da população de São Paulo, 0,41% entre os anos 2006 e 2007. São Paulo ganha cerca de mil veículos novos por dia (DETRAN-SP, 2009) e, existe hoje, aproximadamente um veículo para cada dois habitantes da capital.

Segundo a CET (Companhia de Engenharia de Tráfego), o número de veículos cresceu 25% nos últimos dez anos, enquanto a infra-estrutura urbana, com a quantidade de ruas e avenidas, aumentou apenas 6%. Como consequência desse aumento desordenado dos veículos em relação às vias, a velocidade média dos carros diminuiu nos últimos anos, assim como a velocidade dos ônibus.

Para ajudar a solucionar este crescente problema, deve ser feito um investimento no transporte público da cidade, que é precário se comparado com outras grandes cidades, como Nova Iorque, Londres, Tóquio e Paris, que apresentam as maiores redes metroviárias do mundo.

A primeira linha do Metrô de São Paulo foi a Linha Azul, inaugurada em 1974, e ligava dois cantos opostos da cidade: Santana e Jabaquara. Hoje, com 3,3 milhões de usuários por dia, os 61,3 quilômetros de trilhos e as 55 estações existentes são insuficientes. O Metrô está operando com capacidade máxima em algumas estações, nos horários de pico (Tabela 1).

DEMANDA	Linha	Linha	Linha	Linha	Rede
Entrada de passageiros - 2008	1-Azul	2-Verde	3-Vermelha	5-Lilás	
<b>Total (milhares)</b>	264.157	73.758	312.756	33.695	684.367
<b>Média dos dias úteis</b>	885.618	261.169	1.045.665	118.052	2.310.503
<b>Média dos Sábados</b>	499.908	104.399	596.462	65.827	1.266.596
<b>Média dos Domingos</b>	287.366	56.761	346.234	35.557	704.672
<b>Máxima Diária</b>	992.377	288.955	1.157.387	139.469	2.562.460

**Tabela 1 - Demanda de passageiros segundo a linha – 2008. (GOP/OPC/CTE, 2008)**

O Plano de Expansão do Transporte Metropolitano conta com investimento de R\$ 20 bilhões do Governo do Estado de São Paulo, para que até 2010, a rede sobre trilhos, que engloba Metrô, CPTM e EMTU/SP, seja quadruplicada e chegue a 240 quilômetros e reduza em até 25% o tempo de viagem dos passageiros.

Uma das primeiras medidas do Plano de Expansão a ser implementada foi a aquisição de novos trens para o sistema metroferroviário. Até 2010, serão 107 novos trens, com previsão para a aquisição de mais trens futuramente.

Apenas para a rede metroviária, desde 2004 estão sendo construídos 17 quilômetros de vias e 14 estações, que deverão ficar prontas até 2012, totalizando um investimento de R\$ 10,1 bilhões.

A Linha 2 – Verde do Metrô que atualmente vai da Estação Ana Rosa até a Estação Alto do Ipiranga, com 10,7 quilômetros, está sendo ampliada com a criação de três novas estações: Sacomã, Tamanduateí e Vila Prudente, totalizando 15 quilômetros. Além de possuir integração com a Linha 1-Azul nas estações Paraíso e Ana Rosa, a Linha 2-Verde, em seu novo trecho, irá se integrar com a Linha 10-Turquesa (CPTM), na Estação Tamanduateí, com o Expresso Tiradentes, na futura Estação Sacomã e com a futura extensão da Linha 5-Lilás, na Estação Chácara Klabin.

A previsão é de que em 2010, com a operação total da Linha 2-Verde, entre Vila Madalena e Vila Prudente, integrada na Estação Tamanduateí com a Linha "D" da Companhia Paulista de Trens Metropolitanos - CPTM e na Estação Sacomã com o Expresso Tiradentes, a demanda diária da linha chegue a 800 mil pessoas.

Já a Linha 4 – Amarela, com extensão de 12,8 quilômetros e 11 estações, ligará o bairro da Luz ao bairro de Vila Sônia, na Zona Oeste, passando pela região da Consolação, Avenida Paulista e Pinheiros, e será implantada em duas etapas. A primeira prevê a construção e inauguração de seis estações: Butantã, Pinheiros, Faria Lima, Paulista, República e Luz; estrutura das estações intermediárias Fradique Coutinho, Oscar Freire e Higienópolis-Mackenzie; construção e inauguração do pátio de manutenção Vila Sônia. A segunda prevê o acabamento e a inauguração das estações intermediárias: Fradique Coutinho, Oscar Freire e Higienópolis-Mackenzie; construção e inauguração de duas estações: São Paulo-Morumbi e Vila Sônia. Haverá integração com as linhas 1-Azul, 2-Verde e 3-Vermelha nas estações Luz, Paulista, e República, respectivamente.

O trecho inicial da Linha 5-Lilás foi entregue à população em outubro de 2002 e conta com 8,4 km de extensão operacional distribuídos em seis estações: Capão Redondo, Campo Limpo, Vila das Belezas, Giovanni Gronchi, Santo Amaro e Largo Treze. A integração com a rede metroviária é realizada através da Estação Santo Amaro da CPTM. Essa linha atende aos bairros de Capão Redondo, Capela do Socorro, Campo Limpo, Grajaú, Piraporinha, extremo de Santo Amaro e redondezas.

O segundo trecho a ser construído deverá atender uma demanda de, aproximadamente, 650 mil passageiros/dia útil e ligará a Estação Largo Treze à Estação Santa Cruz (Linha 1-Azul) e à Estação Chácara Klabin (Linha 2-Verde). Serão mais 11 estações: Adolfo Pinheiro, Alto da Boa Vista, Borba Gato, Brooklin-Campo Belo, Água Espraiada, Ibirapuera, Moema, Servidor, Vila Clementino, Santa Cruz e Chácara Klabin. Serão mais 11,7 km de via a serem implantados com previsão de conclusão em 2012. Quando totalmente construída, a Linha 5 – Lilás terá cerca de 20 quilômetros e 17 estações.

O Plano de Expansão ainda contempla a elaboração dos projetos visando à implantação da futura Linha 6-Laranja (Brasilândia/Vila Nova Cachoeirinha - São Joaquim). As obras devem ser iniciadas até 2010.

O mapa completo, apresentado na Figura 1, ilustra tanto as estações existentes quanto as que estão em projeto.

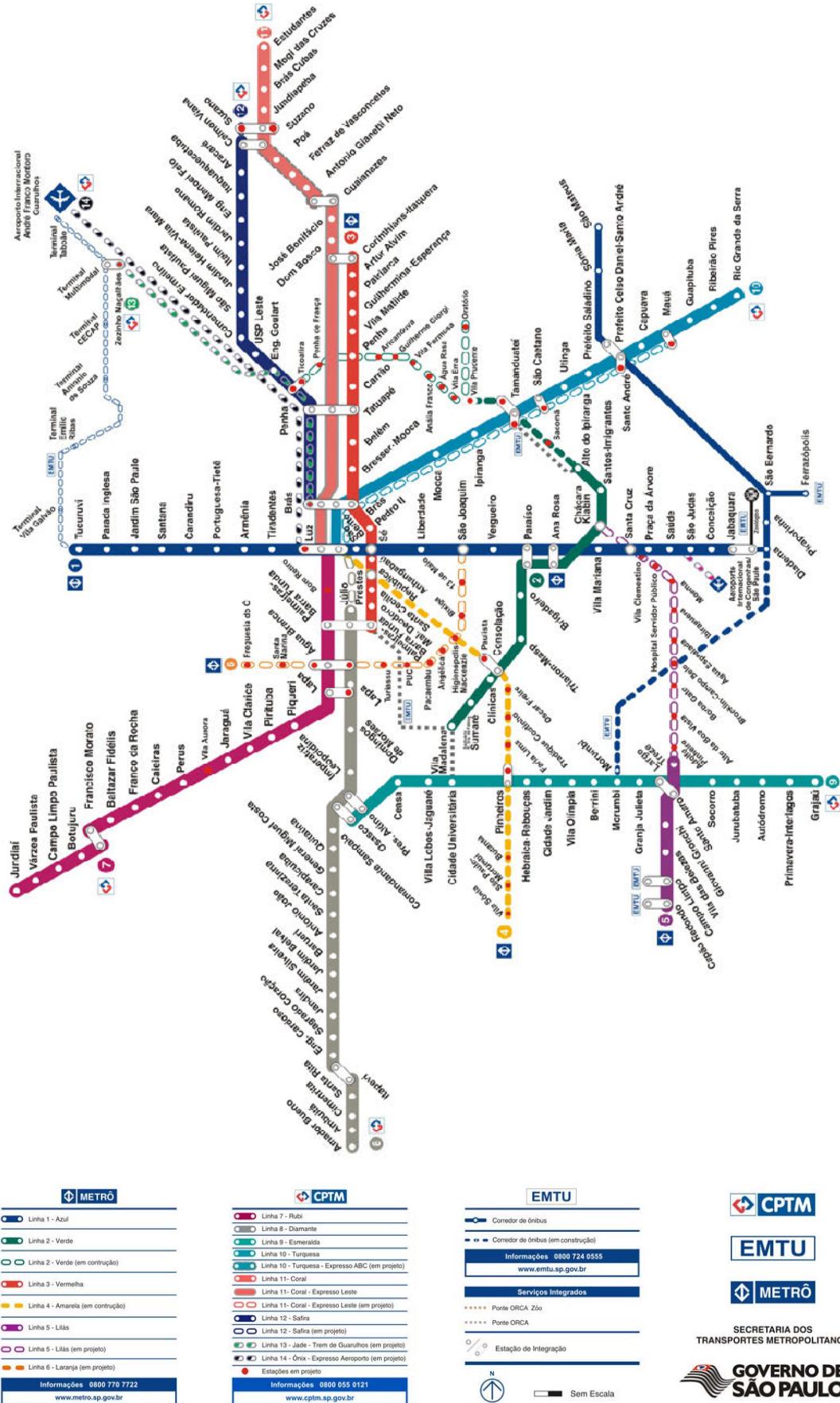


Figura 1 - Mapa do Transporte Metropolitano. (Metrô - SP, 2009)

## 1.2 Histórico de obras enterradas: estações de metrô e túneis

### 1.2.1 *Estações de Metrô*

O método construtivo empregado nas primeiras estações de metrô ainda é, basicamente, o mesmo empregado atualmente. Trata-se do método conhecido por VCA (Vala a Céu Aberto), no qual escava-se o terreno, devidamente escorado, até a cota de fundo da obra subterrânea e constrói-se a estrutura da estação. Entretanto, houve uma mudança na geometria das escavações, fato que resultou em um considerável avanço em termos de tecnologia da construção, de organização de canteiro, de produtividade e de economia de materiais.

As primeiras estações possuíam uma forma retangular. Conseqüentemente, eram necessários sistemas de contenção devidamente escorados. Estroncas e escoras implicam em menos espaço útil dentro da escavação, bem como um empecilho para a livre movimentação de equipamentos. Ou seja, tinha-se uma vala congestionada e desorganizada, o que prejudicava a produtividade dos construtores. A opção, para valas com largura superior a 12 m era a utilização de tirantes, o que, por um lado liberava espaço na vala, mas por outro onerava demasiadamente a obra.

A partir da década de 80, começou-se a escavar poços circulares para comportar as estações. Uma idéia de concepção relativamente simples, mas que possui grandes vantagens. Poços circulares consistem em estruturas auto-portantes, que trabalham primordialmente à compressão, ou seja, que dispensam a utilização de escoramentos. Com a evolução da tecnologia do concreto projetado, a execução deste tipo de obra tornou-se mais rápida. Em contrapartida, escava-se um volume de terra maior que o necessário, mas pode-se utilizar esse espaço extra para a acomodação de outras instalações inerentes a estações de metrô como salas técnicas, equipamentos de ventilação, de bombeamento e etc.

Existe uma tendência da construção de estações em poços múltiplos, de forma a minimizar o volume de terra escavado, aproximando-se mais do comprimento total da plataforma de embarque. Assim, não haveria a necessidade de

se escavar túneis para complementar as mesmas. Entretanto, as complexidades de projeto e de método construtivo aumentam, bem como o prazo de execução. Trata-se de uma solução que deve ser cuidadosamente avaliada, uma vez que a mesma pode sair mais cara e demorada que uma escavação em trincheira.

### *1.2.2 Túneis*

A história da construção de túneis remonta a Pré-História, quando o homem primitivo, procurando abrigo e proteção dos inimigos, escavou as primeiras cavernas. O túnel mais antigo foi construído há 4000 anos sob o Rio Eufrates com o propósito de comunicação entre dois palácios da Babilônia e teve a considerável dimensão de 1,0 km de extensão e seção retangular de 3,6 x 4,5m (SZÉCHY, 1966).

Na História Antiga, o domínio das obras subterrâneas permitiu a construção de aquedutos e passagens militares, que ainda resistem e continuam em utilização, como os aquedutos da Grécia que foram reformados e continuam levando água até os pontos finais.

O desenvolvimento de técnicas construtivas de túneis teve como impulsão a construção de ferrovias e a necessidade de transposição de rios. No Brasil, túneis começaram a ser construídos na época do império para a construção da Estrada de Ferro Dom Pedro II com ponteira e marreta, pois a dinamite ainda não existia.

A partir do século XX, com os estudos de comportamento do solo e da interação solo-estrutura, surgiram métodos mais avançados, seguros e de maior produtividade. Dentre eles, destacam-se o Tunel Liner, o TBM (Tunel Boring Machine) e o NATM (New Austriac Tunneling Method).

Neste trabalho, será feita uma abordagem sucinta sobre os métodos mencionados acima, com uma ênfase para o NATM, uma vez que este foi o método construtivo utilizado na construção dos túneis da Estação Vila Prudente.

## 2. OBJETIVO

Na primeira parte foi feita uma extensa revisão bibliográfica que forneceu embasamento teórico aos integrantes do grupo sobre dimensionamento e métodos construtivos de valas e túneis.

Considerando esses conhecimentos, objetiva-se para esta segunda parte realizar uma análise das obras provisórias e permanentes referentes aos poços e aos túneis que limitam o espaço físico da Estação Vila Prudente.

Assim, serão analisados e descritos aspectos de projeto, hipóteses adotadas e metodologias construtivas empregadas nessas obras. Paralelamente, serão abordados os impactos ambientais causados na implantação da estação em questão, a organização de canteiro e o consumo dos principais insumos, bem como os estudos e projeções de demanda feitos para o projeto da mesma, de forma a tornar este trabalho o mais interdisciplinar possível.

Desta forma, o presente trabalho possui duas partes, uma teórica, que consiste em um resumo da revisão bibliográfica feita no primeiro semestre, focando aspectos relacionados apenas com a estação em estudo, e uma parte prática, a qual abordará os itens mencionados no parágrafo anterior.

### **3. EMBASAMENTO TEÓRICO SOBRE ESCAVAÇÃO E ESTABILIDADE DE POÇOS E TÚNEIS**

As obras subterrâneas podem ser executadas utilizando-se basicamente dois métodos: valas a céu aberto ou túneis.

#### **3.1 Valas a céu aberto (VCA's)**

Obras de contenção do terreno estão presentes nas mais diversas áreas da construção civil tais como projetos de estradas, de pontes, de estabilização de encostas, de canalizações, de saneamento, de metrôs, etc. As contenções são feitas pela introdução de uma estrutura e de elementos que apresentam uma rigidez distinta daquela do terreno a ser arrimado.

Para se ter uma idéia geral dos processos executivos de estruturas de contenção, Hachich et. al. (1996) apresenta algumas definições relativas a sistemas de contenções:

- Contenção é todo elemento ou estrutura destinado a contrapor-se a empuxos ou tensões geradas em maciço cuja condição de equilíbrio foi alterada por algum tipo de escavação, corte ou aterro;
- Escoramentos são estruturas provisórias executadas para possibilitar a construção de outras obras. São utilizados mais comumente para permitir a execução de obras enterradas ou assentamento de tubulações embutidas no terreno;
- Cortinas são contenções ancoradas ou apoiadas em outras estruturas, caracterizadas pela pequena deslocabilidade;

### 3.1.1 Tipologias de Contenções e Métodos construtivos

A escolha do método construtivo se baseia, principalmente, em fatores técnicos, econômicos e de segurança. De maneira mais específica, para obras do metrô, as quais são executadas em áreas densamente urbanizadas, deve-se considerar ainda uma rapidez de execução, tanto pelos incômodos causados à população quanto pela urgência na demanda por transportes públicos mais eficazes. No entanto, deve-se atentar para a segurança em primeiro lugar, não colocando em risco a vida da população que vive na região.

O sistema de contenção é formado pelo paramento travado com estroncas, tirantes ou bermas. As estroncas podem ser metálicas, de concreto ou de madeira.

A seguir, estão apresentados de forma bastante sucinta os principais tipos de paramentos utilizados na abertura de valas.

- ✓ *Estacas-Prancha*

As estacas-prancha são perfis de aço laminados com seções planas ou em forma de “U” ou “Z”, ou de concreto armado, ou de madeira, com encaixes do tipo “macho-fêmea” que permitem construir paredes contínuas através da justaposição das peças que vão sendo encaixadas e cravadas no solo de maneira sucessiva.

O sistema de ligação entre as estacas-pranchas permite a formação de um paramento estanque que evita o fluxo d’água e o carreamento de material para o interior das escavações. Dependendo do comprimento de sua “ficha” e das características do subsolo podem muitas vezes dispensar os sistemas de rebaixamento de lençol freático.

- ✓ *Perfil Pranchado*

Trata-se de um paramento muito usado em obras de contenção implantadas acima do lençol freático e em solos que podem, por efeito de um arqueamento

(areias) ou devido à sua coesão (argilas e siltos), permanecer estáveis, ao menos temporariamente, permitindo a escavação do terreno entre perfis, para instalação do pranchamento. Os perfis metálicos são utilizados para suportar as cargas verticais da contenção das vigas e lajes e também as da estrutura definitiva.

Abaixo do nível d'água, só podem ser implantadas com o auxílio de sistemas de rebaixamento do lençol freático tornando essa opção onerosa nessas condições. Também nessas condições podem aparecer recalques indesejáveis nas construções vizinhas.

O vão entre os perfis é contido por pranchas normalmente de madeira. Após a cravação dos perfis, é feita a escavação do terreno concomitantemente com a instalação das pranchas de madeira nos vãos entre os perfis.

#### ✓ *Paramentos com Estações*

As cortinas constituídas por estações escavados com lama bentonítica, estações revestidos com camisas metálicas e cortinas de tubulões executados a céu aberto podem ser executadas da superfície do terreno, sem praticamente desconfinar o solo adjacente e sem provocar vibrações.

Este tipo de solução é adotado na execução de contenções em que o solo a ser contido é constituído por argilas médias, rijas e duras, ou ainda solos (acima do nível d'água) que possuam certa coesão que permita espaçar os estações ou tubulões para compensar o maior consumo de aço e concreto por metro quadrado de paramento, dada a sua forma circular.

O solo entre estações ou tubulões pode ser contido por concreto projetado, armado ou não, por uma cortina convencional de concreto armado ou simplesmente protegido por uma camada de alvenaria. Em todos os casos, haverá escavação manual, cujo custo deverá ser avaliado no momento da análise econômica da solução.

No caso do concreto projetado, este é aplicado em forma de arco funcionando como um pranchamento. Esse concreto projetado em forma de arco busca transmitir aos elementos adjacentes o empuxo de terra.

Uma variante desta solução, especialmente em terrenos de baixa consistência, seria a substituição do concreto projetado entre as estacas escavadas por colunas tipo “CCP” (Chemical Churning Pile) executadas pela tecnologia do “Jet Grouting”, secantes, também em forma de arco.

✓ *Cortinas com Estacas Tipo Hélice Contínua*

As recomendações e comentários feitos para as cortinas constituídas por estacões também se aplicam às cortinas executadas com estacas tipo Hélice.

Devido ao processo executivo, elas apresentam como vantagem em relação aos estacões o fato de não utilizarem lama bentonítica e ou camisas metálicas para conter o terreno e ter uma velocidade de execução bem maior.

O processo de colocação das armaduras, neste tipo de estaca não permite que ela, dependendo do seu comprimento, seja totalmente armada. Por este motivo a sua utilização em contenções fica limitada a paramentos cuja altura incluindo o comprimento da ficha seja igual ou inferior ao comprimento da estaca possível de ser armada.

✓ *Colunas “Jet-Grouting”*

As colunas de “Jet Grouting” são colunas de solo-cimento e, como tal, possuem pouca resistência à tração. Por este motivo, para serem utilizadas como paramento, elas geralmente são armadas com monobarras ou perfis de aço, exceto em casos de contenção de pequena altura ou em paramentos cuja forma induza tensões predominantemente de compressão como no caso de contenções de paredes de poços circulares de pequeno diâmetro.

Uma vez que elas podem ser executadas secantes umas às outras, as colunas de “Jet Grouting” permitem estanqueidade do terreno a ser contido. Como processo de melhoria de resistência dos solos, têm sido utilizadas como reforço de cobertura na execução de túneis.

✓ *Paredes-diafragma*

Este sistema de contenção permite a execução de uma parede contínua ao longo de todo perímetro da contenção, sem provocar vibrações ou desconfinamento relevante ao terreno adjacente. A parede-diafragma pode ser executada em diversos tipos de solo, acima ou abaixo do nível d’água local e forma um paramento “estanque”, ou seja, evita o fluxo de água para o interior da escavação.

Como se conformam melhor com o perímetro da contenção, podem ser utilizadas com qualquer tipo de escoramento. No caso do uso de tirantes, dispensam a execução das longarinas (viga horizontais) para distribuição das cargas. Quando são utilizadas como estrutura definitiva, as paredes-diafragma podem ser executadas incorporando os ferros de espera das vigas e lajes das estruturas projetadas.

Durante a execução da parede-diafragma a estabilização das paredes da escavação é garantida pelo preenchimento do espaço com lama bentonítica, que é uma mistura de bentonita e água em proporção conveniente.

O processo executivo de parede-diafragma exige a utilização de equipamentos pesados e de grande porte e, portanto, não é possível executá-las em locais onde estes equipamentos não conseguem ter acesso. A presença de matacões é outro fator que pode inviabilizar a utilização deste sistema.

### 3.1.2 *Esforços Solicitantes*

O carregamento de paredes de contenção deve ser obtido pela superposição das diversas ações resultantes dos empuxos de terra, empuxos hidrostáticos e das

sobrecargas decorrentes de edifícios, equipamentos e depósitos de materiais na zona de influência da escavação.

### 3.1.2.1 Empuxos de Terra

Os valores de empuxos, bem como a distribuição das tensões que atuam na parede, dependem significativamente dos deslocamentos e das deformações, tanto da interface solo-parede quanto do maciço arrimado. Portanto, o carregamento da parede de contenção depende também de suas características geométricas e reológicas, o que torna necessário, em princípio, um processo de cálculo iterativo. Por esse motivo, diz-se que o conjunto solo-parede corresponde a um sistema estaticamente indeterminado.

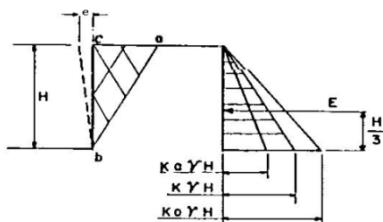
Por outro lado, os deslocamentos e deformações são função das características geométricas e reológicas do maciço escavado, bem como da vinculação e da rigidez relativa solo-contenção, as quais variam conforme as diferentes fases e formas da escavação.

As escavações podem ser em trincheira ou circulares. Em escavações em trincheira, as contenções podem ser compostas por paredes em balanço, cujo equilíbrio depende do engastamento da mesma no solo e paredes com um ou mais níveis de escoramento, cujo equilíbrio depende de uma ficha mínima de parede e das reações fornecidas pelo sistema de escoramento. Por outro lado, escavações em poços circulares são estruturadas por um revestimento que trabalha primordialmente a esforços de compressão, constituindo-se em estruturas auto-portantes de elevado grau de hiperestaticidade que dispensam, portanto, o emprego de escoramentos ou a necessidade de fichas.

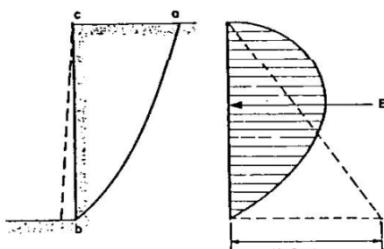
Por sua vez, em termos de rigidez, destacam-se duas categorias de paredes de contenção: paredes flexíveis e paredes rígidas. De forma simplista, as paredes são consideradas flexíveis quando sofrem deformações significativas por flexão. Ao contrário, quando essas deformações puderem ser desprezadas, considera-se as mesmas como rígidas. Trata-se de uma definição importante, uma vez que muitos

métodos de cálculo têm pressuposto o valor e a distribuição das tensões a partir da flexibilidade estimada da parede.

Dessa forma, os graus de vinculação e de rigidez de uma parede determinam os deslocamentos e deformações que podem ocorrer e, por consequência, as possíveis distribuições de tensões do solo atuantes sobre a mesma. Por exemplo, para paredes em balanço, considera-se os deslocamentos advindos da rotação das mesmas em torno da base, o que resulta em uma distribuição triangular de empuxos. No caso de translação da parede ou de rotação em torno do topo, por outro lado, as distribuições de tensão se afastam da triangular ideal, tendendo a resultar em empuxos-força cerca de 5 a 20 % maiores (MAFFEI, 1995). A Figura 2 e a Figura 3 mostram as distribuições de tensões diferentes para cada tipo de origem e intensidade de deslocamentos:



## ROTAÇÃO EM TORNO DA BASE



## **BOTAÇÃO EM TORNO DO TOPO**

**Figura 2 - Formas de diagramas de empuxo de terra para paredes rígidas (MAFFEI, 1995).**

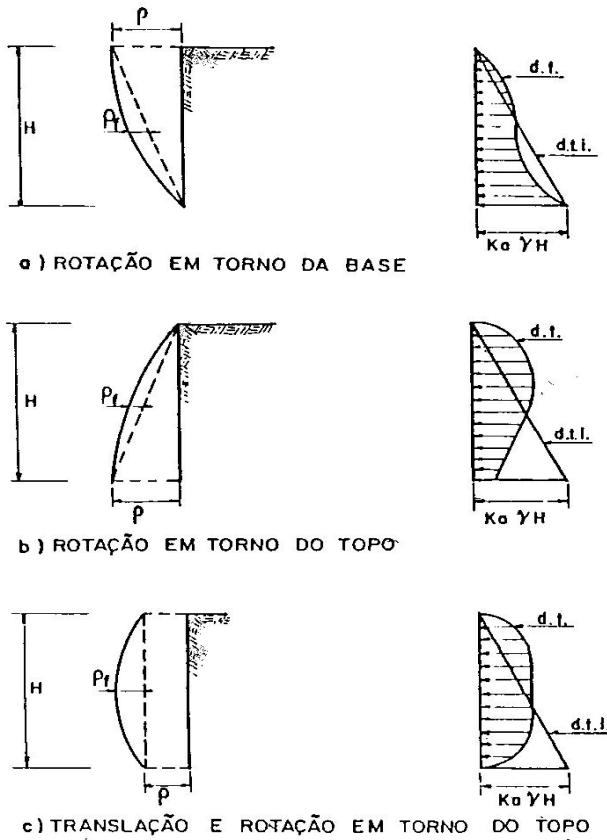


Figura 3 - Formas de diagramas de empuxo de terra para paredes flexíveis (MAFFEI, 1995).

Essa diferença na distribuição de tensões está relacionada com o fenômeno de arqueamento do solo, ou seja, sua capacidade de se adequar a um novo estado de tensões a partir de uma deformação e da mobilização de sua resistência ao cisalhamento. Assim, de modo geral, em solos sem capacidade de arqueamento (solos moles, solos residuais, entre outros), tendem a prevalecer distribuições triangulares do tipo geostático. No caso de paredes flexíveis, há deslocamentos maiores, o que também influencia na distribuição.

Um fator fundamental que influencia os valores dos empuxos de terra é o estado de mobilização do solo do maciço arrimado, o qual pode ser:

- Ativo: é um estado limite inferior mobilizado por pequenos deslocamentos no sentido interno da vala, o que gera um alívio das tensões horizontais de confinamento. É caracterizado pelo coeficiente de empuxo ativo ( $k_a$ ). Os empuxos ativos possuem a menor intensidade possível;
- Passivo: é um estado limite superior mobilizado quando o solo é comprimido

pela parede. Dessa forma, os empuxos passivos são os maiores empuxos de terra que podem atuar em uma parede. É caracterizado pelo coeficiente de empuxo passivo ( $k_p$ );

- Repouso: situação na qual não ocorrem descolamentos da parede, ou seja, situação do maciço natural. É caracterizado pelo coeficiente de empuxo ( $k_0$ ).

Em situações mais específicas, quando os deslocamentos são insuficientes para mobilizar os estados ativo ou passivo, podem-se adotar coeficientes de empuxo intermediários, caracterizando o repouso-ativo (ativo majorado) ou o repouso-passivo (passivo minorado). Para paredes flexíveis, no entanto, considera-se que o estado ativo é sempre mobilizado no lado externo da escavação.

Para tentar escapar do problema estaticamente indeterminado, alguns pesquisadores propuseram métodos para o cálculo dos empuxos de terra. Assim, conhecendo-se o empuxo-força resultante, basta determinar seu ponto de aplicação (ou seja, adotar uma distribuição de tensões) e se efetuar o dimensionamento da contenção. Dentre os diversos métodos para obtenção do empuxo-força, pode-se destacar o Método de Rankine e o Método de Coulomb. Além destes, existem autores que propõem distribuições de tensões baseadas em instrumentação e retroanálise de obras como Terzaghi, Peck, Guerra e outros.

A teoria de Rankine foi inicialmente proposta baseando-se nas seguintes hipóteses:

- O solo do maciço é homogêneo e não-coesivo (posteriormente, estendeu-se sua proposta, permitindo o tratamento de solos coesivos);
- O tardoz da parede de contenção deve ser vertical e liso, ou seja, despreza-se o atrito solo-parede;
- O maciço arrimado deve ser horizontal (posteriormente, com as pesquisas de Cacquot-Kérisel, passou-se a se considerar inclinações no maciço).

Conclui-se pelas condições apresentadas que as tensões principais ( $\sigma_1$  e  $\sigma_3$ ) atuantes em um elemento de solo próximo a parede estão sempre atuando nas direções vertical e horizontal. Dessa forma, baseado no conceito de ruptura de

Mohr-Coulomb, Rankine obteve as expressões que permitem o cálculo dos empuxos de terra atuantes na parede. A Teoria de Rankine admite que uma massa semi-infinita do maciço arrimado esteja em equilíbrio plástico, ou seja, na iminência da ruptura. Percebe-se, portanto, que Rankine chega a um mecanismo de ruptura que parte das condições de equilíbrio e plastificação, ou seja, é um método estático.

Ao contrário da Teoria de Rankine, a Teoria de Coulomb parte de um mecanismo, supondo uma superfície plana de ruptura, ou seja, trata-se de um método cinemático. A cunha de análise é formada pelo tardoz da parede, pela superfície do maciço e pela superfície de ruptura adotada, a qual deve passar pelo pé da parede. Garantindo-se que todos os pontos dessa superfície atendam ao critério de escoamento, ou seja, que estejam com a resistência ao cisalhamento totalmente mobilizada, pode-se estudar o equilíbrio estático dos blocos que compõem o mecanismo. Trata-se também, portanto, de um método de equilíbrio-limite. No entanto, não se sabe o ponto de aplicação do empuxo-força resultante na parede, ou seja, este método depende da adoção de uma distribuição de tensões adequada.

Comparativamente com o Método de Rankine, o Método de Coulomb tem aplicação mais ampla, pois pode ser utilizado em condições de maciço irregular, seja ele homogêneo ou estratificado, sem desprezar a resistência mobilizada entre o solo e o muro. Quando as hipóteses de Rankine são respeitadas, ambos os métodos conduzem aos mesmos resultados, indicando o empuxo real atuante.

Existem outros métodos cinemáticos para determinação dos empuxos que se baseiam em superfícies de ruptura diferente da plana.

✓ *Principais aspectos das tensões de solo em poços circulares*

Segundo Maffei (1995), as escavações em poços circulares são sempre preferíveis a escavações em trincheira, uma vez que, além da parede trabalhar essencialmente à compressão, como mencionado, tem-se o efeito do arqueamento mais acentuado, o que provoca um alívio maior de tensões, conduzindo a contenções mais eficientes e econômicas.

Dos diversos métodos construtivos como o “Liner Plates”, Estacas Metálicas com Pranchões, Paredes de Diafragma, Consolidação, entre outros, o mais utilizado em poços de grande diâmetro é o Concreto Projetado.

Neste método, a escavação é feita em camadas (avanços), nas quais escava-se o núcleo e mantém-se uma banqueta (berma) lateral no contorno. Em seguida, as banquetas são removidas alternadamente, prosseguindo-se com a aplicação do concreto projetado. É necessária a utilização de telas de aço, as quais, além de ajudar na fixação do concreto, devem resistir a esforços de tração advindos da flexão causada por eventuais imperfeições geométricas e carregamentos assimétricos.

Pelo fato do concreto não ter uma resistência imediata, o avanço depende do tempo em aberto do solo (tempo de auto-sustentação) do maciço. Por outro lado, este fato representa uma grande vantagem deste método construtivo, já que torna a contenção inicial extremamente flexível, o que permite o maior alívio de tensões possível no maciço. Enquanto o revestimento de uma seção vai ficando mais resistente e rígido, o fundo da escavação vai se distanciando, implicando em um aumento gradativo do carregamento nessa mesma seção, conforme mostra a Figura 4.

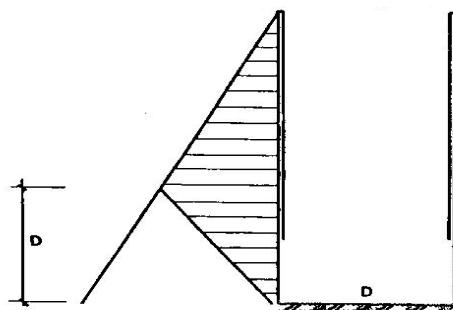


Figura 4 - Distribuição de tensões em poços circulares de concreto projetado (TERZAGHI, 1948).

### 3.1.2.2 Sobrecargas de cálculo

As sobrecargas devem ser sempre consideradas no dimensionamento de paredes de contenção. Referem-se às cargas advindas de construções, edificações

e equipamentos que se situem nos arredores da trincheira. Na prática, considera-se a área de influência definida na Figura 5.

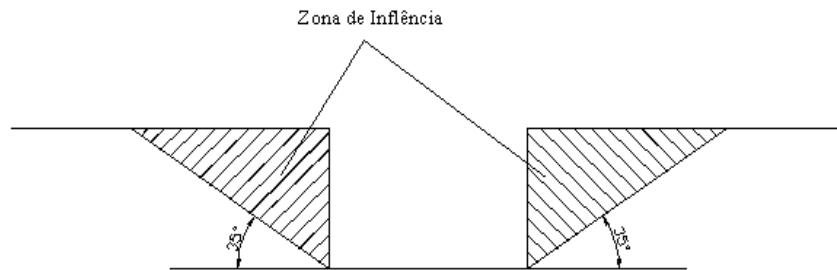


Figura 5 - Zona de consideração de sobrecargas de superfície (MAFFEI, 1995).

Definem-se dois tipos principais de sobrecargas equivalentes, aplicadas conforme a Figura 6:

- $P$ : sobrecarga geral uniformemente distribuída que abrange as cargas provenientes de depósitos de materiais de construção e também as cargas provenientes do tráfego de veículos. Usualmente adotada como  $P = 10 \text{ kN/m}^2$ ;
- $P'$ : sobrecarga geral semi-infinita que abrange veículos especiais e equipamentos que atuem próximos da vala. A carga  $P'$  pode variar de 30 a  $120 \text{ kN/m}^2$  dependendo do tipo de equipamento atuante nos arredores da escavação, devendo ser aplicada em uma largura de 1,5 m a partir da parede de contenção.

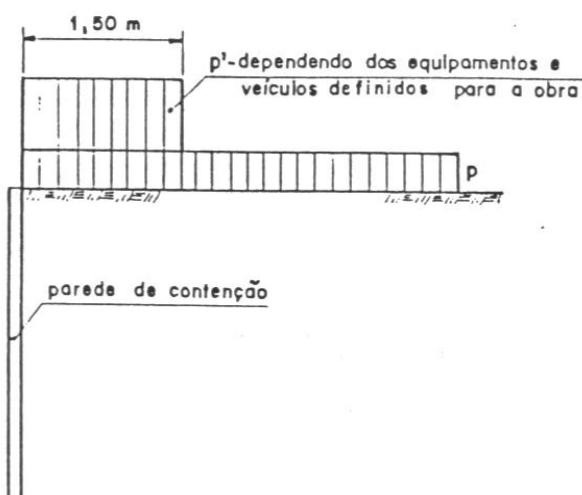


Figura 6 - Larguras de atuação de sobrecargas a serem consideradas (MAFFEI, 1995).

O que se costuma fazer em projetos na prática é considerar que as sobrecargas de todos os tipos não influenciam o maciço em profundidades maiores que 2,0 m (MAFFEI, 1995).

### 3.1.2.3 Influências da água no maciço

A consideração dos efeitos da ação da água em obras geotécnicas é imprescindível e já foi observada como a causa de ruptura de diversas obras como barragens, sistemas de contenção, taludes, entre outras.

A água ocupa os vazios do solo, criando pressões neutras no mesmo, pressões estas que aliviam o peso natural do solo, ou seja, diminuem as tensões efetivas nele atuantes, diminuindo sua resistência, o que pode levar à sua ruptura dependendo da situação.

No caso de paredes de contenção, a água pode introduzir tensões adicionais que podem influenciar consideravelmente no seu dimensionamento. Sua ação depende dos condicionantes hidrogeológicos da região e das permeabilidades da parede e do solo arrimado.

- ✓ *Terrenos homogêneos*

Se a parede é impermeável (parede de diafragma, estacas secantes, etc) e não há rebaixamento do lençol, considera-se o nível d'água como estático, somando-se o empuxo hidrostático ao empuxo de terra calculado com o peso específico submerso do solo ( $\gamma_{\text{sub}}$ ).

No caso de paredes permeáveis (perfil com pranchões, paredes descontínuas, etc.), deve-se analisar se o meio é permeável ou não. Em meios permeáveis, admite-se que o lençol é naturalmente drenado, ou seja, calculam-se os empuxos de terra adotando o peso específico natural do solo. Entretanto, caso a eficiência deste rebaixamento não seja garantida, pode-se estudar as pressões de água na parede através do conceito de rede de fluxo. Através de softwares

especializados, introduzem-se as condições de contorno do maciço e os parâmetros de permeabilidade dos solos e obtém-se a pressão atuante na parede. Esse mesmo procedimento deve ser utilizado no caso de paredes permeáveis arrimando um maciço impermeável, onde se tem um fluxo de água transiente.

✓ *Terrenos estratificados*

No caso de terrenos estratificados, o rebaixamento do lençol freático tem eficiência questionável, ou seja, sendo a parede permeável ou não, deve-se utilizar um software especializado para se obter as pressões de água efetivas no tardoz da parede. Por sua vez, para uma parede impermeável, sem rebaixamento, pode-se adotar o empuxo hidrostático e calcular o empuxo de terra com o peso submerso.

Há casos de solos que alternam camadas argilosas e arenosas, ou seja, terrenos que podem ter mais de um nível de lençol freático, os chamados lençóis empoleirados. Isso porque a permeabilidade da camada de areia é cerca de 1000 vezes maior que a de argila, situação esta que pode ser encontrada em diversos solos da cidade de São Paulo (NEGRO, 1992). Caso não haja drenagem desses lençóis por meio de bombeamento submerso, Maffei (1995) recomenda o diagrama de empuxos hidrostáticos da Figura 7.

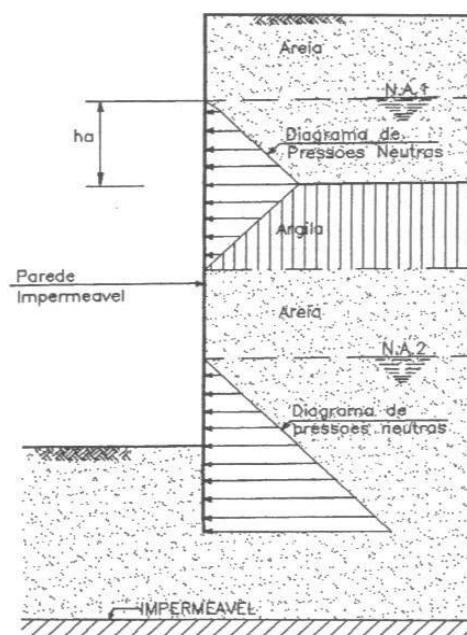


Figura 7 - Distribuição de empuxos hidrostáticos para lençóis empoleirados (MAFFEI et al, 1995).

Atualmente também existem softwares capazes de simular tal problema, tanto para paredes permeáveis quanto impermeáveis.

### *3.1.3 Modelos de Cálculo e Métodos de Dimensionamento*

O cálculo de contenções está intimamente ligado ao comportamento dos solos. Como não se sabe, a priori, qual o mecanismo de ruptura mais crítico para o sistema solo-parede de contenção-escoramento, analisam-se, usualmente, alguns mecanismos de ruptura considerados viáveis isoladamente e garante-se uma segurança adequada da obra contra cada um deles.

Para que o cálculo do dimensionamento seja feito, é necessária a adoção de um modelo representativo que permita a determinação do campo de tensões e de deslocamentos na estrutura de contenção, ou seja, é necessário conhecer:

- As tensões iniciais em todos os pontos do maciço;
- A geometria do maciço e da estrutura em todas as fases de execução;
- A reologia (comportamento Tensão x Deformação) em todos os pontos do maciço e da estrutura.

Dessa forma, o modelo conceitual é definido através da representação simplificada de todos esses elementos, uma vez que conhecê-los completamente é impossível. O estado inicial de tensões é representado por tensões principais admitidas verticais e horizontais, as quais variam com a profundidade. A reologia do maciço e da estrutura poderia ser representada por um modelo visco-elasto-plástico complexo. Assim, sabendo-se que a determinação dos carregamentos atuantes no sistema de contenção em cada fase de execução se trata de um problema hiperestático, função da rigidez relativa entre o maciço e a parede, esse modelo possibilita a resolução numérica de problemas de contenções sujeitas a qualquer caso de solicitação. Entretanto, sua aplicação é quase que inviável, uma vez que as representações geométricas e reológicas são muito complexas, além de haver várias fases entre o início e o final da escavação da vala.

Por esse motivo foram definidos modelos derivados, que resultam da adoção de hipóteses simplificadoras na determinação de alguns parâmetros e da desconsideração de outros julgados desprezíveis. Pode-se dizer que existem dois modelos básicos para o solo:

- Meio discreto: modelo no qual o solo é simulado por barras ou molas, ou seja, despreza-se a interação entre as partículas do mesmo (modelo inicialmente proposto por Winkler). As barras ou molas são caracterizadas por um coeficiente  $k_s$ , o qual pode ser elástico-linear ( $k_s = P / \delta = EA / l$ ) ou não-linear.
- Meio contínuo: modelo menos restritivo que, como o próprio nome diz, simula o solo como um meio contínuo, no qual pode haver deformações verticais e horizontais, bem como distorções. Assim, costuma-se tratar esse modelo matematicamente com a utilização de equações de equilíbrio e da Teoria da Elasticidade (equações de compatibilidade), as quais dependem, basicamente, dos parâmetros  $E$  (Módulo de Rigidez) e  $\nu$  (Coeficiente de Poisson).

Considerando esses dois modelos e os métodos de Rankine e Coulomb, existem diversos métodos para se dimensionar uma parede de contenção. A seguir, serão discutidos alguns aspectos desses métodos, os quais serão divididos em Métodos Evolutivos e Não-Evolutivos. No entanto, é importante, a priori, que sejam definidas as duas abordagens de dimensionamento que podem ser utilizadas tanto nos métodos evolutivos quanto nos não-evolutivos:

- Método das Ações Impostas (MAI): abordagem na qual os carregamentos da estrutura de contenção são impostos, sejam eles calculados pelos métodos de Rankine, Coulomb ou qualquer outro e a mesma é dimensionada para equilibrar estas solicitações. Dessa forma, o MAI pode ser utilizado com qualquer modelagem do solo, desde que os carregamentos sejam pré-determinados;
- Método das Ações Espontâneas (MAE): abordagem na qual os carregamentos da estrutura de contenção são obtidos simultaneamente com os esforços solicitantes da mesma a partir da interação solo-estrutura. Para tal, o solo deve ser necessariamente modelado como meio contínuo o que

implica na resolução através de métodos numéricos (Elementos ou Diferenças Finitas).

### 3.1.3.1 Métodos não-evolutivos

Os métodos não-evolutivos são aqueles que não consideram as deformações e deslocamentos provenientes da etapa de escavação anterior, ou seja, admite-se que cada fase de escavação seja independente da precedente. Os métodos não-evolutivos mais tradicionais são os Métodos Empíricos e Semi-Empíricos (Método da Envoltória Aparente, Método da Viga Contínua, entre outros). No entanto, deve-se ressaltar que o Método das Barras (vide item 3.1.3.2), no qual o solo é modelado como molas, e os métodos numéricos (solo como meio contínuo) também podem ser não-evolutivos, desde que não se considere a superposição de deslocamentos das diferentes fases ou que se considere uma etapa única de escavação (a etapa final, no caso).

Segundo Ching (1985), a não consideração do cálculo evolutivo ocasiona quase sempre em uma diferença com a realidade, tanto em termos de esforços solicitantes quanto em termos de deslocamentos, sendo criticamente mais importante na análise de paredes rígidas. Entretanto, Tacitano (2006) comenta que “para solos normais, isto é, com parâmetros de resistência não muito baixos, estes métodos têm-se mostrado como aceitáveis”. Além disso, eles podem ser ferramentas importantes no pré-dimensionamento de sistemas de contenção devido à sua simplicidade praticidade.

As principais hipóteses admitidas por esses métodos são:

- Cada fase de escavação é independente da anterior;
- Tirantes e estroncas são considerados apoios indeslocáveis, isto é, suas flexibilidades são negligenciadas;

- Assume-se que cada fase das escavações ocorra instantaneamente, admitindo que os escoramentos já estejam instalados antes mesmo da escavação ser realizada.

Segundo Maffei (1995), a magnitude e distribuição dos esforços obtidos por esses métodos de cálculo não devem ser assumidas como realísticas, tanto pelas simplificações adotadas quanto pelas dificuldades em se simular a reologia do solo e outros fenômenos que possam ocorrer durante a escavação. Dessa forma, a distribuição de esforços deve ser considerada como estaticamente admissível, isto é, em equilíbrio com o carregamento, não violando a condição de plastificação do solo arrimado.

✓ *Cálculo não-evolutivo em poços circulares pelo MAI e pelo MAE*

O MAI para poços circulares consiste em equilibrar um carregamento imposto do tipo mostrado na Figura 4 (item 3.1.2.1.). Adotando-se um carregamento arqueado do tipo proposto por Terzaghi (Figura 4), pode-se dimensionar a parede do poço através da equação fornecida pela Teoria de Cascas para cilindros:

$$N = P \times R \quad \dots \dots \dots \quad (\text{Eq. 1})$$

onde,

$N$  = força normal atuante no revestimento de concreto (kN/m)

$P$  = pressão solicitante (kN/m<sup>2</sup>)

$R$  = raio do poço circular (m)

Os esforços normais na casca não devem ser superiores a um esforço crítico de flambagem ( $N_{cr}$ ), dado pela equação:

$$N_{cr} = 2 \cdot \sqrt{k_s \cdot E \cdot I} \quad \dots \dots \dots \quad (\text{Eq. 2})$$

onde,

$E$  = módulo de rigidez do concreto projetado

$$I = \frac{e^3}{12(1-\nu^2)}, \text{ momento de inércia da casca} \quad (\nu = \text{coeficiente de Poisson})$$

$e$  = espessura da casca de concreto do poço

Podem surgir momentos fletores no revestimento do poço provenientes de carregamentos assimétricos ou solos com capacidades de arqueamento diferentes. Maffei (1995) recomenda que se considere o carregamento mostrado na Figura 8.

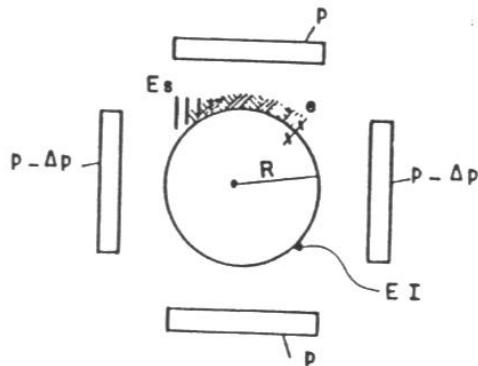


Figura 8 - Carregamento assimétrico em poços circulares (MAFFEI, 1995).

O momento fletor longitudinal na parede de um poço circular pode ser calculado pela Equação mostrada a seguir:

$$M = \Delta p \cdot R^2 \cdot \frac{1}{4 + 0,342 \cdot \alpha} \quad \text{(Eq. 3)}$$

$$\alpha = \frac{E_{\text{solo}} \cdot R^3}{EI} \quad \text{(Eq. 4)}$$

Dessa forma, verifica-se se a linha neutra ultrapassa 25% da seção. Se isto ocorrer, a seção deve ser armada. Costuma-se adotar armação com tela dupla, uma vez que, além de ajudar na fixação do concreto projetado, as telas reduzem sensivelmente a instabilidade elástica.

Por outro lado, o MAE é o método no qual as tensões de empuxo do solo são calculadas considerando-se a interação solo-estrutura. Maffei (1995) destaca que no caso de poços circulares, este método é bastante aconselhável devido a axissimetria do problema, o que possibilita uma análise bi-dimensional.

Por fim, vale destacar que segundo Maffei (1995), não há a necessidade da utilização de cálculo evolutivo neste dimensionamento, sendo suficiente garantir o equilíbrio da estrutura nas diferentes fases de escavação.

### 3.1.3.2 Métodos evolutivos

Os métodos evolutivos são assim chamados por considerarem os deslocamentos advindos de fases anteriores de escavação, conduzindo a resultados mais próximos da realidade. Conseqüentemente, são necessários modelos mais representativos do solo, ou seja, modelos mais refinados que necessitam de um número maior de dados de entrada admitindo um número menor de hipóteses simplificadoras. Estes métodos são, necessariamente, Métodos de Ações Espontâneas.

✓ *Método de Barras ou Molas*

Neste método, a parede de contenção é representada como uma viga de largura unitária imersa no solo, de reologia elástico-linear, submetida aos esforços de empuxo em ambos os lados e esforços concentrados correspondentes às ações e reações dos escoramentos.

Por sua vez, o maciço é representado por meio de barras biarticuladas (ou molas) e independentes tanto interna quanto externamente à escavação. A representação por barras é necessária do lado interno da vala, a fim de funcionar como a reação passiva do terreno e é facultativa do lado externo, uma vez que pequenos deslocamentos são suficientes para mobilizar o empuxo ativo. Dessa forma, elas são obrigatórias apenas em sistemas de contenção rígidos. Entretanto, para o caso de poços circulares, a representação do maciço circundante por molas é comum, uma vez que os anéis de concreto também funcionam como um apoio elástico.

As barras, portanto, representam as tensões horizontais atuantes na parede, e sua variação, em função dos deslocamentos transversais, deve ser representada de modo a considerar:

- Os estados ativo e passivo, os quais limitam as forças e, portanto, os deslocamentos correspondentes. Assim, a força resultante em uma mola ativa, por exemplo, é sempre  $k_a \cdot \sigma' v \cdot A$  influencia da mola  $\leq F = k_{mola} \cdot \delta \leq$

$k_0 \cdot \sigma' v \cdot A$  influencia da mola ;

- O solo tem comportamento elástico-linear no trecho entre os estados limites de mobilização, onde se adotada a hipótese de Winkler, segundo a qual o solo pode ser representado por molas com coeficiente  $k = P / \delta$ ;
- A histerese, considerando comportamento elástico mesmo depois de ser atingido um estado limite (ativo ou passivo) caso o deslocamento se der em sentido inverso.

A Figura 9 ilustra essas três hipóteses:

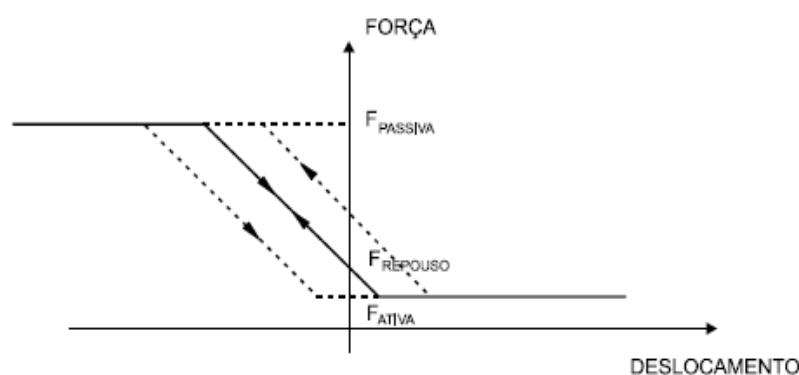


Figura 9 - Comportamento elasto-plástico associado ao solo (TACITANO, 2006).

As estroncas são representadas por meio de barras biarticuladas não resistentes à tração, de comportamento elástico-linear, o que permite a consideração de deslocamentos ocorridos antes de sua instalação. Tirantes ou estroncas pré-comprimidas são representadas da mesma maneira, considerando os esforços iniciais.

O carregamento inicial corresponde à aplicação do empuxo em repouso nos dois lados da parede, uma vez que ainda não houve deslocamentos horizontais. Cada fase da escavação é representada pela remoção das barras correspondentes e, portanto, pela aplicação, em sentido contrário, das forças que nelas atuavam no final da fase anterior. Assim, os deslocamentos e esforços que correspondem a cada fase devem ser superpostos àqueles acumulados ao final da fase anterior.

Tacitano (2006) ressalta que há uma dificuldade na determinação do coeficiente de mola utilizado no trecho elástico da Figura 9, o qual depende

diretamente do coeficiente de empuxo horizontal do solo. Por sua vez, este coeficiente depende não apenas da interação solo-estrutura e das características do solo, mas também das características da parede. Outra limitação reside no fato de os deslocamentos verticais da parede serem desprezados, o que resulta em diferenças no caso da contenção ser parte efetiva da sustentação da estrutura a ser construída no interior da vala.

Deve-se mencionar que este método teve sua utilização reduzida nos últimos anos nos casos de estudos de interação solo-estrutura mais complexos como túneis, graças ao avanço dos computadores e de métodos computacionais. Isto porque estes métodos permitem a consideração do solo como um meio contínuo, o que permite, por conseguinte, a consideração das tensões cisalhantes entre os grãos do maciço (arqueamento), o que não é possível quando se utilizam molas ou barras. Entretanto, é interessante utilizá-los para verificar os resultados fornecidos pelos métodos computacionais quando se têm dúvidas sobre os mesmos.

O método das barras é, necessariamente, um MAI.

✓ *Método Numéricos*

Os métodos numéricos utilizados atualmente para resolver equações diferenciais são o Método dos Elementos Finitos (MEF) e o Método das Diferenças Finitas (MDF).

Na resolução de problemas de contenção pelo MEF, ou MDF, o solo é representado como um meio contínuo, o qual é modelado por uma malha de pequenos elementos. Segundo Ching (1985), este fato torna o MEF uma poderosa ferramenta para analisar a interação solo-estrutura uma vez que possibilita a adoção de hipóteses simplificadoras menos restritivas no que diz respeito à geometria e a reologia. Dessa forma, pode-se obter as tensões, deformações e esforços solicitantes no sistema de contenção e prosseguir com seu dimensionamento.

O MEF foi um método desenvolvido na década de 50 e teve sua utilização intensificada com a evolução dos computadores. Trata-se de um método de resolução de problemas governados por equações diferenciais através de um

sistema de equações algébricas aproximadas que relacionam a variável procurada a um número finito de pontos. Portanto, este método permite que se adote para o sistema solo-estrutura reologias mais complexas, variando desde a elasticidade linear até a elasto-plasticidade ou ainda a visco-elasto-plasticidade, simulando de forma mais apropriada o comportamento do solo. Além disso, Velloso *et al* (1998) destaca outras vantagens do MEF com relação a métodos tradicionais:

- Como a divisão em elementos pode ser qualquer, este método é muito mais indicado para o tratamento de casos com geometrias mais complexas;
- A possibilidade de cada elemento poder ter características próprias e variáveis entre si permite a resolução de casos onde o solo do maciço arrimado é heterogêneo;

Ching (1985) ressalta ainda que podem ser simulados os efeitos do lençol freático e da deformação de solo devido a fundações próximas, através de um elemento de junta.

No entanto, o que torna este método tão poderoso também pode restringir sua utilização, principalmente na análise de estruturas enterradas. Como são assumidas poucas hipóteses simplificadoras, esse método necessita de um número elevado de parâmetros de entrada, como a coesão, o ângulo de atrito interno, o coeficiente de Poisson, o módulo de Young, entre outros, cuja determinação é, muitas vezes, de pouca confiabilidade. Pequenas variações destes parâmetros podem alterar substancialmente os resultados fornecidos pelo MEF, o que sugere uma análise criteriosa sobre os mesmos, verificando se o comportamento geral do sistema de contenção é razoável.

Apesar do MEF ser o método que melhor simula a interação solo-estrutura e a evolução da escavação, seu uso deve ser feito de forma cuidadosa, pois, como o maciço apresenta zonas de plastificação significativas, não é válido o Princípio da Superposição, implicando na necessidade de se considerar várias etapas da escavação.

Campanhã e França (2008) dizem que o maciço é usualmente modelado com comportamento elasto-plástico perfeito com a superfície de plastificação

estabelecida de acordo com o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, enquanto que a parede é modelada com comportamento elástico linear. Ou seja, associam-se a elasticidade e as equações de equilíbrio com limites plásticos. Programas como o FLAC, o PHASIS e outros permitem um cálculo evolutivo a partir dessa modelagem, sendo comumente utilizados pelo meio técnico.

Entretanto, por tudo o que fora ponderado, pode-se dizer que a utilização do MEF não deve ser feita de forma indiscriminada e automática. É fundamental uma análise cuidadosa dos parâmetros de entrada e dos resultados fornecidos, bem como uma formulação e caracterização da malha e da reologia adequadas, o que depende diretamente da capacitação e experiência do engenheiro responsável.

## 3.2 Túneis

### 3.2.1 *Métodos Construtivos*

Nas últimas décadas, a ocupação do subsolo tem sido a solução encontrada para a construção de redes de infra-estruturas (água, esgotos, gás, eletricidade ou telecomunicações) e de transportes, liberando deste modo a superfície, cada vez mais ocupada.

Na construção de um túnel, deve-se considerar que, diferente de muitas outras obras de Engenharia, o principal material é o solo, que está no local a ser escavado e não pode ser mudado, devendo o método construtivo se adequar a essa imposição natural.

Devido a fatores topográficos e a condicionantes físicos do local, a construção de um túnel pode ser feita utilizando mais de um método construtivo, resultando em uma alternância de estruturas, ora em superfície, ora subterrânea ou elevadas.

Alguns métodos construtivos de túneis são descritos a seguir:

- ✓ *Cut and Cover*

O método “cut and cover” (do inglês, cortar e cobrir), é o método através do qual se realiza a escavação do terreno até a cota da construção da obra subterrânea e reaterro da vala após a construção da estrutura. Salienta-se que se não houver o reaterro, trata-se de um método construtivo de vala.

É um método que provoca grandes interferências na superfície, principalmente com residências, redes de utilidades públicas e trânsito. Pode ser utilizado em diversos tipos de solos, necessitando de escolha correta do sistema de contenção.

Uma variação desse método consiste em fazer a laje superficial primeiro, para que seja liberada a superfície e, a partir daí, a escavação ocorre normalmente, interferindo menos na superfície. Esse método é conhecido por invertido ou cover and cut.

✓ *Túnel Liner*

Túnel Liner é a solução ideal para a execução de túneis de pequenos a médios diâmetros na forma circular sem ocorrer interferência na superfície. Este método consiste na escavação manual do solo com montagem simultânea do revestimento, que pode ser chapas de aço corrugadas, sendo solidarizadas entre si por porcas e parafusos.

✓ *TBM – Tunnel Boring Machine*

O termo “Tunnel Boring Machine (TBM)” é usado para descrever túneis que utilizam máquinas tuneladoras, fazendo cortes circulares na maioria das vezes, mas não está restrita a esta forma. (WOOD, 2000).

A utilização de máquinas tuneladoras permite executar túneis de diâmetros variados, que podem ter desde 1,0 m a mais de uma dezena de metros, além disso, há possibilidade da adaptação de equipamento de acordo com as características do solo, sendo utilizada tanto em solos pouco competentes como em substituição a explosivos em escavações em rochas duras, onde a utilização de couraças pode ser

dispensada. Assim, o equipamento deve ser capaz de escavar sem problemas todos os tipos litológicos identificados nas sondagens preliminares.

✓ *NATM – New Austrian Tunnelling Method*

Trata-se de um método construtivo inicialmente desenvolvido para túneis em rocha que passou a ser empregado em solos com o surgimento do concreto projetado. Este método considera que o maciço envolvente do túnel escavado possui uma certa capacidade de auto-suporte função de sua capacidade de arqueamento (em túneis de grande cobertura). A aplicação de concreto projetado e cambotas ocorre imediatamente após o avanço da escavação. A este método está associada uma complexa e sofisticada tarefa de instrumentação que monitora o estado do túnel escavado.

Esse é o método utilizado para a escavação do túnel da Estação da Vila Prudente, sendo descrito com maiores detalhes no item 0 desse trabalho.

### *3.2.2 Classificação de solos em túneis segundo seu comportamento*

Terzaghi (1946) publicou “*The Tunnelman’s Ground Classification System*” para descrever as reações do solo durante uma obra tuneleira. Esta classificação foi modificada posteriormente por Heur e Virgens (1987), apresentada na Figura 10 e discutida a seguir:

✓ *Solo firme (firm)*

Representado pelas argilas rijas e duras não fraturadas e areias ou pedregulhos consolidados com argilas, o solo firme não precisa de um revestimento provisório antes do avanço da frente. O revestimento permanente pode ser construído sem que haja deslocamentos do solo.

✓ *Solo desplacante (raveling)*

Após um tempo de exposição, placas ou blocos de solo começam a se soltar das paredes. Ele romperá ou quebrará em superfícies distintas, o que o diferencia do solo extrusivo. Em solos desplacantes rápidos, o processo começa em poucos minutos. Caso contrário, o solo é classificado em desplacante lento.

São desplacantes rápidos os solos residuais ou areias com baixa quantidade de ligante, se estiverem abaixo do lençol freático. Já as argilas duras ou rijas fissuradas podem ser desplacantes rápidas ou lentas, dependendo das solicitações de tensões.

✓ *Solo extrusivo (squeezing)*

São aqueles que extrudam plasticamente dentro do túnel, nas superfícies escavadas, sem formar fraturas, descontinuidades ou aumento de porcentagem de água.

Ocorrem em argilas moles e médias em baixas a moderadas profundidades. A intensidade de extrusão depende do estado de tensões do maciço nas proximidades da face de escavação. Em argilas duras e rijas a grandes profundidades, solicitadas por elevadas tensões, pode ocorrer uma combinação de desplacamento com extrusão, sendo o primeiro na superfície de escavação o segundo atrás da mesma, a uma certa profundidade.

✓ *Solo corrediço (running)*

Como os materiais granulares sem coesão são instáveis em taludes mais íngremes do que o ângulo de atrito do material, eles escorregam como areias em dunas se expostos nessas condições.

Este fenômeno ocorre em solos granulares secos. Solos com coesão aparente, quando úmidos ou com fraca cimentação, podem permitir que o material

resista por um pequeno tempo antes de dar início à instabilidade com deslocamentos. Esse tipo de comportamento caracteriza os solos do tipo corrediço coesivo (*cohesive running*).

✓ *Solo fluente (flowing)*

Neste tipo de maciço, uma mistura de solo e água invade o túnel como um fluido viscoso. O material entra no túnel pela face e pelas paredes, podendo percorrer grandes distâncias e até preenchê-lo completamente. São solos que perdem totalmente a coesão sob a água.

Ocorre abaixo do nível d'água em siltos ou areias sem argila suficiente para dar coesão. Pode ocorrer também em argilas de alta sensibilidade, ou seja, aquelas que possuem menor resistência depois de amolgadas em relação à sua resistência no estado natural.

✓ *Solo expansivo (swelling)*

São aqueles que absorvem água do maciço no entorno da escavação, aumentando de volume e expandindo vagarosamente para dentro do túnel.

São representados pelas argilas pré-adensadas com índice de plasticidade próximo de 30, com grandes quantidades de montmorilonitas.

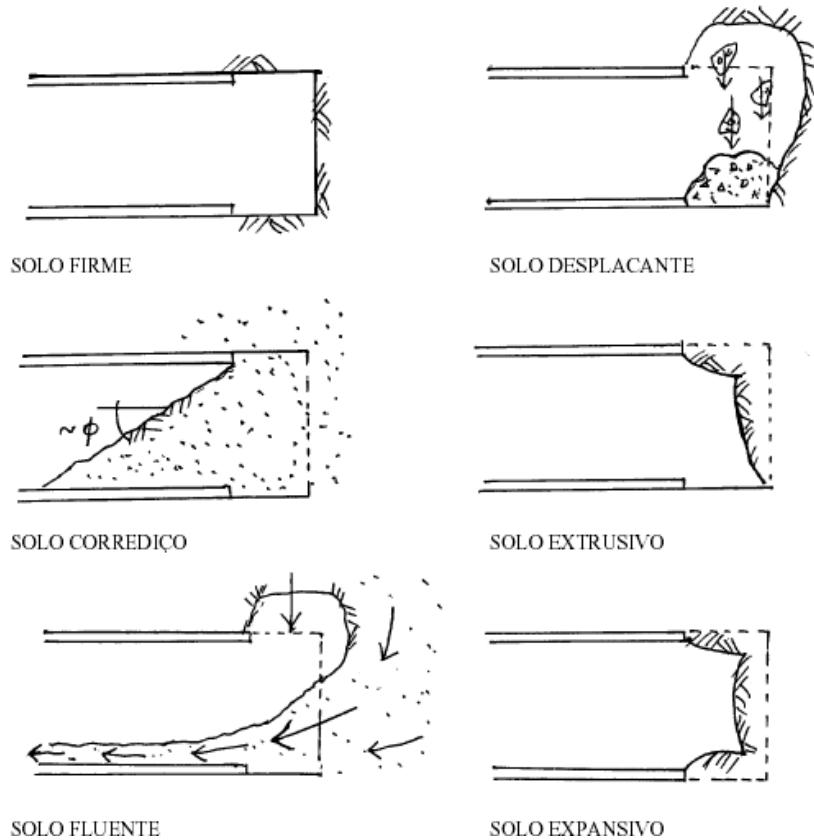


Figura 10 - Classificação de solos segundo Terzaghi (1946).

### 3.2.3 Cálculo de solicitações

#### 3.2.3.1 Cargas do maciço

As cargas atuantes com maior importância em uma estrutura enterrada, como um túnel, são as cargas provenientes do maciço e pressões de água (SZÉCHY, 1961).

Durante a escavação de um túnel, há um rearranjo de tensões no maciço. Caso ele seja rochoso, em razão da elevada resistência à compressão e de sua rigidez, a cavidade escavada se mantém estável devido ao efeito arco, não sendo necessária grande mobilização de resistência a forças cortantes. Em solos, diferentes propriedades são observadas, porque sua auto-sustentação é substancialmente menor do que das rochas. Uma diferença importante entre solos e

rochas, em seus respectivos comportamentos, é que solos são geralmente mais instáveis e possuem menor resistência.

Existe uma grande dificuldade na determinação da magnitude das cargas atuantes no maciço, sendo este um dos maiores problemas da geotecnia atual, não só pelo fato de estudar as tensões primárias em um maciço não uniforme, mas também pela necessidade de se prever a magnitude das tensões secundárias com a escavação e seu desenvolvimento no tempo após a mesma. Além disso, diferentemente das tensões verticais, determinadas pela altura e peso das camadas sobrepostas, tensões horizontais variam em uma larga amplitude, dependendo de inúmeros fatores. O real estado de tensões de um maciço é resultante do método utilizado na escavação, do tipo de suporte utilizado, da seqüência do método construtivo e das propriedades do material circundante.

Terzaghi ao analisar o problema das tensões secundárias as diferenciou em dois tipos possíveis: *Rock Pressure* e *Earth Pressure*. Széchy (1961) explica a diferença entre as duas: *Rock Pressure* deve ser interpretado como uma altura de rocha acima do túnel que, ao perder suporte, irá gradualmente deslocar do teto, em sucessivas quedas, até gerar uma cavidade na forma de um arco irregular, sem necessariamente implicar um colapso completo da escavação; já *Earth Pressure* é uma massa plástica ou sem coesão sobre o suporte que, com a escavação e sem a presença de apoios, leva ao total preenchimento da mesma.

As tensões secundárias do tipo *Rock Pressure* que se desenvolvem no maciço são classificadas, segundo Terzaghi e Rabcewicz, em três categorias principais:

- a) *Loosening pressure*
- b) *Genuine mountain pressure*
- c) *Swelling pressure*

Ademais, a qualidade do solo também é dividida em três categorias segundo os autores em rochas, argilas e areias.

A magnitude da *Earth Pressure* é independente do tempo de colocação do suporte e da sua resistência, e sua distribuição de tensões é afetada apenas pela

deformação do suporte, diferentemente de *rock pressure*, que é totalmente dependente do tempo de instalação do suporte e da resistência do mesmo.

Os mecanismos de colapso podem ser descritos como globais e locais (Figura 11). Mecanismos locais são aqueles que apenas uma massa do maciço colapsa e invade a escavação, enquanto que em um mecanismo global uma grande porção do maciço se rompe, incluindo a superfície.

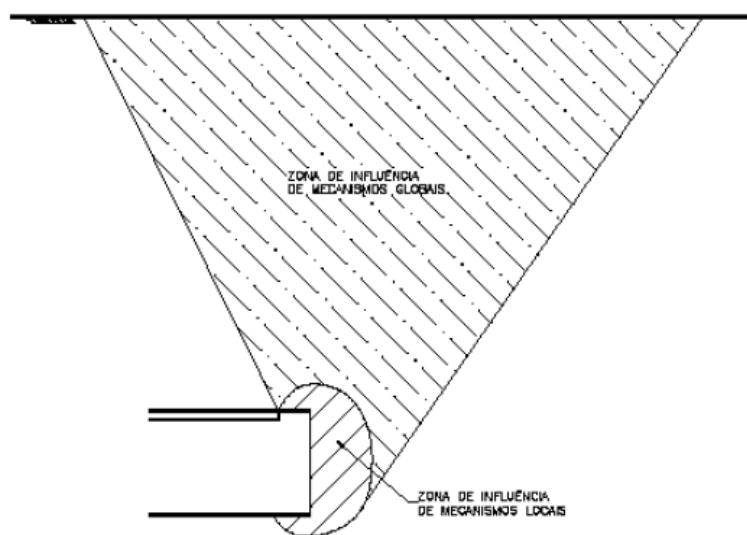


Figura 11 - Mecanismos de ruptura local e global (MAFFEI, MURAKAMI)

Além de Terzaghi, Széchy e Rabcewicz, diversos engenheiros estudaram a distribuição das tensões de um maciço em uma obra enterrada. Seria um equívoco separar as teorias por autores como se fosse algo segredado, quando na verdade o conhecimento sobre o assunto vem da evolução conjunta dos estudos que acrescem a literatura. Será feita uma abordagem das principais teorias propostas sobre o assunto.

✓ *Tensões em um espaço semi-infinito homogêneo e elástico*

Considerando um maciço no espaço semi-infinito homogêneo e elástico, a escavação de um túnel circular provocará uma redistribuição das tensões verticais no espaço (Figura 12). As tensões horizontais são consideradas uma parcela da tensão vertical, crescente linearmente com a profundidade.

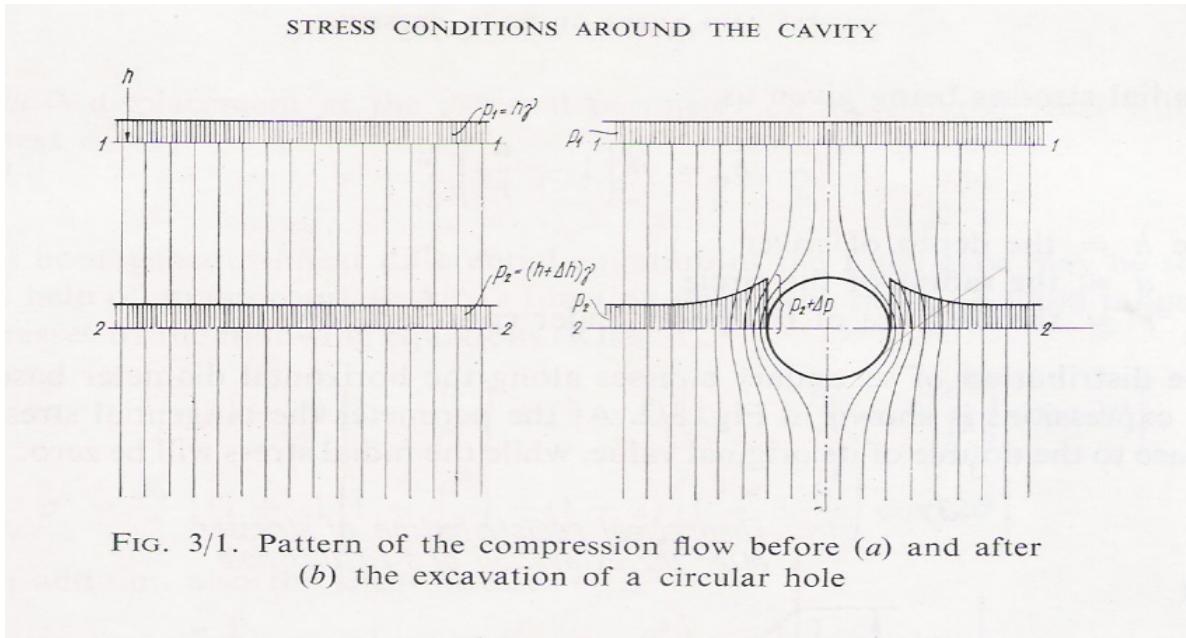


Figura 12 - Tensões verticais antes e depois da escavação de uma seção circulares (SZÉCHY, 1973).

A formulação para cálculo das tensões radiais e tangenciais, bem como da força cortante, matematicamente complexa, porém teoricamente simples por considerar um maciço homogêneo e elástico, não levando em consideração efeitos de heterogeneidade, estratificação, anisotropia, plasticidade e alterações em função do tempo, serve como embasamento teórico para a consideração da distância na qual a presença da escavação não altera as condições do maciço. Esta é igual a quatro vezes o tamanho do raio a partir das paredes do revestimento, ou seja, duas vezes o diâmetro.

Outras formulações analíticas desse gênero foram feitas para seções não circulares, como elípticas, retangulares, e/ou combinação das anteriores, que apesar de não serem aplicadas na prática diretamente, foram vitais para a formulação de modelos analíticos e semi-empíricos para o cálculo de túneis.

✓ *O efeito da plasticidade na distribuição de tensões*

O aumento de tensões tangenciais em um maciço, após a perturbação do mesmo, pode superar a resistência característica e irá forçar uma ruptura ou um fenômeno de escoamento plástico, movendo-se ao interior do maciço e criando uma

“zona plástica” (SZÉCHY, 1961). Assim, torna-se necessária a introdução de uma teoria que leve em conta este fenômeno.

O comportamento reológico de um maciço é um dos mais complexos e de difícil definição, pois, como já citado, problemas ligados à heterogeneidade, presença de descontinuidades (fissuras e juntas), anisotropia, influência do tempo nas deformações e influência da deformação na própria resistência do solo criam grandes dificuldades na abordagem exata do problema. É, portanto, necessária cautela na determinação dos parâmetros do maciço, cobrindo sempre de forma segura a faixa de erro com fatores de segurança.

Segundo a teoria de Kastner, desenvolvida para uma seção circular, há a formação de uma zona plástica ao redor da escavação, penetrante no maciço até certa distância em que as tensões passarão a ser menores que o limite elástico. Para a determinação da zona plástica, é considerado que o material se comporta de maneira elasto-plástica ideal (Figura 13), através do critério de ruptura de Mohr-Coulomb (Figura 14).

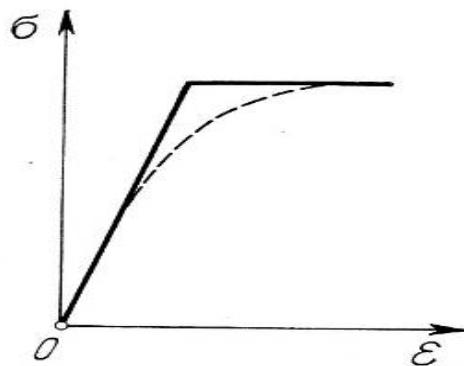


Figura 13 - Material elasto-plástico ideal (SZÉCHY, 1973)

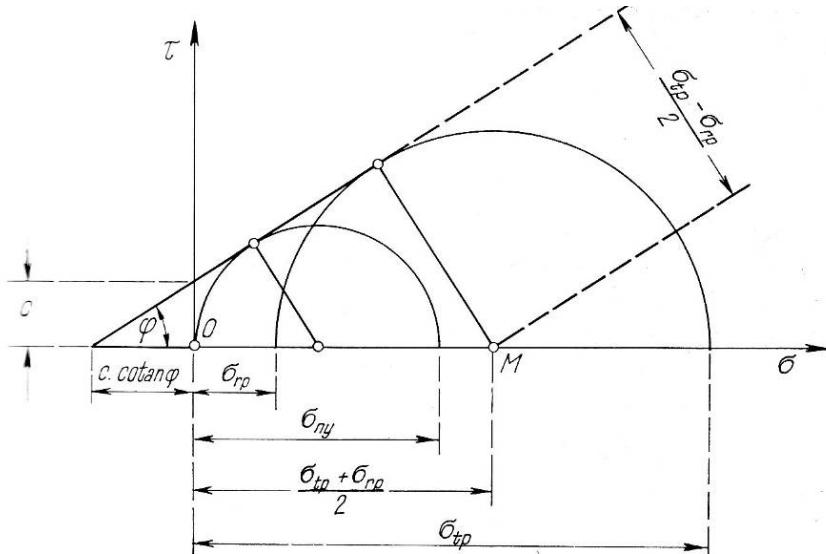


Figura 14 - Critério de resistência de Mohr-Coulomb. (SZÉCHY, 1973)

Supõem-se uma configuração de pressão hidrostática, condições limites para a deformação plástica e adota-se a solução analítica de um disco com comprimento infinito perfurado por uma abertura circular proposto por Timoshenko. É importante salientar que as tensões na divisa da zona elástica com a plástica devem ser iguais, a fim de compatibilizar as equações.

A aplicação das teorias elasto-plásticas é de grande importância para o estudo em situações reais. Outras teorias, como a de Fenner, propõem diferentes enfoques para analisar o problema, porém com hipóteses semelhantes. Considerar o solo como meio homogêneo e com o comportamento de tensão-deformação proposto geram grandes erros de aproximação e, por este motivo, não são aplicadas diretamente.

✓ *Loosening pressure*

A expressão *loosening pressure* quando traduzida rigorosamente pode ser dita como “pressão de afrouxamento”. Essa tradução, apesar de não estar completamente correta, fornece uma idéia da natureza dos esforços de uma escavação atuantes no suporte. A melhor tradução seria “pressões devido à relaxação do maciço”.

Apesar da existência do efeito arco nas escavações circulares, as teorias analíticas anteriores baseadas apenas em maciços homogêneos com comportamento elasto-plástico mostraram que tensões de tração surgem no topo da escavação, que poderão levar a fissuras progressivas do maciço. O teto da escavação, ao ficar sem suporte, irá cair gradualmente em cunhas na escavação, até atingir um estágio em que as condições de tensão irão se estabilizar. O processo se inicia no centro do teto da escavação e se move progressivamente para os lados e para cima, até formar semi-arcos capazes de se auto-sustentarem, mediante um ângulo  $\alpha$ . A Figura 15 exemplifica esse fenômeno.

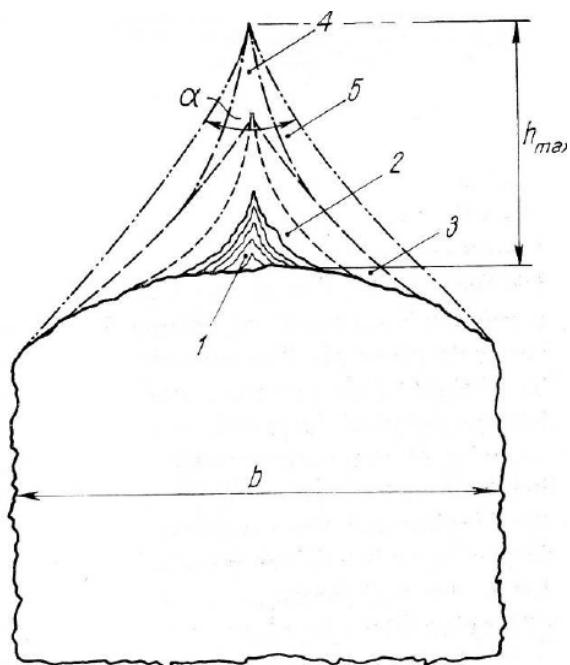


Figura 15 - Processo de ruptura do fenômeno conhecido como loosening. (SZÉCHY, 1973)

O ângulo  $\alpha$  que se estabelece é diretamente proporcional à coesão do maciço.

Pode-se então concluir que a magnitude dos esforços em um solo será proporcional à área da cunha. Outro fator de aumento deste tipo de esforços é o atraso da instalação de suportes, principalmente em solos não coesivos, formando novas superfícies de desplacamento. Em caso de rochas e solos arenosos não coesivos, outros fatores devem ser levados em consideração para a determinação da zona de alívio onde ocorrerá o fenômeno, sendo que esses fatores não estão restritos à largura da escavação e a propriedades de resistência do maciço, mas

englobam também a profundidade, a densidade do mesmo e as pressões de suporte do teto do túnel. Ademais, em caso de rochas escavadas através de explosivos, uma zona de rocha fraturada também deve ser considerada nas hipóteses, tornando os cálculos mais complexos.

O *loosening pressure* pode, portanto, ser condicionado primeiramente às propriedades de tensão-deformação do material, e em seguida aos cuidados na escavação e ao atraso na colocação do revestimento superior. Falta de cuidado na escavação ou excesso de explosivos podem gerar esforços de grande magnitude mesmo onde naturalmente não seria necessário suporte nenhum. Em solos muito moles, o alcance das cunhas de ruptura pode chegar até a superfície, criando linhas de ruptura e gerando grandes recalques (neste caso, o revestimento do túnel deve suportar toda a cobertura de solo sobre ele). Quanto menos coesivo o solo, geralmente maior é este efeito. A instalação de suportes temporários evita o surgimento de grandes esforços devido ao *loosening*, que é ligado diretamente, entre outras coisas, ao método construtivo.

✓ *Genuine mountain pressure*

As ações conhecidas por *genuine mountain pressure* são produzidas quando as tensões em um maciço, na vizinhança da escavação, superam a resistência do mesmo, ultrapassando o limite da plasticidade. Uma escavação não aumenta apenas as forças tangenciais, mas também reduz a resistência a forças cortantes pela ausência de confinamento. Nas regiões onde as tensões superam o limite de plasticidade forma-se uma região conhecida por região livre de tensões (*stress free zone*) em um processo lento. Esses deslocamentos geram esforços na camada suporte do túnel, justamente por se opor a essas deformações. Portanto, pode-se afirmar que deslocamentos devem ser considerados neste tipo de fenômeno e não esforços.

É importante notar que se houver fissuração ou ruptura no maciço, o esforço causado será do tipo *loosening*. Mas se a duração for longa, sem fissuração, é necessário considerar esse comportamento durante todo o processo de deformação até a formação da zona plástica.

Este fenômeno se dá em intensidades diferentes de acordo com o tipo de maciço existente, segundo as classificações de Terzaghi e Rabcewicz apresentadas. Em solos argilosos coesivos (*pseudosolid rocks*), há intrusão plástica de material no maciço, sendo que o processo é bastante demorado. Quando não há tempo para espera da formação da zona plástica no túnel, devem-se prever reforços nos suportes antes do revestimento final, com o intuito de reduzir a tensão no mesmo, absorvendo as deformações. Dependendo da profundidade, tensões da ordem de milhares de toneladas por metro quadrado podem ser atingidas, e os deslocamentos não cessam até a completa formação da zona plástica. Não existe revestimento temporário que suporte essa pressão, portanto, em alguns casos, um pequeno espaço deve ser deixado entre as paredes do maciço e o revestimento final, preenchido com material que possa ser comprimido.

Em caso de rochas, as deformações não serão de magnitude similar às da situação anterior, sendo de certa maneira rara as manifestações deste tipo, porém, ainda é necessário projeto bem estudado do revestimento definitivo, contemplando geralmente rigidez média nas laterais e maior no teto.

Quanto mais débil for o solo ou rocha, menor a profundidade necessária para a ocorrência deste fenômeno. Existe certa contradição entre *loosening* e *genuine mountain pressure*. Enquanto que no primeiro caso, o método construtivo mais eficiente é aquele que se coloca um revestimento rígido o mais rápido possível após a escavação, com pequenos recalques, no segundo seria um erro de projeto, pois a construção de um revestimento definitivo rígido logo após a escavação conduziria certamente ao colapso do mesmo. São necessários suportes temporários que não resistam totalmente às cargas, porque seria inviável, do ponto de vista da engenharia, resistir a esses esforços de tamanha intensidade. Assim, deve-se primeiro ter o desenvolvimento da zona plástica, onde os suportes temporários de fácil remoção são ideais neste caso.

Concluindo, a *genuine mountain pressure* deve ser entendida segundo as teorias de Kastner e Fenner, como deformações plásticas, que se transformarão em esforços apenas se houver uma tentativa de evitá-las.

✓ *Swelling pressure*

Terzaghi define *swelling pressure* como esforços originados da absorção da água pelo maciço, criando uma expansão lenta para dentro do túnel, levando à diminuição da resistência e ao aumento da compressibilidade. A água, durante a escavação, migra das zonas mais carregadas para aquelas menos carregadas, principalmente nas laterais e no teto da escavação.

Estes tipos de esforços são de difícil mensuração, e algumas vezes podem atingir elevadas magnitudes. No início da escavação, esses esforços são insignificantes, mas depois de algumas semanas ou meses atingem altos valores e o melhor método para se combater essa pressão é permitir que o revestimento definitivo possa se deformar, absorvendo esses esforços.

Em alguns casos, como em argilas expansivas e rochas calcárias, é difícil separar as deformações causadas por *genuine mountain pressure* e *swelling pressure*, isso porque esses maciços expansivos geralmente possuem baixo módulo de elasticidade, e mesmo em baixa profundidade apresentam deformações plásticas típicas do primeiro tipo citado.

### 3.2.3.2 Sobrecargas de Cálculo

- ✓ *Cargas accidentais internas*

Cargas accidentais internas, como tráfego de veículos ou de material transportado dentro do túnel, são geralmente desprezadas nos cálculos da estrutura, a não ser que esta se encontre em uma profundidade baixa, ou se o solo for muito mole e de baixa capacidade de carga. Estas cargas são muito baixas em relação às cargas de solo e da água.

No caso de uma estrutura enterrada como um túnel de metrô, as cargas dinâmicas provenientes do movimento dos vagões devem ser tratadas com maior precisão, a fim de validar essas hipóteses. Existem poucos casos onde as cargas internas são analisadas, podendo citar-se os containeres subterrâneos de gás.

✓ *Cargas da superfície*

Cargas provenientes de edificações, veículos, maquinário e de todas as atividades que possam ser predominantes na superfície acima da construção são geralmente desprezadas no cálculo da estrutura. Algumas exceções são feitas como, por exemplo, a presença de uma grande edificação na superfície ou quando o túnel se encontra a uma baixa profundidade e o solo for muito mole e de baixa capacidade de carga.

Algumas teorias foram propostas com o intuito de verificar esse fenômeno. Széchy (1961) cita modelos em que foram considerados ângulos em torno de 45° na distribuição das tensões, e desprezando fatores dinâmicos. Como resultados, em estruturas abaixo de 8,0 metros de profundidade os efeitos destas cargas são insignificantes.

É também importante salientar que enquanto cargas de superfície não são essenciais no cálculo de uma estrutura enterrada como um túnel, os recalques provenientes de sua construção afetam diretamente as edificações ao redor, podendo causar colapso das mesmas.

### 3.2.3.3 Empuxos de Água

✓ *Considerações*

Um túnel, quando situado abaixo de uma linha freática, está sujeito a pressões originadas pela água, além das cargas de solo. As pressões originadas pela água podem ser diretas ou indiretas, ou seja, causadas pela ação do próprio fluido ou por alterações das características do local em presença do mesmo. Esse tipo de ação sobre túneis deve ser considerado principalmente para o cálculo das estruturas que estejam em camadas mais externas do solo, em formações geológicas recentes, onde a pressão de água pode originar a maior parte das cargas atuantes na estrutura e o solo ainda não está consolidado.

Ao contrário de outros tipos de cargas, a água pode gerar pressões iguais nos pontos da estrutura que possuem mesma carga hidráulica representada pela altura da linha freática, especialmente quando a permeabilidade for suficiente para criar vasos comunicantes em torno da estrutura e onde não há drenagem de água na mesma, sendo estas pressões sempre radiais. Este tipo de fenômeno pode acontecer em camadas sedimentares, ou em rochas vulcânicas, onde a água flui livremente em certos trechos. Já em casos onde a permeabilidade do solo for baixa e a possibilidade de haver trincas por onde a água flui for pequena, mas há percolação de água, é necessário determinar uma pressão hidrostática diferente da carga hidráulica representada pela altura da linha freática, que na grande maioria dos casos é menor. Se a permeabilidade do solo for baixa, a percolação for quase inexistente e não houver drenagem, um corpo de pressões hidrostáticas irá surgir com o tempo e se assemelhar à carga hidráulica representada pela altura do nível d'água (Figura 16).

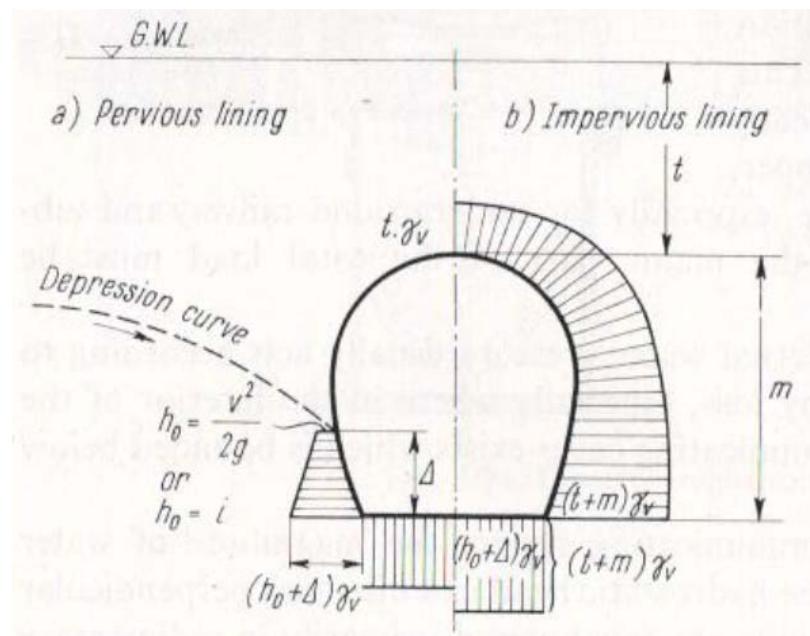


Figura 16 - Pressão de água em (a) estrutura drenante e (b) estrutura não drenante (SZÉCHY, 1973).

É importante salientar que em solos especialmente argilosos ou silto-argilosos, um período de tempo razoavelmente grande pode ser necessário para formar o corpo de pressões hidrostáticas, e uma pequena fissura por onde a água pode fluir já é o suficiente para quebrar essa configuração de pressões, drenando a água. Contudo, pode-se dizer que em uma situação real a pressão de água não irá

atuar em toda estrutura, porque não existe acesso a algumas partes. Esse fato deve ser analisado cuidadosamente, a favor da segurança. Por outro lado, a estrutura não precisa ser projetada para resistir toda a carga hidráulica em locais onde se há o conhecimento de fissuras no solo, ou onde a água flui através de veios permeáveis geralmente de areia (Figura 17). Daí a grande preocupação na concepção da drenagem de água da estrutura, que afetará drasticamente nas cargas atuantes desta natureza.

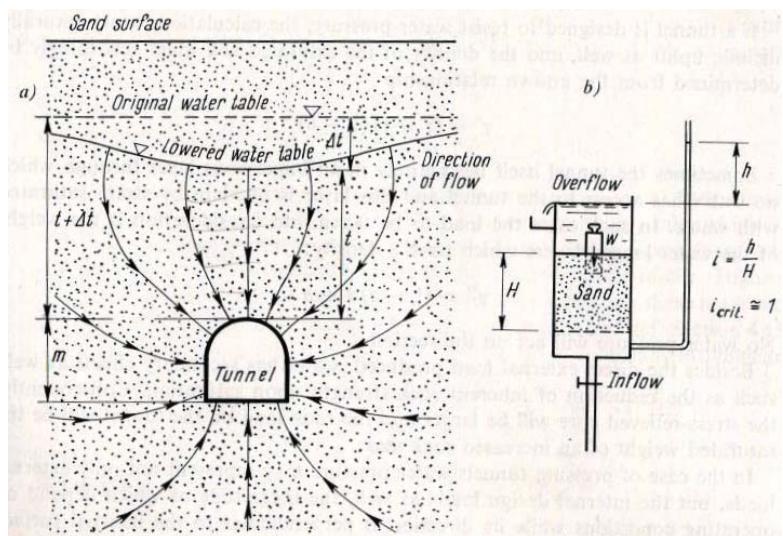


Figura 17 - Análise do fenômeno conhecido por "areia movediça" durante a percolação (TERZAGHI, 1946).

Os efeitos secundários da presença de água podem ser interpretados como a redução das características resistentes do solo saturado, diminuindo as tensões efetivas do maciço e aumentando assim as cargas atuantes na estrutura.

✓ *Métodos de tratamento e controle*

Os métodos de tratamento e controle de água no solo são dos mais variados tipos, podendo ser divididos em temporários e definitivos. Temporários são aqueles utilizados durante a construção do túnel, enquanto definitivos são aqueles que representam uma solução para o problema da água durante a vida útil da obra.

Como tratamentos temporários, destacam-se o rebaixamento do lençol de água subterrânea, drenagem direta, ponteiras filtrantes, poços profundos e drenos

horizontais. Além disso, quando nenhuma dessas técnicas é eficiente, ou não pode ser aplicada, realiza-se um tratamento do maciço, impermeabilizando e consolidando o terreno através de injeções, como por exemplo, a técnica conhecida por “jet-grouting”, que além de prevenir os efeitos da água na escavação, melhoram substancialmente as propriedades do solo, aumentando o fator de segurança.

Os tratamentos definitivos podem ser dos mais variados tipos, e dependem da solução que o projetista adotar. Destacam-se os drenos horizontais e os tratamentos de maciço.

A água pode causar inúmeros problemas a estrutura do túnel, como o acúmulo, percolação, erosão e carreamento de material, de caráter físico; problemas de natureza química, como dissolução de carbonatos, cloretos e sulfatos que atacarão o concreto e o aço e, por fim, problemas também de ordem física do maciço, como alteração das características dos solos saturados, especialmente coesivos.

### 3.2.4 Modelos de Cálculo

Existe uma grande variedade de modelos de cálculo para determinação das cargas atuantes no revestimento de um túnel. O primeiro fator a ser considerado para o estudo destes esforços é saber qual tipo de fenômeno ocorrerá no maciço onde a obra será executada e como o método construtivo afetará na configuração final de tensões do maciço. Em geral, em solos não coesivos, como areias e solos granulares, o fenômeno conhecido por *loosening pressure* é predominante no cálculo das cargas, enquanto que em solos coesivos, especialmente argilas, o fenômeno conhecido por *genuine mountain pressure* é muito mais significativo. Ademais, para o segundo caso, a rigidez do revestimento também é essencial para a determinação dos esforços, como já descrito anteriormente. Széchy separa os esforços responsáveis pelo dimensionamento da estrutura em verticais, horizontais e de fundo.

### 3.2.4.1 Cargas Verticais

No cálculo dos esforços verticais existem classicamente dois tipos diferentes de teorias: as teorias que levam em conta o efeito da profundidade na determinação das cargas e as teorias que não levam em conta esse efeito. Destacam-se no grupo que levam em conta a profundidade as teorias de Bierbäumer, Maillart, Eztó, Terzaghi, Jáky, Balla e Suquet, enquanto que no outro grupo destacam-se as teorias de Kommerell, Forchheimer, Ritter, Protodyakonov, Engesser e Széchy.

Todas essas formulações tinham por objetivo simplificar o problema de dimensionamento de túneis com segurança e precisão suficiente para serem aceitas, em uma época em que os recursos computacionais ainda eram inexistentes. Foram desenvolvidas para diferentes tipos de solos, em diferentes condições, portanto, um projetista que desejasse utilizar uma delas, inicialmente estudaria as hipóteses adotadas em cada uma delas e determinaria assim qual delas representaria melhor o seu projeto. Pode-se afirmar que as condicionantes que mais influem nos resultados são a largura do túnel e altura de escavação.

### 3.2.4.2 Cargas Horizontais

Apesar das cargas verticais serem predominantes no cálculo do revestimento de um túnel, as cargas horizontais possuem uma magnitude importante e não podem ser desprezadas, apesar da grande dificuldade na determinação precisa deste tipo de carregamento. Segundo Széchy (1961), as pressões laterais são determinadas através das teorias de *earth pressure*, e não de *rock pressure*. Em geral, as pressões laterais variam entre 1/4 e 1/3 das pressões verticais, sendo raros os casos além desses limites. Autores como Terzaghi (Eq. 5) e Rankine (Eq. 6) propuseram diferentes fórmulas para o cálculo destes esforços, sendo o segundo modelo usado especialmente para solos granulares. A intensidade das pressões varia segundo muitos fatores, inclusive com a natureza do maciço. Em rochas muito sólidas pode ser aplicada, como aproximação, a mecânica clássica (Eq. 7).

$$p_h = 0,3 \cdot \gamma \cdot (0,5 \cdot m + h_p), \text{ m = altura da escavação.} \dots \text{ (Eq.5)}$$

$$p_h = \gamma \cdot H \cdot \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad \dots \quad (\text{Eq. 6})$$

$$p_h = \frac{\nu}{1-\nu} \cdot p_v \quad \dots \quad (\text{Eq. 7})$$

Na prática, determina-se uma configuração triangular de pressões horizontais, com um coeficiente de segurança capaz de prever todas as incertezas nas hipóteses de cálculo. Se houver necessidade da determinação exata destes esforços, devem ser consideradas as tensões latentes e a resistência passiva mobilizada pela deformação lateral, assim como pressões ativas atuantes. É necessário, portanto, conhecer as reais deformações da escavação, o que é muito difícil na prática.

### 3.2.4.3 Cargas de Fundo

As cargas de fundo em um túnel acontecem se este possuir seção fechada (arco invertido). Experiências empíricas de Terzaghi mostram que as cargas de fundo são aproximadamente metade das cargas verticais no teto e a distribuição dessas pressões é influenciada pelo método de escavação adotado e pelo tipo de revestimento utilizado. Este tipo de carga acontece geralmente em solos moles, saturados e expansivos.

Existe grande relação entre pressões laterais e pressões de fundo, sendo as teorias mais aplicadas para a determinação destas cargas as de Tsimbaryevitch e Terzaghi, dependentes principalmente do ângulo de atrito do maciço e da profundidade onde se encontra a escavação.

### 3.2.4.4 Aplicação de métodos em meio contínuo

O emprego dos métodos de meio contínuo, principalmente os métodos de diferenças finitas e dos elementos finitos, possibilitou imenso avanço no cálculo de estruturas na engenharia. O método dos elementos finitos, particularmente, ganhou notoriedade porque a computação estática permite, basicamente, a solução direta de qualquer problema da teoria da elasticidade, ou seja, dentro da mecânica dos sólidos deformáveis. O dimensionamento de túneis é feito, na grande maioria dos casos, por sistemas estáticos bidimensionais com base no estado plano de deformação, sendo o emprego desta hipótese justificável pelo fato da extensão da obra ser muito maior que o plano da seção do túnel. Uma representação de uma malha utilizada para o emprego do Método dos Elementos Finitos encontra-se na Figura 18.

As equações básicas deste método incluem as deformações e distorções neste plano (Eq. 8), e a aplicação da lei de Hooke no caso bidimensional (Eq. 9), sendo:

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x}; \varepsilon_y = \frac{\partial u}{\partial y}; \gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \quad \dots \quad (\text{Eq. 8})$$

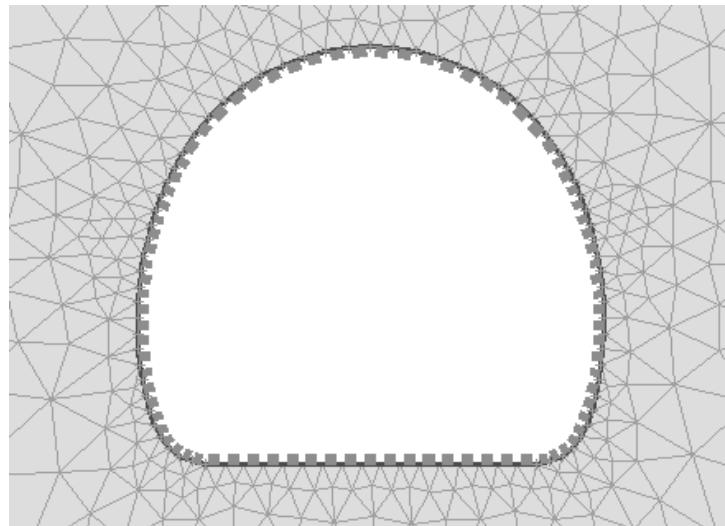
$$\{\sigma\} = [K]\{\varepsilon\} \quad \dots \quad (\text{Eq. 9})$$

Com o desenvolvimento das equações, chega-se no equilíbrio nodal para cada ponto “i”, que será dado pela Eq. 10.

$$-\sum_1^q S_{ix} + R_{ix} = 0; -\sum_1^q S_{iy} + R_{iy} = 0 \quad \dots \quad (\text{Eq. 10})$$

O método dos elementos finitos supõe que o solo tenha comportamento resistente elasto-plástico ideal, ou seja, uma curva de tensão deformação reta inclinada (elástica) seguida por uma reta horizontal (plástica). O modelo de plastificação mais utilizado é o modelo de Coulomb, já citado anteriormente. Além disso, é geralmente introduzida nos modelos a condição de que o maciço não resiste à esforços de tração.

Sendo considerado o estado plano de deformações, a análise se restringe apenas à tensões principais  $\sigma_1$  e  $\sigma_2$ . É necessário, porém, o cuidado na análise do maciço durante a escavação, onde o efeito tridimensional não pode ser desprezado.



**Figura 18 - Representação de uma malha criada para o método dos elementos finitos**

Os túneis em couraça (tipo *Shield*) e NATM utilizam o método dos elementos finitos para seus dimensionamentos. Supõe-se que o esforço ativo seja, com grande aproximação, igual àquele que o maciço remanescente aplicava ao maciço removido antes da escavação, devidamente invertido, sendo, portanto, necessário o conhecimento anterior à construção, pois definirá o carregamento. O revestimento deve ser interpretado como apoios elásticos, que se opõem ao deslocamento mediante uma força. Essa interação solo estrutura é o princípio básico para o dimensionamento dos revestimentos temporários e definitivos de túneis em NATM. No caso dos revestimentos temporários, algumas correlações empíricas são propostas com resultados satisfatórios, a fim de evitar cálculos mais complexos mediante a utilização de computação.

Deve-se tomar grande cuidado na interpretação dos resultados, já que este método sempre fornece uma solução, porém o erro na definição de parâmetros e condições de contorno gerará uma solução que pode ser completamente equivocada. Mas se as hipóteses forem coerentes, e as condições de contorno bem estudadas, o método fornece rapidamente a redistribuição nas tensões e deformações do maciço, a linha e o valor dos recalques na superfície, a extensão

das zonas plastificadas do solo e os esforços solicitantes (momento fletor e força normal) no revestimento.

### 3.3 Instrumentação

#### 3.3.1 *Introdução*

Segundo Murakami (2001), projeto de obras como grandes fundações, túneis, escavações, aterros ou barragens, exigem grandes esforços para se obter aproximações de valores para as constantes físicas que aparecem em equações. O grau de continuidade de substratos importantes ou ainda as condições do lençol freático ao longo da obra são exemplos de variáveis que podem apresentar elevado grau de incerteza.

Os resultados de cálculo e análises computacionais são apenas hipóteses de trabalho, sujeitas às confirmações ou modificações durante a construção.

Neste sentido, o Acompanhamento Técnico de Obra (ATO) é fundamental para a realização do monitoramento de segurança e da compatibilização do projeto com as condições locais da obra. Para tanto, o ATO deve ser realizado por profissionais capacitados, que tenham noções sobre os conceitos envolvidos na concepção dos projetos em questão.

Desta forma é consolidada a idéia do método observacional na construção de túneis. Método este onde o projeto é revisado conforme haja uma disparidade entre as observações feitas na obra e as hipóteses adotadas em projeto, ou seja, situações nas quais as hipóteses adotadas tenham levado a uma concepção contra a segurança da estrutura.

Tendo em vista estas idéias apresentadas, a instrumentação geotécnica se apresenta como uma importante ferramenta para auxílio no acompanhamento, monitoração e segurança da obra desde que tal instrumentação seja projetada,

acompanhada e interpretada corretamente e as intervenções necessárias sejam feitas em tempo hábil para ações corretivas.

As principais funções da instrumentação podem ser resumidas em (MURAKAMI, 2001):

- Garantir a segurança da obra, monitorando o comportamento do maciço e das estruturas perante aos efeitos da execução do túnel. Com monitoramento, procura-se detectar de maneira antecipada eventuais mecanismos de colapso, que indicarão a necessidade de aplicação de medidas de segurança.
- Permitir a avaliação do comportamento maciço-estrutura real. Os resultados da instrumentação darão subsídios para realização de revisões e aprimoramentos do projeto e do método construtivo através da reavaliação das hipóteses adotadas previamente.

Entretanto, é necessário saber que a execução da monitoração não é garantia de segurança contra acidentes, uma vez que:

- Os instrumentos são instalados pontualmente, o que pode permitir que algum comportamento anômalo aconteça fora da área de influência dos instrumentos;
- A instrumentação é incapaz de detectar mecanismos locais ou frágeis;
- O resultado da instrumentação envolve a qualidade da mão-de-obra humana, instalação, leitura, armazenamento de dados e interpretação. Está, portanto sujeita a erros.

Deste modo, a instrumentação deve se apresentar como um recurso auxiliar para melhorar a segurança em conjunto com as observações visuais e os relatos pessoais dos trabalhadores e da comunidade sobre o aparecimento de trincas, ocorrência de ruídos estranhos, entre outros fatores.

Em obras executadas em regiões urbanas, a instrumentação exerce papel fundamental, indicando os níveis de deformação das edificações e utilidades instaladas no subsolo.

### 3.3.2 *Instrumentação de túneis em NATM*

A instrumentação nos túneis compõe-se basicamente de medições de deslocamentos e piezometria que são realizados por meio de aparelhos convencionalmente utilizados apresentados a seguir, ou através de outros instrumentos e tecnologias disponíveis:

- Marco superficial: mede os deslocamentos verticais que ocorrem em determinado ponto da superfície do terreno;
- Pino de recalque: pinos instalados diretamente em estruturas para medição de deslocamentos verticais pontuais;
- Tassômetro: mede os deslocamentos verticais do maciço em pontos situados abaixo da superfície do terreno;
- Convergência: medição da variação da distância entre os pinos instalados internamente ao túnel;
- Piezômetro: mede a pressão hidrostática específica de determinado ponto do maciço;
- Indicadores de nível d'água: medem o nível d'água instalado no maciço;
- Inclinômetro: mede os deslocamentos horizontais em duas direções ao longo de uma vertical inserida no maciço;
- Perfilômetros ou inclinômetros subhorizontais: medem os deslocamentos verticais ao longo de uma subhorizontal inserida no maciço;
- Marco referencial ou “benchmark”: referência vertical instalada em maciço rochoso ou substrato indeslocável.

Uma instrumentação bem feita exige um projeto prévio onde devem ser especificadas as condições e as regras de instalação e de leitura, e deve ser implantada em campo com o acompanhamento do engenheiro do ATO e com acessória do projetista para que sejam adaptadas às condições locais.

Cada instrumento deve ser escolhido e locado na obra para responder a uma determinada questão de interesse do projeto e na manutenção da segurança.

Salienta-se que uma instrumentação bem feita não necessariamente tem grande quantidade de instrumentos. A utilização excessiva de instrumentos pode gerar informações redundantes que acabam dificultando o processamento e seleção das informações que realmente são importantes.

Na Figura 19 há uma representação da instrumentação convencional:

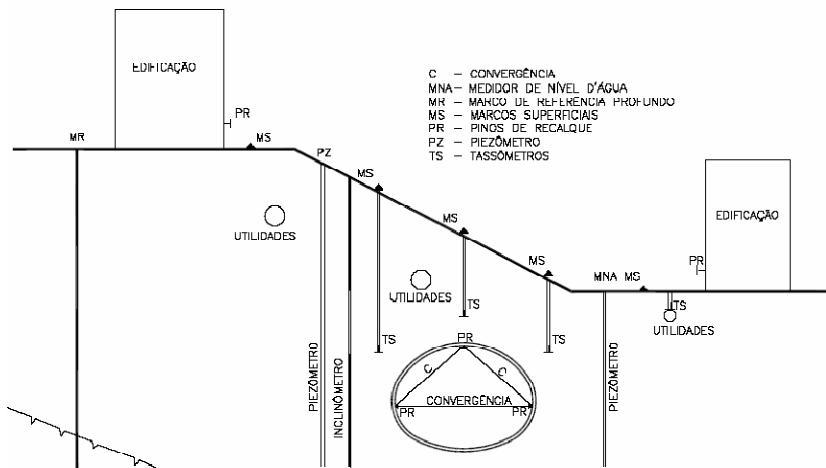


Figura 19 - Ilustração esquemática de instrumentação convencional (DER-SP 2005).

### 3.3.3 Leitura dos Dados

Após a definição do projeto de instrumentação, deve ser elaborado um programa de leituras.

Neste programa devem estar inclusos: a freqüência de leituras, os horários e a seqüência para eliminar ao máximo as oscilações de valores devidos aos fatores externos. Estes fatores externos são representados pela variação de temperatura, oscilações naturais da região, mudança na seqüência de leitura, entre outros.

Além da obtenção dos dados da instrumentação, é importante a anotação de todos os eventos que possam vir a influenciar de maneira direta ou indireta os resultados da leitura. Esses eventos devem ser descritos com uma identificação no tempo e no espaço (horário e local de execução).

Informações sobre o maciço que está sendo escavado a cada avanço, presença de água, descrição geológico geotécnica, e outras características significativas também devem ser salientadas. Para facilitar a interpretação, recomenda-se que as informações coletadas sejam organizadas e apresentadas preferencialmente de maneira gráfica.

Devido à característica dinâmica da obra de túnel, as medições são normalmente apresentadas em função do tempo e da distância entre a frente de escavação e a seção instrumentada.

A instrumentação de túneis é importante para buscar identificar o início de eventuais instabilizações que possam indicar potenciais formações de mecanismos de ruptura. A interpretação dos dados da instrumentação deve ser realizada visando identificar o evento que provocou cada movimento acusado pelos instrumentos.

A velocidade do processo de coleta, processamento, apresentação, análise e interpretação dos dados são a base da segurança das obras de túneis para Murakami (2001). Isto porque a eficiência da intervenção no combate a um mecanismo em formação é tanto maior quanto mais rápida ela for realizada.

Para o acompanhamento dos dados de instrumentação, costuma-se estabelecer critérios de alerta de acordo com as características específicas da obra. Tal critério consiste em estabelecer níveis limite para as medições. Ao se atingir os níveis limite, medidas cabíveis devem ser tomadas. Entre essas medidas podem estar a interdição e evacuação do local. Estas últimas podem causar incômodos e inconvenientes quando se atinge os níveis limite e é constatado que a segurança da obra, mesmo assim não foi comprometida.

Por isso, faixas podem ser estabelecidas:

- Resultados dentro dos parâmetros admissíveis  $\Rightarrow$  normalidade, freqüência normal de leituras;
- Resultados ultrapassando o aceitável  $\Rightarrow$  alerta ou atenção, efetua-se as leituras com mais freqüência;
- Resultados indicando risco iminente à segurança  $\Rightarrow$  risco, necessidade de intervenção física.

Entretanto, é importante dizer que os níveis de alerta não devem ser considerados como uma certeza. O solo possui um comportamento bastante heterogêneo e singular dependendo de inúmeros fatores. Dessa forma, pode-se ter um recalque excessivo em um ponto sem que o mesmo esteja, necessariamente, na iminência de ruptura. Por outro lado, em determinados pontos, recalques pequenos podem indicar um problema. Assim, é imprescindível o acompanhamento técnico de obras (ATO) feito por um engenheiro que possua a capacidade de interpretar os resultados da instrumentação e, principalmente, conhecimento dos mecanismos de ruptura ou colapso de um túnel.

### *3.3.4 Acompanhamento Técnico de Obras*

Toda obra de túnel deve ter o ATO realizado por equipe profissional especialista do projetista e capacitado na disciplina de túneis.

Para orientar o trabalho na etapa de ATO, o projeto deve prover nos relatórios e desenhos a maior quantidade possível de informações relevantes, as quais servirão de base de conhecimento ao ATO, subsidiando as decisões a serem tomadas ao longo da obra.

Os projetos devem indicar também, entre outras coisas:

- Os principais aspectos do maciço previamente identificados, a serem observados no campo, como propriedades e comportamento do maciço, níveis d'água etc;
- Todas as regras de aplicação de itens que dependam de alguma confirmação de campo para serem executados, como tratamentos de maciço, mudanças de seção devido ao maciço, aplicação de drenagens no maciço etc;
- As adaptações necessárias para casos previsíveis de variação do maciço, nas seções de transição de maciço;

- Os principais mecanismos de colapso potenciais que podem ocorrer durante a obra;
- Eventuais pontos críticos de passagem do túnel, tais como: proximidades com fundações, galerias, cabos energizados etc.

## 4. DESCRIÇÃO E DADOS GERAIS DA ESTAÇÃO VILA PRUDENTE DA CMSP

Localizada entre a Rua Itamumbuca e Rua Cavour, adjacente à Av. Luiz Inácio de Anhaia Mello (Figura 20), a Estação Vila Prudente da Linha 2 – Verde deve ser entregue no primeiro trimestre de 2010.



Figura 20 - Localização da Estação Vila Prudente

Ela é composta por dois poços de aproximadamente 42,7 m de diâmetro e 29,1 m de profundidade cada, dois túneis de 63 m de comprimento e um poço de saída de emergência de 7,9 m de diâmetro, como ilustra a Figura 21.



Figura 21 - Ilustração do Lote 8 - Vila Prudente

A Figueiredo Ferraz – Consultoria e Engenharia de Projeto S.A. é responsável pela adequação do projeto básico, projeto executivo e oferece apoio técnico à obra. A construtora responsável pelo lote no qual a estação está localizada (Lote 8) é a Andrade Gutierrez.

A Estação Vila Prudente será uma estação subterrânea (Figura 22), com plataformas localizadas a uma profundidade de 19,70 m, dispostas lateralmente ao eixo da via. Sua largura será de 4,80 m e comprimento de 136 m (poços mais túneis).

Ela será composta por três níveis enterrados que abrigam as salas operacionais, a área de bloqueios e as plataformas. Seu principal acesso será localizado próximo a esquina da Av. Luiz Inácio de Anhaia Mello com a Rua Itamumbuca. O outro acesso, no lado oposto da Av. Luiz Inácio de Anhaia Mello, será constituído de edificação que se conecta a um túnel subterrâneo - 15 m de profundidade - que permitirá a travessia dos futuros usuários do sistema sem interferência com a superfície. Ambos os acessos serão ligados a área de bloqueio por intermédio de um conjunto de circulação vertical, formado por escadas fixas, escadas rolantes e elevadores.



**Figura 22 - Ilustração artística da futura estação Vila Prudente**

A área de bilheteria e bloqueios será construída no segundo piso inferior do poço e disporá de iluminação e ventilação naturais (Figura 23), com conexão às

plataformas por meio de um conjunto de circulação vertical, formado por escadas fixas, escadas rolantes e elevadores.



**Figura 23 - Ilustração artística da parte externa da estação Vila Prudente.**

## 5. ASPECTOS DO PROJETO

Neste trabalho, para efeitos de organização, consideraram-se sete etapas construtivas das obras provisórias e permanentes dos poços e túneis que compõem a estação, separadas da seguinte maneira:

1. Escavação e revestimento primário do primeiro poço, o Poço Sul;
2. Execução da laje de fundo do Poço Sul;
3. Execução do revestimento secundário e das vigas de travamento no Poço Sul;
4. Escavação e revestimento primário do segundo poço, o Poço Norte;
5. Execução da laje de fundo do Poço Norte;
6. Execução do revestimento secundário no Poço Norte;
7. Escavação e execução dos túneis que complementam a estação.

As seis primeiras etapas ocorreram de forma seqüencial, enquanto que a etapa 7 ocorreu de forma simultânea às fases 3, 4, 5 e 6.

Neste capítulo, serão abordados os aspectos de projeto referentes ao dimensionamento dos revestimentos primários e secundários dos poços e dos túneis, bem como do dimensionamento das lajes de fundo. O revestimento secundário dos túneis não será abordado, mas suas hipóteses de carregamento seguem os mesmos padrões das hipóteses adotadas no dimensionamento do revestimento secundário dos poços.

Objetiva-se descrever como o projetista realizou o dimensionamento das estruturas propostas em projeto, incluindo hipóteses adotadas, softwares ou rotinas utilizados e conceitos empregados, fazendo-se, sempre que possível, uma análise crítica com base na revisão bibliográfica mostrada no capítulo 3.

### 5.1 Dimensionamento da superestrutura da estação

#### 5.1.1 Determinação dos esforços solicitantes

### 5.1.1.1 Perfil geológico e parâmetros de solos adotados para os cálculos

A caracterização geológica do terreno foi feita conforme documento técnico da CMSP intitulado Memorial Justificativo dos Parâmetros Geotécnicos (RT – 4.08.00.00/4C3-002), um relatório emitido pela Promon Engenharia Ltda em 1994. Esse relatório condensa informações de outros relatórios feitos anteriormente, de bibliografias e de investigações realizadas na Linha 4 – Amarela do metrô, fornecendo todos os parâmetros geotécnicos referentes aos tipos de solo existentes na Bacia Sedimentar de São Paulo.

Segundo este documento, pode-se agrupar os solos da região em cinco categorias:

- 1) Aterros: Considera-se que eles sejam compostos por argila silto-arenosa. Geralmente são encontradas em camadas superficiais com menos de 2 m de espessura.
- 2) Depósitos Aluvionares: Constituem-se por depósitos de argilas orgânicas, areias e cascalhos e baixa resistência à penetração.
- 3) Solos da Formação São Paulo: Trata-se de uma Formação Terciária da Bacia Sedimentar de São Paulo. Esta apresenta um “fácies” arenoso e outro argiloso, subdivididos com base na descrição tátil-visual de sondagens realizadas ao longo das ultimas quatro décadas. Esses “fácies” ocorrem em camadas sub-horizontais bem definidas. Entretanto, é característico o cruzamento das subcamadas, fato que condicionou a formação de lençóis empoleirados nos horizontes arenosos.

O “fácies” argiloso é composto principalmente por argilas vermelhas e argilas variegadas.

- 4) Solos da Formação Resende: Trata-se também de uma Formação Terciária da Bacia Sedimentar de São Paulo. Analogamente à Formação São Paulo, possui um “fácies” argiloso e outro arenoso. Entretanto, os

cruzamentos das subcamadas ocorrem de forma menos profusa, mas também condicionam a formação de lençóis empoleirados.

Possuem camadas de argila com grande pré-adensamento, o que lhes confere alta resistência à compressão e baixíssima deformabilidade. Entretanto, verifica-se a existência de planos aleatórios de fraturas e microfissuras que conferem uma redução de até 10 vezes na resistência ao cisalhamento.

5) Embasamento Cristalino: Solo de alteração gnáissico (saprólito), de elevada resistência à compressão.

Baseado nestas tipologias, a CMSP resolveu padronizar a classificação de solos através da adoção de siglas: “Ar” para areias e “Ag” para argilas. Estas são precedidas pelo número correspondente à tipologia do solo (1 a 5) e sucedidas por outro número, o qual indica a composição secundária do solo (arenoso, argiloso, siltoso, etc). Assim, todos os projetos feitos para a CMSP devem ter como base um perfil geológico classificado desta forma.

Foram executadas dezenas de sondagens SPT ao longo do terreno do lote 8, de forma a se obter a maior quantidade de dados sobre os solos do mesmo. As sondagens efetuadas no local da construção dos poços da Estação Vila Prudente resultaram no perfil geológico-geotécnico mostrado na Figura 24.

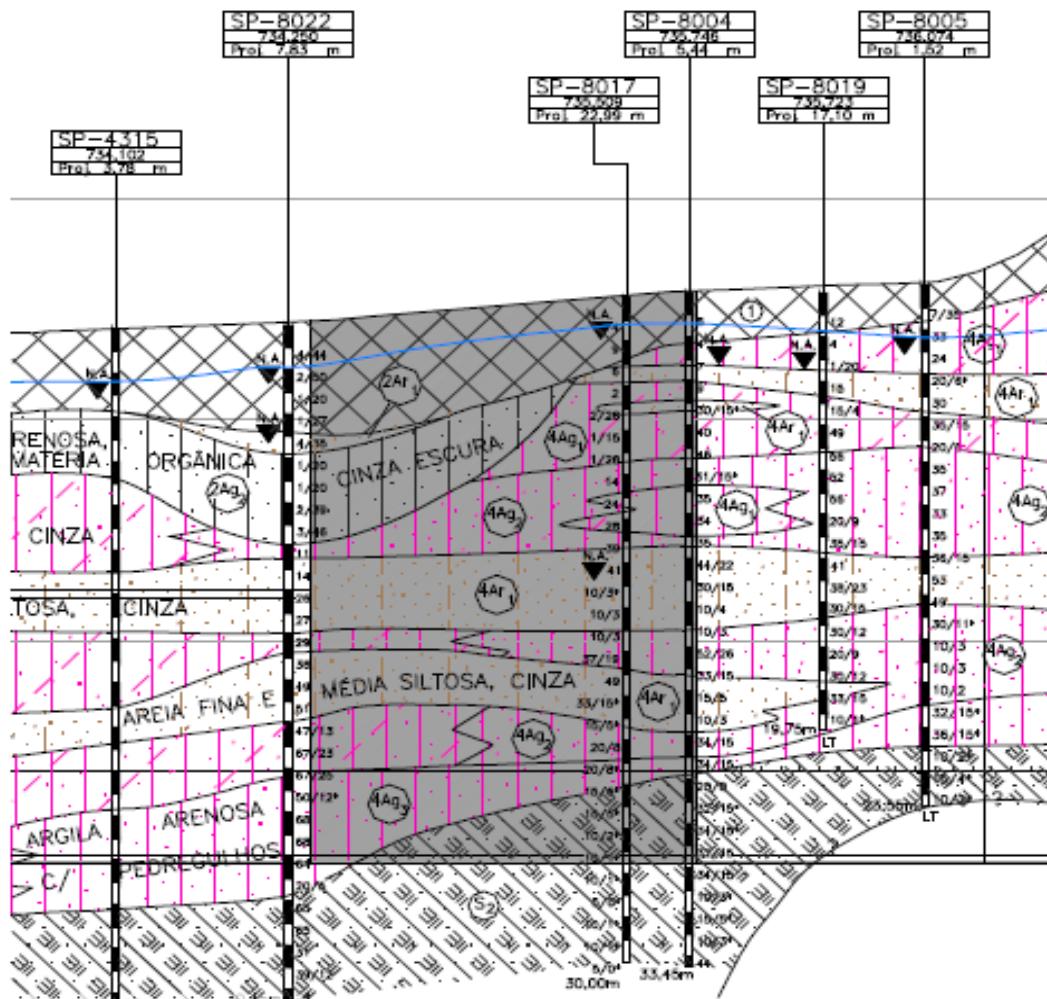


Figura 24 - Perfil geológico obtido por sondagens SPT

Como se pode notar, a geologia na qual se inserem os poços da estação é caracterizada por uma camada superior de aterro e pela presença de solos com matéria orgânica até profundidades médias de 10 m. Abaixo desta camada, existem camadas de argila entremeadas por camadas de areia fina, assentes sobre o embasamento cristalino. Nota-se, pelo que fora ponderado anteriormente, que este perfil geológico é típico da Bacia Sedimentar de São Paulo.

Por sua vez, o perfil adotado pela projetista para o dimensionamento dos poços pode ser visto na Figura 25.

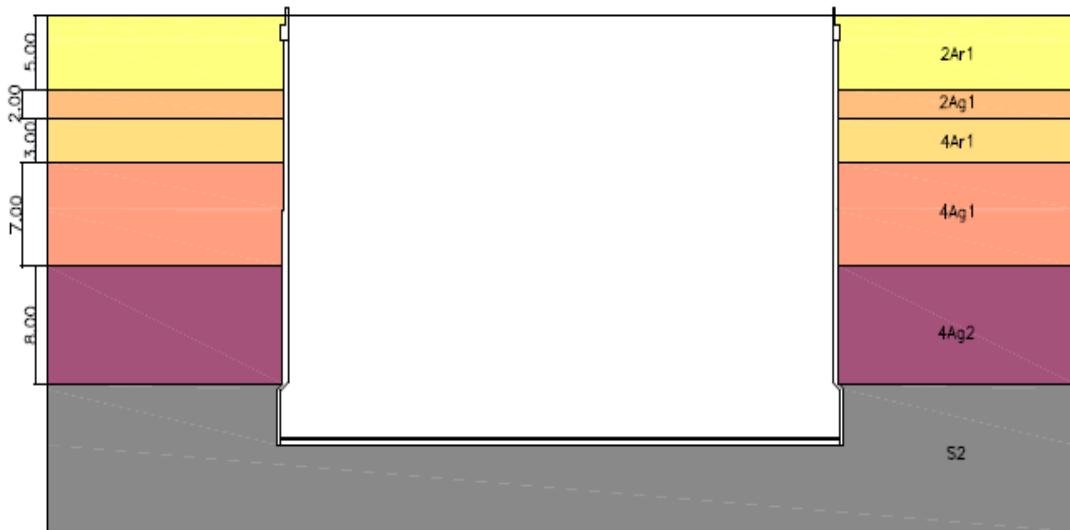


Figura 25 - Perfil adotado para os cálculos

Comparando-se a Figura 24 e a Figura 25, pode-se notar, a priori, que a projetista desprezou duas camadas de areia fina à média argilosa ( $4Ar_1$ ), considerando a camada mais inferior como argila arenosa ( $4Ag_2$ ) e a subseqüente como argila siltosa ( $4Ag_1$ ). Ademais, considerou-se uma camada de 2 m de argila siltosa ( $2Ag_1$ ) abaixo da camada de areia fina argilosa ( $2Ar_1$ ) que não existe no perfil geológico real.

A projetista adotou os parâmetros da Tabela 2 para os solos em questão:

Sigla	Tipo de Solo	c (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi^\circ$	E (MPa)	$\nu$	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	k0
2Ar1	Areia Fina Argilosa	5	26	5	0,30	17,0	0,60
2Ag1	Argila Siltosa com Matéria Orgânica	8	20	5	0,30	16,0	0,80
4Ar1	Areia Fina à Média Argilosa	5	33	40	0,30	19,0	0,60
4Ag1	Argila Siltosa	40	23	50	0,30	19,0	0,80
4Ag2	Argila Arenosa	25	27	50	0,30	19,0	0,80
S2	Saprólito	35	30	150	0,30	21,0	0,80

Tabela 2 - Parâmetros de solo adotados (RT – 4.08.00.00/4C3-002).

Percebe-se que os solos  $4Ar_1$ ,  $4Ag_1$  e  $4Ag_2$  possuem os parâmetros utilizados pela Teoria da Elasticidade, E (Módulo de Elasticidade) e  $\nu$  (Coeficiente de Poisson), aproximadamente iguais, bem como o peso específico natural. Entretanto, nota-se

que a coesão e o coeficiente de empuxo em repouso da camada de areia são menores, o que implica em uma resistência ao cisalhamento dado pelo critério de Mohr-Coulomb ( $\tau = c + \sigma \cdot \tan\phi$ ) inferior às camadas de argila para uma mesma tensão vertical.

Dessa forma, pode-se dizer que o critério da projetista foi agrupar os solos de acordo com sua compressibilidade e sua deformabilidade. Para programas de análise numérica, esses são os parâmetros de interesse, ou seja, não há diferenças práticas (em termos de dimensionamento) em se considerar areia como argila, apenas executivas.

#### 5.1.1.2 Cálculo dos diagramas de tensões atuantes nos revestimentos dos poços

- ✓ *Cálculo dos empuxos de terra*

O cálculo dos empuxos de solo foi feito através de uma análise axissimétrica com o programa FLAC 2D (Fast Lagrangian Analysis of Continua). Nesse programa bidimensional de diferenças finitas, a relação tensão-deformação (reologia) pode ser linear ou não-linear e a superfície de ruptura pode ser definida segundo vários modelos constitutivos. O cálculo nesse programa é evolutivo e utiliza-se de equações da dinâmica e um cálculo lagrangiano para a resolução dos sistemas.

Para a determinação dos diagramas de tensões do solo foi adotado o modelo elasto-plástico de Morh-Coulomb como o modelo constitutivo para o solo. Para a parede de *coulis* e para o revestimento em concreto projetado, foram adotados modelos elástico-lineares.

Por fim, considerando os parâmetros mostrados na tabela 2 do item anterior, a projetista adotou/simulou 27 fases de cálculo:

- Fase 0: maciço na condição de repouso. O sistema foi iniciado com um diagrama de empuxo em repouso;

- Fase 1: simulação da execução da parede de *coulis* com 10 m de profundidade ao longo do contorno da escavação, considerando um módulo de deformação para este material de 1,0 GPa;
- Fase 2: avanço da escavação de 1 m;
- Fase 3: revestimento primário do lance escavado e avanço de mais 1 m. Para o concreto projetado, considerou-se um módulo de 10 GPa, ou seja, deve-se ter um concreto de alta resistência inicial;
- Fase 4 a 26: repetição das fases 2 e 3 até atingir a profundidade de 29m.

Assim, ao final da simulação da última fase, foi obtido o diagrama de tensões mostrado na Figura 26.

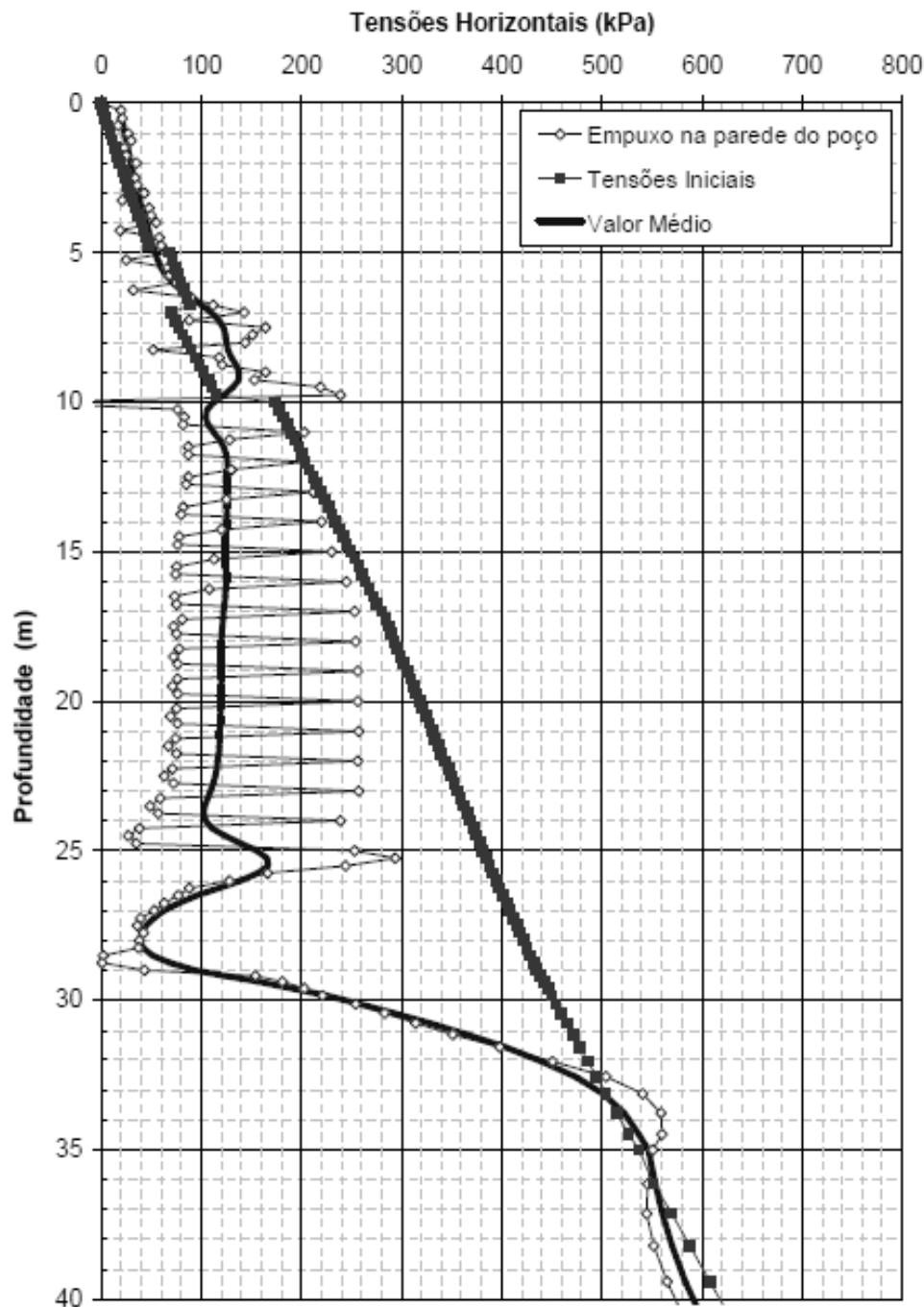


Figura 26 - Diagrama de tensões de solo

Um aspecto interessante é o formato em zigue-zague da curva de tensões. Segundo a projetista, isso acontece devido à restrição de deformações da estrutura fechada do poço (zona superior, já concretada) e de seu fundo (zona inferior), o que gera concentrações de tensões nessas regiões. Por outro lado, na zona intermediária (avanço), ocorre um alívio de tensões maior, o que explica esse formato do diagrama. Na prática, a projetista adotou a curva de tensões médias.

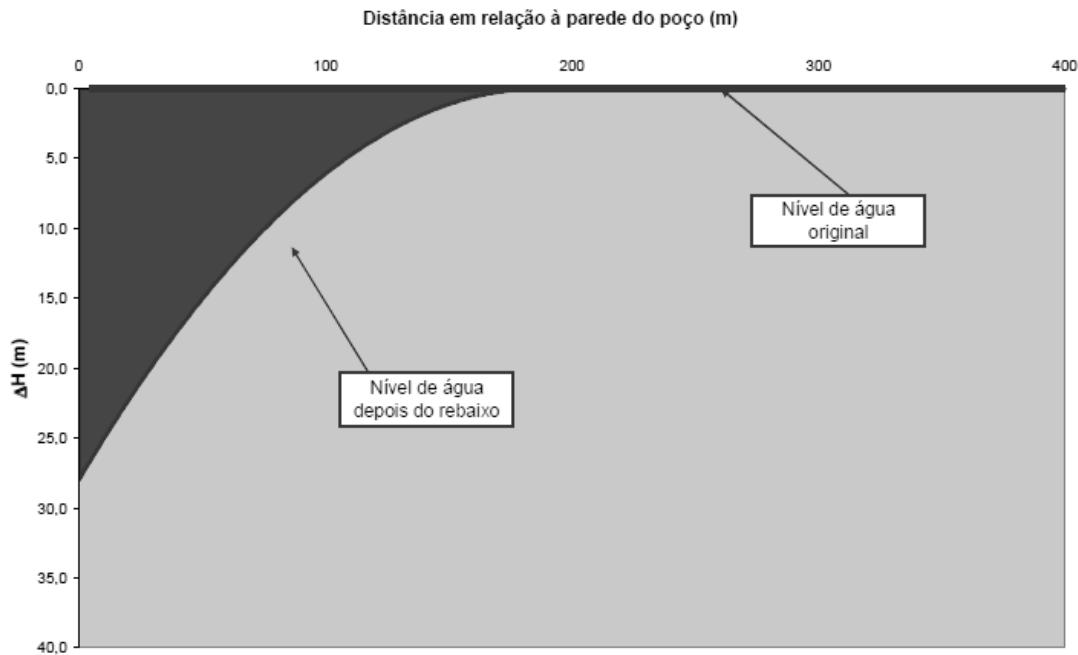
Nota-se que as tensões de solo foram calculadas por um MAE, ou seja, considerou-se a interação solo-estrutura em meio contínuo. Entretanto, o solo não é um meio elástico e não se consideram os coeficientes de empuxo ativo dos solos do maciço. Ou seja, as tensões calculadas pelo programa não são reais e não devem ser assumidas como tais.

Entretanto, deve-se mencionar que o diagrama tem aspecto semelhante ao diagrama arqueado proposto por Terzaghi no item 3.1.2.1.

✓ *Cálculo dos empuxos hidrostáticos*

Como pode ser observado no perfil geológico-geotécnico do terreno Figura 25, têm-se dois níveis d'água (NA) principais. O NA superior refere-se a um lençol empoleirado na camada de aluvião e o inferior situa-se em uma camada de solo arenoso, sob uma camada de argila. No entanto, para efeitos de cálculo, o NA superior foi adotado na cota do terreno, a favor da segurança, conforme recomendação da CMSP.

A estação foi projetada para não receber empuxos hidrostáticos durante a fase de execução, ou seja, até o término da etapa 6 referente à finalização do revestimento secundário do segundo poço. Para tal, foram escavados poços auxiliares de rebaixamento ao redor da estação para que se executasse o rebaixamento do NA inferior. Através de bombas submersas, foi feita uma drenagem profunda das camadas de areia. Evitou-se fazer o rebaixamento do lençol de água confinado uma vez que o solo de aluvião é um solo de baixa competência e grande deformabilidade, o que provocaria recalques excessivos nos arredores da estação. Por esse motivo, executou-se uma parede impermeável de *coulis* para permitir a escavação da camada de aluvião. A projetista considerou a curva de rebaixamento indicada na Figura 27.



**Figura 27 - Curva de rebaixamento de água considerado**

Para determinar essa curva, foi utilizada a equação de Sichardt (1927):

$$R = 3000(\Delta H) \sqrt{\kappa} \quad \dots \dots \dots \quad (\text{Eq. 11})$$

Onde,

$R$  = raio de influência do rebaixamento;

$\Delta H$  = altura máxima do NA a ser rebaixado;

$\kappa$  = permeabilidade do meio, adotada como uniforme igual à  $5 \times 10^{-4}$  cm/s.

Para a drenagem inferior, foi executada uma laje de brita no fundo dos poços de 15 cm de espessura, de forma a funcionar como um colchão drenante para as águas que adentravam os mesmos, seja por infiltrações nas paredes ou pelo fundo de escavação. A água captada por esse sistema era captada por um poço provisório de bombeamento, a partir do qual era recalcada até a superfície. Assim, as lajes definitivas de fundo apenas foram solicitadas após a interrupção dessa drenagem.

Por outro lado, para a fase de operação, a estação foi projetada para resistir a empuxos hidrostáticos estáticos, ou seja, têm-se um diagrama de tensões

crescentes linearmente com a profundidade que deve ser considerado no dimensionamento do revestimento secundário.

Deve-se ressaltar que o coeficiente de permeabilidade utilizado uniformemente no maciço é característico de solos arenosos, quando na realidade existem camadas consideráveis de solos argilosos, os quais, na melhor das hipóteses, possuem um coeficiente de permeabilidade da ordem de  $10^{-7}$  cm/s. Dessa forma, a eficácia da drenagem e, consequentemente, a curva apresentada na figura 32 são discutíveis, podendo haver a possibilidade de atuação de empuxos hidrostáticos na cunha de ruptura do maciço, o que influenciaria o dimensionamento do revestimento primário. Além disso, devem existir, possivelmente, empuxos estáticos locais nos trechos do revestimento em contato com as camadas argilosas.

✓ *Sobrecargas consideradas*

A projetista considerou cinco tipos de sobrecargas:

- A) Sobrecarga uniformemente distribuída de  $10 \text{ kN/m}^2$  em todo o contorno do poço;
- B) Sobrecarga uniformemente distribuída de  $10 \text{ kN/m}^2$  apenas em meio contorno do poço;
- C) Sobrecarga uniformemente distribuída de  $50 \text{ kN/m}^2$  em uma faixa de 1,5 m de largura em todo o contorno do poço, referente à equipamentos de construção;
- D) Sobrecarga uniformemente distribuída de  $50 \text{ kN/m}^2$  em uma faixa de 1,5 m de largura em meio contorno do poço, referente à equipamentos de construção;
- E) Sobrecarga pontual de 350 kN aplicada à 1,0 m do poço, referente à uma grua instalada.

Foi considerado que elas não causam efeitos em profundidades maiores que  $z2,0 \text{ m}$ . As tensões advindas das sobrecargas A e B foram calculadas fazendo-se  $\sigma = k_a \cdot p$ , com  $k_a = 0,33$ . Já as sobrecargas C e D foram calculadas conforme a figura 6 do item 3.1.2.2. A sobrecarga E foi calculada conforme prescrito no item 3.1.2.2. Dessa forma, a projetista considerou os diagramas mostrados na Figura 28.

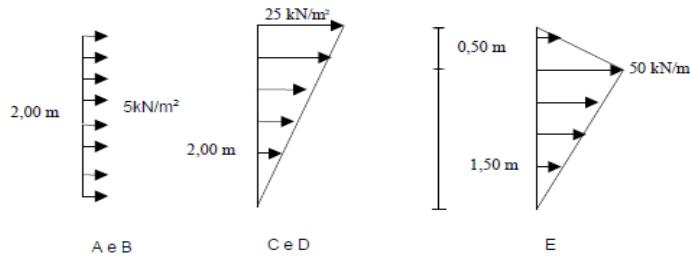


Figura 28 - Diagramas devido às sobrecargas

A projetista resolveu adotar a execução de uma viga de borda (Figura 29), a qual foi dimensionada para resistir aos carregamentos impostos pelas sobrecargas, fornecendo maior rigidez para os poços. Assim, esses diagramas não foram somados aos empuxos de solo e de água.

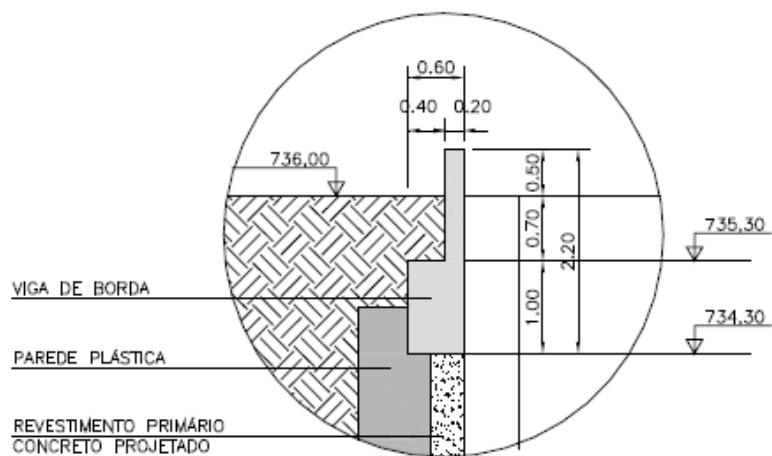


Figura 29 - Detalhe da viga de borda.

### 5.1.2 Dimensionamento dos poços

#### 5.1.2.1 Revestimento Primário

Para o dimensionamento do revestimento primário a projetista realizou uma análise numérica tridimensional feita com o software STRAP (Structural Analisys Program). Trata-se de um programa de análise elástica e não-evolutiva baseada no método dos elementos finitos.

Dessa forma, a projetista visou obter os esforços solicitantes no revestimento primário, bem como sua deformação. Para tal, simulou-se o revestimento como elementos laminares, a viga de borda como um elemento de viga e o solo com molas.

Como já mencionado, o maciço foi considerado drenado nesses cálculos, de modo que o único carregamento imposto foi o diagrama de tensões do solo obtido na fase final de simulação do programa FLAC. A Figura 30 ilustra de forma mais clara o diagrama utilizado na análise tridimensional.

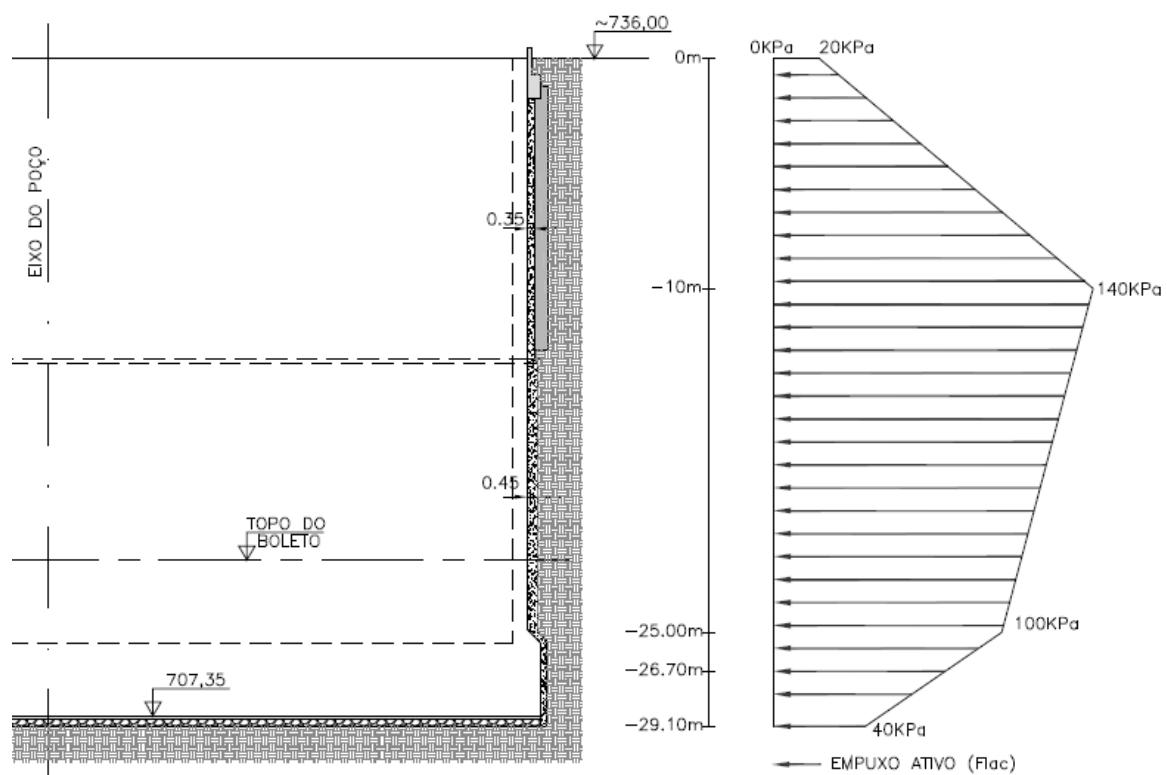
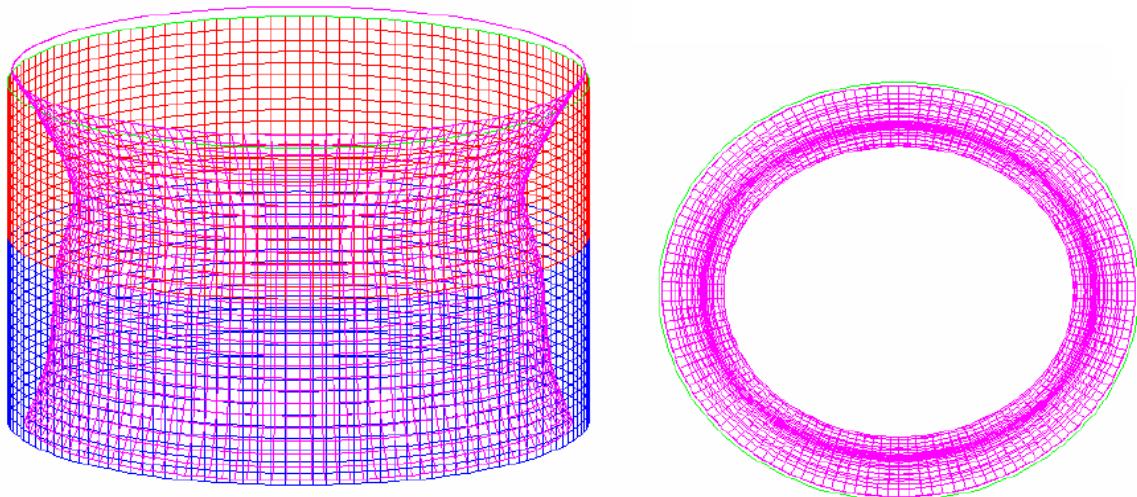


Figura 30 - Diagrama de empuxo de solo adotado

Entretanto, a favor da segurança, a projetista utilizou esse diagrama majorado por um coeficiente  $FS = 1,35$ , ou seja, a maior tensão atuante no revestimento primário, que ocorre a dez metros de profundidade, é igual a  $140 \cdot 1,35 = 189$  kPa.

Por sua vez, os coeficientes de reação elástica que caracterizam as molas do modelo foram calculados conforme a fórmula de Evison (1988), a qual foi deduzida para casos similares ao poço em questão:

Dessa forma, simulando-se esse modelo no STRAP, foi obtida a malha deformada (deformações exageradas) mostrada na Figura 31.



**Figura 31 - Malha de elementos finitos após a simulação**

Percebe-se que a malha foi dividida em duas zonas de esforços solicitantes, os quais resultaram em duas espessuras diferentes para o revestimento primário:

- Zona 1 (vermelha): espessura de 35 cm de concreto projetado, adotada até a profundidade de 13,1 m do poço;
  - Zona 2 (azul): espessura de 45 cm de concreto projetado, adotada para os 16 m restantes.

Assim, considerando que a projetista utilizou um concreto projetado com  $f_{ck8}$  horas = 8 MPa e  $f_{ck}$  = 30 MPa, conclui-se que a casca do poço na zona 1 resiste a esforços de compressão  $N_{rd1} = 7500$  kN/m (2000 kN/m nas primeiras 8 horas) e na zona 2 a esforços  $N_{rd2} = 9640$  kN/m (2570 kN/m nas primeiras 8 horas).

Também foram adotadas telas duplas de aço para a armação, distintas em ambas as zonas. O critério adotado pela projetista foi considerar uma excentricidade da força normal na casca da ordem de 10% da espessura, o que resultou nas seguintes armacões:

- Zona 1: telas de aço com barras horizontais de  $\Phi 5,6$  com 10 cm e barras verticais de  $\Phi 4,5$  com 30 cm;
- Zona 2: telas de aço com barras horizontais de  $\Phi 8,0$  com 10 cm e barras verticais de  $\Phi 5,0$  com 30 cm.

Esse critério foi utilizado a favor da segurança, de modo a combater os momentos fletores advindos principalmente de imperfeições geométricas e a diferenças de capacidade de arqueamento que o maciço possa ter.

Para o poço Norte, o revestimento primário foi dimensionado de forma similar. Entretanto, como não se tem um poço circular completo, uma vez que ele intercepta o poço Sul, há uma concentração de tensões nesse ponto, chamada de efeito de borda. Assim, o revestimento primário do poço Norte tem espessuras e armações aumentadas nessa região. Isto será visto mais detalhadamente no item que se segue.

Alguns comentários podem ser feitos a respeito do dimensionamento do revestimento primário. O aspecto que mais chama a atenção foi o fato de a projetista ter modelado o solo como molas na análise numérica tridimensional. Uma vez que foi utilizado o mesmo carregamento ao redor dos poços (Figura 30), as molas tendem a restringir a deformação do revestimento primário, trabalhando à tração. Isto provoca um alívio nos esforços solicitantes do mesmo, o que é um procedimento contra a segurança. Seria razoável a utilização de molas se o carregamento ao redor dos poços fosse assimétrico, uma vez que as deformações do revestimento também o seriam.

Conforme mostrado no item 3.1.3.1, o cálculo com o diagrama arqueado deve ser feito simplesmente pela equação da Teoria de Cascas cilíndricas  $N = p_n \cdot R_{poço}$ , como recomenda Maffei (1995). Entretanto, ao se majorar esse diagrama 1,35 vezes, a projetista amenizou um pouco esse problema.

Ademais, destaca-se que a projetista trabalhou com uma envoltória de resistência do revestimento primário relativamente folgada com relação aos esforços solicitantes como pode ser observado no gráfico da Figura 32:

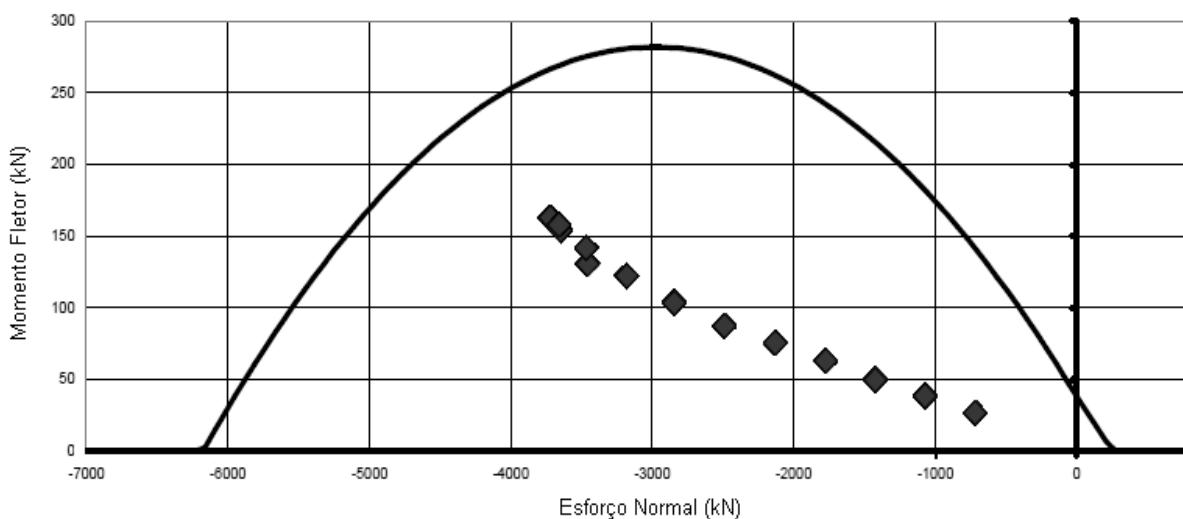


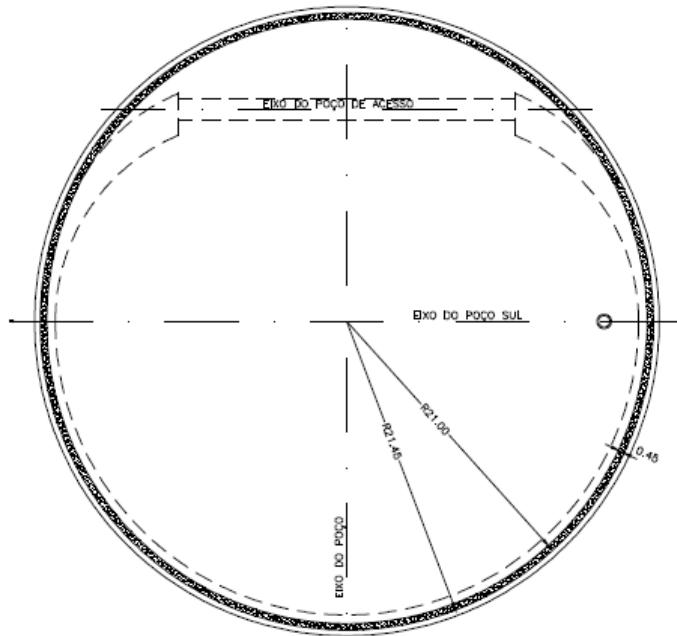
Figura 32 - Envoltória de resistência para a zona 1 do revestimento primário

Como a espessura da zona 2 é 10 cm maior, tem-se uma envoltória ainda mais folgada. Entretanto, considerando-se a possibilidade de ocorrência de empuxos hidrostáticos no revestimento primário, conforme explicado anteriormente, essa folga na envoltória diminui. Assim, tem-se uma estrutura, no geral, não superdimensionada.

#### 5.1.2.2 Revestimento Secundário

O revestimento secundário é o revestimento permanente dos poços que compõem a Estação Vila Prudente. Dessa forma, como já mencionado, esse revestimento deverá resistir não só aos empuxos do solo, como também aos hidrostáticos, com um fator de segurança maior que o do revestimento primário.

Conforme a seqüência construtiva mostrada no início deste capítulo, o revestimento secundário do poço Sul é construído antes do início da escavação do poço Sul, já com as duas vigas de travamento. A Figura 33 mostra o revestimento secundário destacado em tracejado.



**Figura 33 - Revestimento secundário do poço Sul com as vigas de travamento**

Essa seqüência construtiva é justificada justamente pela opção feita pela CMSP de não se executar a escavação simultânea dos poços. O poço Sul, por ser o primeiro a ser construído, possui a forma circular completa, ou seja, é uma estrutura auto-portante. Entretanto, como a estação possui um formato em “oito”, o poço Norte intercepta o poço Sul. Dessa forma, a revestimento primário do último deve ser quebrado nessa região, resultando em dois poços circulares incompletos. Nessa configuração, os poços tenderiam a fechar, o que explica a adoção das vigas de travamento.

A priori, quando o revestimento secundário do poço Sul foi construído, ele estava praticamente sem solicitação de carregamentos, uma vez que o mesmo já se encontrava em equilíbrio devido ao revestimento primário. No entanto, à medida que o poço Norte foi sendo escavado (escavação com execução do revestimento de concreto projetado), o revestimento primário do poço Sul foi sendo quebrado o que, consequentemente, passou a solicitar seu revestimento secundário, juntamente com as vigas de transição, responsáveis pelo equilíbrio global da superestrutura da estação. De maneira simplista, a Figura 34 mostra as cargas que chegam nas vigas de travamento:

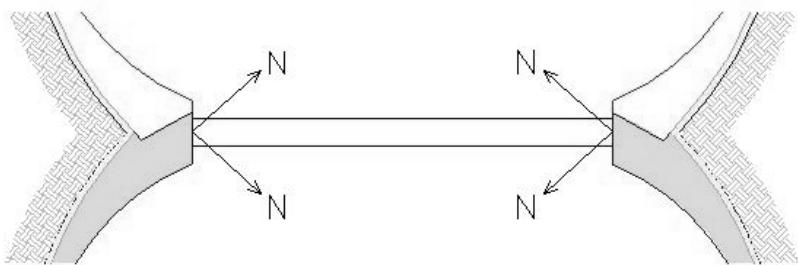


Figura 34 - Cargas nas vigas de travamento

Nota-se que os esforços normais das cascas cilíndricas podem ser decompostos nas direções vertical e horizontal. As componentes verticais praticamente se anulam e podem ser desprezadas, sendo as vigas de travamento dimensionadas para as componentes horizontais.

Outro ponto relevante é o fato dos revestimentos sofrerem um grande aumento de espessura. Isto se deve a dois motivos básicos, os quais são conhecidos como efeito de borda:

- Para que os esforços provenientes das cascas sejam devidamente transmitidos para as vigas, deve-se ter uma estrutura vertical suficientemente rígida. Dessa forma, esse engrossamento do revestimento secundário foi devidamente armado para se comportar como um enorme pilar, havendo, portanto, uma grande concentração de tensões;
- Quando ocorre uma mudança brusca no raio de um poço cilíndrico, como no caso, surgem esforços cortantes no revestimento, uma vez que ele não consegue mais o equilíbrio através da funicular.

O dimensionamento do revestimento secundário também foi feito no programa STRAP, com a modelagem feita de forma análoga à realizada para o dimensionamento do revestimento primário. No entanto, somou-se ao diagrama de empuxos mostrado na figura 35 o diagrama de empuxos hidrostáticos crescente com a profundidade ( $\sigma_{água} = 10 \cdot z \text{ kN/m}^2$ ).

Dessa forma, a projetista chegou a uma espessura única para o revestimento secundário de 60 cm. Ressalta-se que apesar de parecer razoável considerar que o revestimento poderia ser mais esbelto para menores profundidades, esta

possibilidade esbarra no método construtivo utilizado. Concretagens deste tipo, com elevadas alturas/profundidades e seção constante, são executadas com fôrmas deslizantes ou trepantes, as quais possuem a seção fixa, o que impede qualquer alteração na espessura das cascas.

Analizando a espessura total do revestimento de 1,05 m, verifica-se que o mesmo possui uma força normal resistente dada por  $N_{rd} = 1,05 \cdot 3500 / 1,4 = 2625$  tf/m. Apenas o revestimento secundário possui uma resistência  $N_{rd} = 0,60 \cdot 3500 / 1,4 = 1500$  tf/m. Segundo Maffei (2009)<sup>1</sup>, estruturas permanentes devem ser dimensionadas sem considerar o efeito favorável do arqueamento, pois não se sabe as futuras interferências pela qual o maciço circundante aos poços estará sujeita. Assim, deve-se considerar o empuxo em repouso do solo calculado simplesmente pela seguinte relação:

Dessa forma, considerando os parâmetros de solo da Tabela 2, calculou-se uma tensão de solo máxima de cerca de  $18,6 \text{ tf/m}^2$  (considerando o peso específico submerso), o que implica em um esforço normal solicitante da ordem de  $559,0 \text{ tf/m}$ . Por sua vez, uma vez que existe uma manta de PVC entre os revestimentos primário e secundário, pode-se concluir que as pressões hidrostáticas devem ser resistidas apenas pelo secundário. A máxima pressão hidrostática é da ordem de  $29,0 \text{ tf/m}^2$ , a qual gera um esforço normal solicitante de  $871,0 \text{ tf/m}$ . Dessa forma, pode-se dizer que o revestimento primário por si só suporta as tensões de solo com um fator de segurança  $FS = 964/559 = 1,72$  e que o revestimento secundário suporta as pressões hidrostáticas com  $FS = 1500/871 = 1,72$ , condizentes com o coeficiente de segurança usualmente recomendado para obras permanentes em situações que envolvem a interação solo-estrutura de 1,75.

Para a região das bordas, a espessura chegou até 3,0 m. Por sua vez, as vigas de travamento resultaram em vigas de 1,5 m de largura por 2,0 m de altura. Como elas recebem grandes esforços de compressão, tem-se o efeito de uma protensão, o que diminui bastante a flexão devido ao peso próprio, de onde se pode

---

<sup>1</sup> Informação fornecida por Maffei em aula na EPUSP, 2009.

concluir que estas dimensões foram feitas para suportar as enormes tensões de compressão.

### 5.1.3 Dimensionamento da laje de fundo

As lajes de fundo dos poços foram dimensionadas para suportar a subpressão de 29,1 metros de coluna d'água correspondente ao nível d'água na cota da superfície. Esse nível d'água gera enormes tensões uniformemente distribuídas nas lajes de 291 kN/m<sup>2</sup>.

O dimensionamento da projetista resultou em uma laje de concreto armado com 3,2 m de espessura, a qual trabalha a flexão, estando simplesmente apoiada nas bordas dos poços. A taxa de armadura dessa laje é de aproximadamente 100 kg/m<sup>3</sup>. Além de suportar a flexão causada pela subpressão, essa laje sofre um efeito de segunda ordem razoável devido à compressão imposta pelas paredes dos poços.

Por ser extremamente rígida quando comparada à casca de concreto dos poços, a laje recebe a maior parte dos esforços provenientes das tensões horizontais atuantes na mesma. Assim, além de funcionar como um travamento para evitar o fechamento das bases dos poços, essa laje provoca um alívio de tensões normais atuantes nas paredes na região da base. Entretanto, por ter 3,2 m de espessura, a laje funciona praticamente como um engastamento para as cascas dos poços, o que indica que existe na região de influência desse engastamento fictício um momento fletor que não deve ser desprezado.

Para se analisar essa espessura de laje adotada, pode-se fazer um pré-dimensionamento de uma faixa central dessa laje, a qual é a mais solicitada. Da resistência dos materiais sabe-se que o momento fletor no centro de uma placa circular pode ser calculado por:

$$M = \frac{p \cdot D^2}{20} = \frac{(291 - 25 \cdot 3,2) \cdot 43,2^2}{20} = 19689 \text{ kN.m}$$

Dessa forma, a posição da linha neutra é dada por:

$$x = 1,25 \cdot d \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{1,4 \cdot M}{0,425 \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right) = 1,25 \cdot 2,8 \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{1,4 \cdot 19689}{0,425 \cdot 2,8^2 \cdot \left( 30000 / 1,4 \right)}} \right)$$

$$x \approx 0,76 \text{ m} \quad \text{e} \quad x/d = 0,27 \text{ (domínio 2)}$$

Dessa forma, pode-se notar que a laje de 3,2 m de espessura está com um coeficiente de segurança demasiadamente grande para o esforço solicitante em questão, uma vez que para a NBR 6118 permite que as peças sob flexão sejam dimensionadas para relações  $x/d \leq 0,50$ . Ressalta-se que as cargas provenientes dos pilares da estrutura interna aos poços (a estação propriamente dita) geram enormes cargas pontuais na laje, mas seu efeito é localizado, já que a laje está apoiada em um solo extremamente resistente ( $N_{SPT} > 50$  golpes).

No entanto, existe um outro problema que deve ser considerado no caso de poços submetidos a grandes subpressões de água: a flutuação. Para se evitar esse fenômeno, é necessário que o peso total da estrutura seja pelo menos 1,1 vez maior que o empuxo de água resultante. Durante a execução da estação, manteve-se o fundo drenado, ou seja, a laje de fundo não foi solicitada. Assim, a projetista verificou a flutuação para o caso da estação em funcionamento, já com todo o peso instalado e com as subpressões atuando, concluindo que apenas o peso próprio da estação não era suficiente para combater as subpressões. Dessa forma, a projetista adotou a solução mostrada na Figura 35:

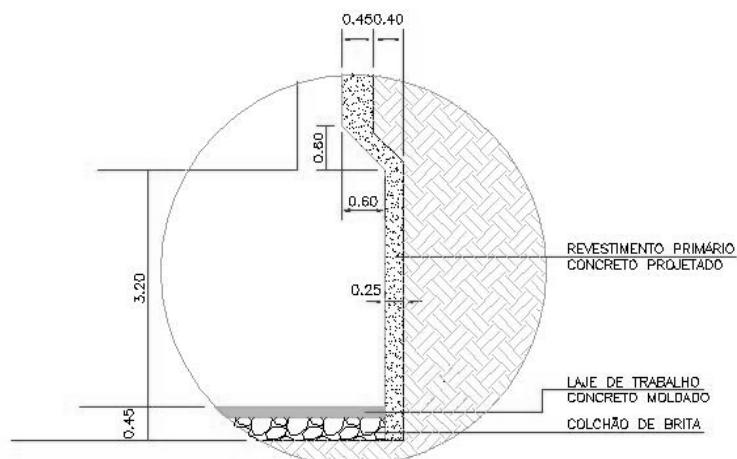


Figura 35 - Detalhe do apoio da laje de fundo nas bordas dos poços

Como se pode notar há um dente que serve de apoio simples para a laje de fundo. Entretanto, esse dente tem uma contribuição fundamental para o combate à flutuação, pois ele permite que haja uma mobilização de uma cunha de solo triangular ao redor dos poços. Assim, além do peso dessa cunha, a resistência ao cisalhamento do solo na superfície de ruptura também contribui para o equilíbrio dos poços, garantindo que não haja nenhum problema do tipo.

#### *5.1.4 Estudo de lajes de fundo alternativas*

Tendo em vista que a laje de fundo proposta pela projetista tem 3,2 m de espessura e uma taxa de armação de cerca de 100 kg/m<sup>3</sup>, uma vez que ela trabalha à flexão, resolveu-se estudar dois tipos alternativos de lajes de fundo, os quais já foram utilizados em obras similares:

- Laje de fundo ancorada por estacas: nessa situação, as estacas trabalham à tração, contrapondo os empuxos hidrostáticos. A laje, por sua vez, trabalha sob flexão;
- Laje de fundo com formato de casca esférica: essa geometria garante que a laje trabalhe preferencialmente a compressão, ou seja, a esforços ideais para serem resistidos pelo concreto.

##### *5.1.4.1 Laje Ancorada por Estacas*

De maneira geral, essa laje de fundo é simplesmente apoiada ao longo de toda a borda, assim como a laje de projeto. Entretanto, ela também possui ancoragens por estacas dispostas de forma simétrica na região interna. O empuxo hidrostático tende a empurrar a laje para cima, deformando-a. No entanto, ao se deformar, a laje gera deslocamentos nas estacas, o que provoca a mobilização do atrito lateral nas mesmas. Sabe-se que descolamentos de cerca de 1,0 cm são suficientes para a ocorrência dessa mobilização.

Assim, ter-se-á uma laje com elevado grau de hiperestaticidade, que trabalha à flexão, com momentos negativos entre as estacas e positivos ao redor das mesmas. Diminuindo-se os vãos, têm-se menores momentos fletores, o que diminui a espessura necessária para a laje.

Procedeu-se inicialmente a escolha do tipo de estaca a ser empregado. Para tal, foram analisados três aspectos principais: a resistência à tração dos diferentes tipos de estaca, os custos de execução e a possibilidade de execução considerando os aspectos geotécnicos do terreno.

Alguns tipos de estacas costumam ser utilizadas em situações nas quais elas devem trabalhar à tração. Orlando (1999) comenta as principais: estacas pré-moldadas de concreto, estacas hélice contínua, estacões e estacas raiz. Entretanto, analisando-se o perfil da figura 29, observa-se que as estacas devem perfurar um solo alterado de 50 golpes. Sendo assim, independentemente do custo ou da capacidade resistiva, a única estaca tecnicamente viável em tal solo é a estaca raiz.

Cabe agora uma breve discussão sobre a capacidade resistiva do conjunto solo-estaca trabalhando à tração.

Para solos finos, de Nicola e Randolph (1993), onde o carregamento pode ser admitido como não drenado, a resistência lateral pode ser admitida como sendo igual na tração e na compressão. Já Brinch Hansen (1968) sustenta que o atrito lateral em estacas tracionadas é menor, uma vez que as mesmas impõem tensões cisalhantes ao solo no sentido de diminuir suas tensões verticais efetivas ao redor das estacas.

McClelland (1972) sugere que se adote o atrito lateral na tração igual a 70% do atrito lateral na compressão. Para Poulos e Davis (1980), esse valor deve ser em torno de dois terços. Outro ponto importante consiste na diferença de carregamento. Na compressão, o carregamento causa um alargamento da seção do fuste pelo efeito Poisson, o que teoricamente aumenta as tensões horizontais causadas pelo solo, contribuindo, consequentemente, para um aumento do atrito lateral. Na tração, o que ocorre é exatamente o inverso.

Em sua tese de doutorado, Orlando (1999) comenta que na prática brasileira, tem-se considerado a resistência por atrito lateral de estacas à tração cerca de 70% da resistência das mesmas na compressão. Essa é também a recomendação de Velloso (1979). Dessa forma, resolveu-se adotar essa relação e proceder ao dimensionamento das estacas raiz por três métodos semi-empíricos: Método de P.P. Velloso (1979), Método de Cabral (Fundesp, 1986) e o Método de Teixeira (Brasfond, 1993), sendo que os dois últimos foram desenvolvidos especialmente para estacas tipo raiz.

Com esses conceitos em mente, optou-se pela modelagem do problema com o auxílio do programa computacional de elementos finitos Ansys® da Ansys Inc. A laje foi considerada como apoiada em toda a borda e tratada como um elemento de casca. As estacas, por sua vez, foram modeladas como molas para as quais se adotou uma rigidez equivalente de 100 tf/cm.

Um espaçamento de 1,5 m entre as estacas raiz foi adotado nas direções x e y. Para as bordas de apoio das lajes deixou-se um espaçamento maior, já que as mesmas possuem uma rigidez maior.

Foram estudados três casos de espessuras da laje: 2,0 m, 1,5 m e 1,0 m. Para simplificação e melhoria do processamento, adotou-se como eixo de simetria o eixo das vigas de travamento situadas entre os poços Norte e Sul.

A laje foi submetida a um carregamento de 29,1 tf/m<sup>2</sup> correspondente à ação da subpressão d'água na direção perpendicular à laje (eixo z) conforme ilustrado no item 5.1.1.2.

Para os três casos foram obtidas as tensões nas direções x e y da laje e os esforços nas estacas raiz resultantes do carregamento proposto. O dimensionamento das armaduras de flexão e das estacas para cada caso está ilustrado no ANEXO I, bem como as hipóteses adotadas e os esforços solicitantes obtidos. A seguir, encontram-se os resultados obtidos.

Os momentos utilizados no dimensionamento das armaduras de flexão da laje e as bitolas e os espaçamentos adotados (por metro de laje) são apresentados nas Tabela 3 e Tabela 4, respectivamente.

	Espessura da laje (m)		
	2,0	1,5	1,0
M <sub>x</sub> (max) (kNm)	1840,46	1365,42	797,05
M <sub>x</sub> (outras regiões) (kNm)	1380,55	1061,99	569,32
M <sub>y</sub> (max) (kNm)	5182,95	1598,81	898,54
M <sub>y</sub> (outras regiões) (kNm)	1562,47	1243,52	641,81

Tabela 3 - Momentos nas direções x e y utilizados para o dimensionamento das armaduras

	Espessura da laje (m)		
	2,0	1,5	1,0
M <sub>x</sub> (max)	10Φ20 c/ 10 cm	10Φ20 c/ 10 cm	9Φ20 c/ 11 cm
M <sub>x</sub> (outras regiões)	8Φ20 c/ 13 cm	8Φ20 c/ 13 cm	7Φ20 c/ 14 cm
M <sub>y</sub> (max)	8Φ25 c/ 13 cm	8Φ25 c/ 13 cm	11Φ20 c/ 9 cm
M <sub>y</sub> (outras regiões)	9Φ20 c/ 11 cm	9Φ20 c/ 11 cm	8Φ20 c/ 13 cm

Tabela 4 - Bitolas e espaçamentos (por metro de laje) adotados.

Os comprimentos das estacas raiz, calculados pelo método de P.P. Velloso (1979) para cada caso encontram-se na Tabela 5. Detalhes sobre o dimensionamento podem ser vistos no ANEXO I.

	Espessura da laje (m)		
	2,0	1,5	1,0
Comprimento das estacas (m)	9	9	10

Tabela 5 - Comprimento das estacas raiz adotadas em cada caso.

#### ✓ Análise dos resultados obtidos

Através do modelo adotado, observa-se que com a diminuição da espessura da laje, tanto a máxima quanto a mínima carga de trabalho das estacas aumentam. A máxima carga passa de 66,3 tf (laje com 2,0 m de espessura) para 73,3 tf (laje com 1,0 m de espessura), ou seja, uma variação de 11%. A carga mínima, por sua vez varia entre 12,1 tf e 21,0 tf, ou seja, uma variação de 73%.

A distribuição dos esforços também varia. Para a laje com 2,0 m de espessura, as estacas centrais trabalham com uma carga maior. Já a laje com 1,0 m de espessura, os esforços embora maiores, são mais uniformes.

A laje com 1,0 m de espessura, por apresentar menor rigidez e por ser mais deformável, sofre maiores deslocamentos induzindo um maior trabalho por parte das estacas gerando a necessidade de um maior comprimento das mesmas.

As tensões das lajes menos espessas tendem de uma maneira geral a serem menores, mas com maiores picos nas regiões próximas das bordas e das vigas de travamento (“Efeito de Borda” da Teoria das Cascas).

✓ *Quantitativo*

Para se estimar a quantidade de aço das armaduras de flexão das lajes propostas, calculou-se a priori a taxa de armação ( $\text{kg/m}^3$ ) necessária para armar um quadrado inscrito na circunferência do poço (região central da laje). Então, extrapolou-se a mesma para todo o volume da laje. Adotou-se que dois terços da área laje deve ser armada para um momento fletor médio em cada direção e que o terço restante deve ser armado para um momento fletor maior, obtido nas regiões próximas aos apoios (vide figuras do ANEXO I).

A quantidade de barras por metro obtida através dos cálculos, considerando as hipóteses acima, está ilustrada na Tabela 6 da seguir:

	Espessura da laje (m)		
	2,0	1,5	1,0
M <sub>x</sub> (max)	10Φ20	10Φ20	9Φ20
M <sub>x</sub> (outras regiões)	8Φ20	8Φ20	7Φ20
M <sub>y</sub> (max)	8Φ25	8Φ25	11Φ20
M <sub>y</sub> (outras regiões)	9Φ20	9Φ20	8Φ20

Tabela 6 - Quantidade de barras por metro.

Por sua vez, a quantidade total de barras de aço necessárias para a armação das diferentes espessuras de laje é mostrada na Tabela 7. Ressalta-se que esse quantitativo se refere apenas à laje de um dos poços, sendo essa a armação positiva necessária.

	Espessura da laje (m)		
	2,0	1,5	1,0
M <sub>x</sub> (max)	102Φ20	102Φ20	92Φ20
M <sub>x</sub> (outras regiões)	163Φ20	163Φ20	143Φ20
M <sub>y</sub> (max)	82Φ25	82Φ25	113Φ20
M <sub>y</sub> (outras regiões)	184Φ20	184Φ20	163Φ20
<b>TOTAL</b>	449Φ20+82Φ25	449Φ20+82Φ25	511Φ20

**Tabela 7 - Quantidade de barras nas lajes**

Assim, calculou-se a quantidade de aço em peso (Tabela 8):

	Espessura da laje (m)		
	2,0	1,5	1,0
<b>TOTAL (kg)</b>	44312,775	44312,775	39027,625

**Tabela 8 - Total de aço nas lajes**

A armação negativa foi adotada igual a positiva, uma vez que os espaçamentos entre as estacas é relativamente pequeno. Portanto, o total de aço necessário para a laje de um dos poços é apresentado na Tabela 9.

	Espessura da laje (m)		
	2,0	1,5	1,0
<b>TOTAL (kg)</b>	88625,55	88625,55	78055,25

**Tabela 9 - Total de aço nas lajes considerando as armaduras inferiores e superiores**

Dessa forma, as taxas de armação finais para as diferentes espessuras de laje foram calculadas e podem ser vistas na Tabela 10.

	Espessura da laje (m)		
	2,0	1,5	1,0
<b>Volume de concreto (m<sup>3</sup>)</b>	1866,6	1400,0	933,3
<b>Taxa de armação (kg/m<sup>3</sup>)</b>	47,48	63,31	83,63

**Tabela 10 - Taxa de armação para cada um dos casos estudados**

Em apenas um dos poços, há uma quantidade de 410 estacas. Para resistir aos esforços de tração, adotaram-se estacas de 41 cm de diâmetro armadas longitudinalmente com 5Φ25 e com estribos Φ10 c/ 15. O comprimento das estacas

e o comprimento total de estacas a serem executadas para apenas um poço da estação são mostrados na Tabela 11.

		Espessura da laje (m)		
		2,0	1,5	1,0
Comprimento das estacas (m)		10,0	10,0	11,0
TOTAL (m)		4100,00	4100,00	4510,00

**Tabela 11 - Comprimentos totais das estacas raiz referentes a um poço da estação (considerando 1,0 m de arranque).**

Como uma barra de  $\Phi 25$  pesa 4 kg/m e uma barra de  $\Phi 10$  pesa 0,63 kg/m, obteve-se a quantidade de aço necessária para armação das estacas, ilustrada na Tabela 12.

		Espessura da laje (m)		
		2,0	1,5	1,0
Aço (kg)		99538,6	99538,6	109492,4

**Tabela 12 - Quantidade de aço necessária para armação das estacas.**

Finalmente, apresentam-se nas Tabela 13 e Tabela 14 o volume de concreto e a quantidade de aço necessários para a execução das duas lajes.

Para a laje com 1,0 m, não foi considerado o “efeito de borda” no dimensionamento das armaduras de flexão. Entretanto, a diferença entre o aço necessário para momento máximo provocado pelo “efeito de borda” e o momento utilizado para o dimensionamento das armaduras é de 6,17 cm<sup>2</sup>/m. Esta diferença pode ser suprida por um reforço em tela metálica tipo Q636 que apresenta 6,36 cm<sup>2</sup>/m e 10,09 kg/m<sup>2</sup>. Como os efeitos de borda acontecem em cerca de 200 m<sup>2</sup>, é necessário somar-se 2180 kg de aço no quantitativo total.

		Espessura da laje (m)		
		2,0	1,5	1,0
Volume de concreto (m <sup>3</sup> )		5200,0	3900,0	2600,0
Aço (t)		246,89	246,89	219,63

**Tabela 13 - Volume de concreto e quantidade de aço necessários para execução das lajes dos dois poços.**

Somando-se a quantidade de aço e o volume de concreto necessários para execução das estacas raiz, são obtidas as quantidades totais desses materiais, ilustrados na Tabela 14.

	Espessura da laje (m)		
	2,0	1,5	1,0
Volume de concreto (m <sup>3</sup> )	6174,3	4874,3	3682,6
Aço (t)	346,43	346,43	329,12

Tabela 14 - Volume de concreto e quantidade de aço totais.

Nota-se, portanto, que a solução mais econômica entre as três opções estudadas é a laje com 1,0 m de espessura. Isso porque sua menor rigidez faz com que praticamente todas as estacas da mesma trabalhem na sua capacidade máxima, reduzindo a proporção dos esforços a serem resistidos por flexão.

Para uma melhor análise, devem ser considerados os custos de mobilização de equipamento, execução das estacas raiz, diferença nos prazos de execução entre outros. Uma ponderação desses custos apresentará a melhor solução em termos econômicos e executivos.

Sabe-se que a produtividade de um equipamento é de cerca de 40 m de estacas por dia. O primeiro poço terá cerca de 500 estacas de 10 m, enquanto o segundo terá 440. Para executar todas as estacas de um poço em um mês (20 dias), são necessários sete equipamentos.

Um resumo do quantitativo é apresentado na Tabela 15. Ressalta-se que os preços unitários dos diversos serviços já contemplam o custo do material e da mão-de-obra com os devidos encargos sociais, cuja fonte foi a Revista Guia da Construção – Custos, Suprimentos e Soluções Técnicas da Editora PINI (nº 88).

DESCRÍÇÃO		UNID.	PREÇO UNIT. (R\$)	QUANT.	PREÇO TOTAL (R\$)
LAJE	FORNECIMENTO DE AÇO CA-50	t	R\$ 7.681,40	217,45	R\$ 1.670.295,91
	FORNECIMENTO DE AÇO CA-60 (TELA METÁLICA SOLDADA)	t	R\$ 9.122,00	2,18	R\$ 19.885,96
	FORNECIMENTO DE CONCRETO FCK 35MPa (*)	m <sup>3</sup>	R\$ 339,21	2.600,00	R\$ 881.946,00
ESTACA RAIZ	MOBILIZAÇÃO DE CONJUNTO DE EQUIPAMENTO PARA EXECUÇÃO DE ESTACAS RAIZ	unid.	R\$ 9.275,00	7,00	R\$ 64.925,00
	ESTACAS RAIZ $\phi$ 41 COM CRAVAÇÃO EM SOLO	m	R\$ 227,71	8.200,00	R\$ 1.867.222,00
	FORNECIMENTO DE AÇO CA-50	t	R\$ 76,81	109,49	R\$ 8.410,11
	FORNECIMENTO DE CONCRETO FCK 25MPa (*)	m <sup>3</sup>	R\$ 245,66	1.082,61	R\$ 265.953,61
IMPERMEABILIZAÇÃO	EXECUÇÃO DE IMPERMEABILIZAÇÃO COM MANTA DE PVX	m <sup>2</sup>	R\$ 105,00	2.600,00	R\$ 273.000,00
ESCAVAÇÃO	ECONOMIA COM A ESCAVAÇÃO	m <sup>3</sup>	R\$ 13,65	-5.544,00	R\$ (75.675,60)
	ECONOMIA COM BOTA-FORA (***)	m <sup>3</sup>	R\$ 15,00	-5.544,00	R\$ (83.160,00)
					<b>TOTAL R\$ 4.892.803,00</b>

\* No preço do fornecimento de concreto está incluso a taxa de bombeamento.

\*\*\* Valor obtido com a empresa Terreplein.

**Tabela 15 – Quantitativo para a laje de fundo estaqueada com 1,0 m de espessura.**

#### 5.1.4.2 Laje de Casca Esférica

Trata-se de uma solução que já foi utilizada em algumas estações de metrô, principalmente em casos que se têm elevadas pressões hidrostáticas atuando na região da cota de fundo das mesmas.

A grande vantagem dessa tipologia de estrutura reside em sua geometria favorável, que faz com que ela trabalhe primordialmente a esforços de compressão. Esse fato implica em uma estrutura muito menos robusta, uma vez que o concreto é um material que trabalha muito bem sob esse tipo de solicitação. Além disso, de acordo com o Teorema do Trabalho, a energia despendida pela estrutura para resistir a esforços normais é relativamente menor quando comparada à energia gasta para resistir a esforços de flexão ou torção. Por esse motivo, as estruturas tendem a se deformar no sentido de resistir aos esforços realizando o menor trabalho interno possível, ou seja, tendem a se deformar para a funicular dos carregamentos. Dessa forma, obtém-se uma estrutura muito mais eficiente e, por conseguinte, econômica, construindo-a com a forma próxima da funicular dos

carregamentos, que, para o caso da laje de fundo da estação, onde atuam esforços radiais e uniformemente distribuídos (empuxos hidrostáticos), trata-se justamente de uma casca circular, o que justifica seu estudo como alternativa neste trabalho.

Entretanto, existe uma desvantagem com relação a essa tipologia de laje, que consiste na necessidade de se fazer um enchimento para tornar o fundo plano e propiciar a sua utilização no restante da obra. Esse enchimento pode ser feito com solo, entulho ou concreto. A utilização de um enchimento de concreto maciço é, evidentemente, uma solução onerosa à obra, sendo mais comum a utilização de um enchimento de material mais barato, recoberto por uma laje de concreto armado.

Outro ponto importante e que por vezes pode ser determinante na adoção desta solução consiste na necessidade de um travamento para essa casca. Arcos e cascas são estruturas que tendem a abrir se não houver nenhuma restrição na região do apoio. No caso de poços circulares, onde se necessita do espaço interno livre, não há outra solução de travamento que não uma viga de borda. Dessa forma, tem-se a casca trabalhando à compressão e a viga de borda à tração.

Para se efetuar o dimensionamento dessa laje de fundo, devem-se utilizar as equações da Teoria de Cascas. Para cascadas esféricas e cilíndricas podem-se adotar as seguintes equações:

- **Equações de Equilíbrio Local:**

$$N_2 = p_n \cdot R_{cilindro} \quad \dots \dots \dots \quad (\text{Eq. 15})$$

$N_1$  = esforço normal atuante na casca no sentido longitudinal (no caso de cascas cilíndricas, esse esforço é nulo)

$N_2$  = esforço normal atuante na casca no sentido transversal

- Equação de Equilíbrio Global (casca esférica):

$$F_{vertical} = 2.\pi.R_{seq\tilde{a}o}.N_{1v} \quad (Eq. 16)$$

Ou seja, a parcela vertical resultante dos empuxos radiais  $p_n$  é igual à parcela vertical da força normal que solicita a casca na seção de apoio da mesma.

Devido ao diâmetro dos poços, adotaram-se cascas esféricas com 30 m de raio. Assim, devido à baixa inclinação da casca, a concretagem pode ser realizada sem a necessidade de fôrmas. A Figura 36 ilustra de forma esquemática a solução proposta:

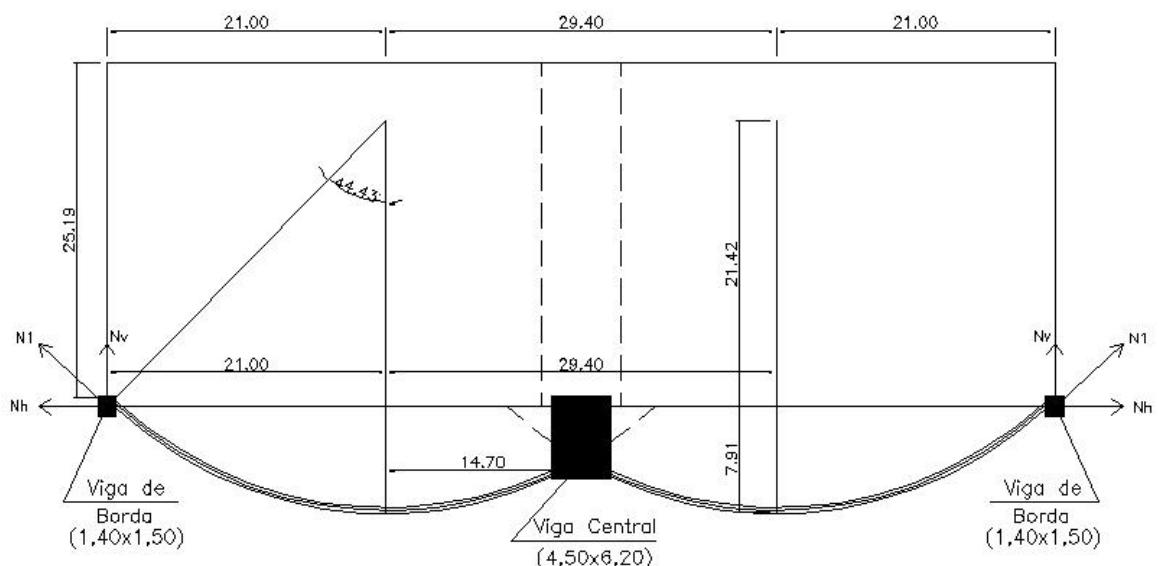


Figura 36 – Vista em corte das cascas cilíndricas com 30 m de raio

Como se pode notar, na região do apoio a força normal  $N_1$  indica a tendência de abertura das cascas. Dessa forma, a viga de borda deve resistir à parcela horizontal  $N_h$ . Como esta é radial à viga de borda e possui um raio de 21 m, ela causará esforços de tração na mesma na intensidade  $N_{\text{viga de borda}} = 21 \cdot N_h$ .

✓ *Dimensionamento da casca*

O único esforço solicitante é a subpressão da água, a qual atua uniformemente distribuída, incidindo radialmente à casca. Nota-se que essa subpressão  $p_n$  varia com a profundidade. Como se pode notar da Figura 36, a mesma varia entre 25,5 e 34,4  $\text{tf/m}^2$ . Entretanto, para simplificar o dimensionamento e se trabalhar a favor da segurança, adotou-se  $p_n = 34,4 \text{ tf/m}^2$ . Assim, adotando-se um concreto de  $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$ , obtém-se a seguinte espessura para a casca (e):

$$e = \frac{N_1 + N_2}{f_{cd}} = \frac{34,5 \cdot 30,0}{\frac{3500}{1,4}} = 0,41$$

Adotou-se, a favor da segurança, uma espessura de 50 cm. Recomenda-se a adoção uma camada dupla de tela CA60 – Q636 para combater esforços provenientes de imperfeições geométricas, o que equivale a excentricidades de 5,0 cm.

✓ *Dimensionamento da viga de borda*

Considerar que a casca transmite um esforço  $N_1 = 0,5 \cdot 34,4 \cdot 30 = 516 \text{ tf/m}$  levaria a um superdimensionamento da viga de borda, uma vez que a pressão hidrostática é, em média, relativamente menor que  $34,4 \text{ tf/m}^2$ .

Pode-se calcular o esforço  $N_1$  que efetivamente atua na viga de borda através da equação de equilíbrio global, integrando-se as parcelas verticais da subpressão. O cálculo detalhado é mostrado no ANEXO II. Obtiveram-se os seguintes resultados:

$$\begin{cases} 2\pi \cdot 21 \cdot N_v = 35560 \Rightarrow N_v \approx 270,0 \text{ tf} \\ N_1 = \frac{N_v}{\text{sen}(44,43^\circ)} \Rightarrow N_1 \approx 386,0 \text{ tf} \\ N_h = N_1 \cdot \text{cos}(44,43^\circ) \Rightarrow N_h \approx 276,0 \text{ tf} \end{cases}$$

Dessa forma, a força normal que traciona a viga de borda é dada por  $N_{\text{viga}} = 21,0 \cdot 276 \Rightarrow N_{\text{viga}} = 5796 \text{ tf}$ . Para se ter uma idéia da magnitude deste esforço, é necessária uma seção com cerca de 166 barras CA50 Φ32 ( $\sim 1335 \text{ cm}^2$ ).

Entretanto, há de se considerar os empuxos que o solo exerce nesta viga, o qual não é acidental. Na fase construtiva, a viga seria protendida antes de receber os esforços solicitantes de tração, ou seja, ela encurtaria, provocando a mobilização de empuxo ativo. Entretanto, durante a fase de operação, a tração causada pelos empuxos de água faria com que a viga praticamente voltasse à sua posição inicial, donde se pode concluir ser razoável a consideração do empuxo em repouso do solo. A favor da segurança, considerou-se o peso específico natural do solo apesar de

haver água. Na pior das hipóteses, se por ventura o maciço for drenado algum dia, esse seria o empuxo mínimo que atuaria sobre a viga de borda.

Adotando-se uma viga de 1,5 m de altura e 1,4 m de largura ( $S = 2,1 \text{ m}^2$ ) e considerando-se o perfil geológico (Figura 25) e os parâmetros dos solos (Tabela 2), calculou-se o empuxo conforme o Método de Rankine. O empuxo radial resultante é dado por  $E = 56,9 \text{ tf/m}$ . Dessa forma, a normal que traciona a viga é dada por  $N_{\text{viga}} = 21 \cdot (276 - 56,9) \approx 4601,0 \text{ tf}$ .

Utilizando-se uma armação convencional, ainda seriam necessárias 132 barras de  $\Phi 32$  para resistir tamanho esforço. Esse tipo de armação tem uma grande dificuldade construtiva pela quantidade de barras necessárias, o que pode ser contornado pela utilização da protensão.

Adotaram-se cabos com 30 cordoalhas de  $\Phi 15,2\text{mm}$ , os quais são trançados em bainhas de 130 mm e possuem uma força útil de protensão de 588,4 tf (ver catálogo em Anexo). Dessa forma, são necessários oito cabos deste tipo na viga de borda. Entretanto, os cabos devem estar fixados em armaduras de montagem para que permaneçam na posição devida durante a concretagem. Sugere-se uma seção transversal para esta viga conforme a mostrada Figura 37, com estribos (a cada 50 cm) e barras longitudinais do tipo CA50  $\Phi 20$ :

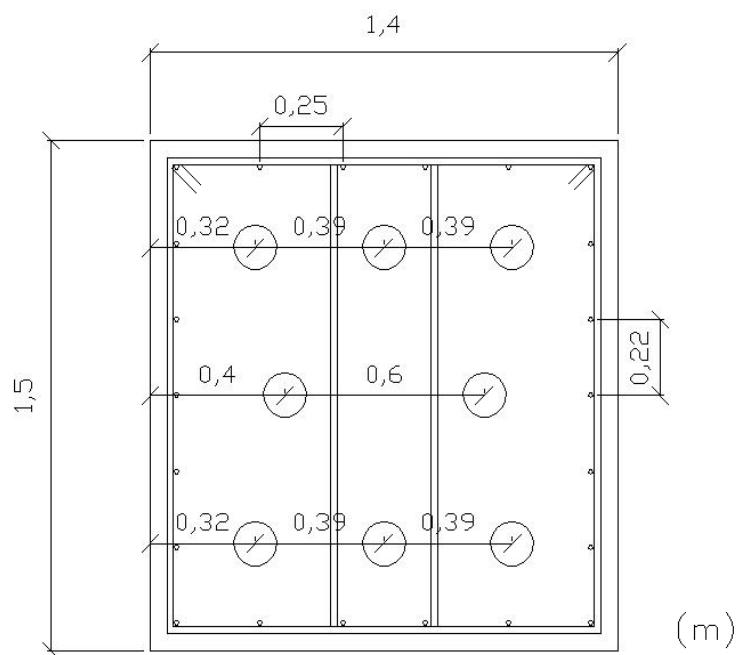


Figura 37 - Detalhe da seção da viga de borda

Foi proposta uma armação rígida o suficiente para suportar o peso dos cabos de protensão durante a concretagem. Além disso, essa armadura deve combater a retração do concreto e evitar uma fissuração excessiva.

O encontro das cascas esféricas com as vigas de borda não necessita de nenhuma armação já que a transferência de carga ocorre através de tensões de compressão, ou seja, não há cisalhamento. Além disso, adotou-se o encontro da casca no eixo da viga, o que dispensa armaduras de suspensão e torção.

É importante verificar se a viga de borda suporta as cargas de protensão sem a atuação da subpressão de água, durante a fase de execução. A carga de protensão total é de cerca de 4707,0 tf. Por sua vez, a viga possui uma seção  $2,1 \text{ m}^2$ , ou seja, uma resistência total dada por  $R = 2,1 \cdot 3500 / 1,4 = 5250 \text{ tf}$ , ou seja, suficiente para essa fase.

✓ *Viga central de travamento*

Esta viga se situa na intersecção das duas cascas e deve ser dimensionada para resistir aos esforços solicitantes de duas fases distintas:

- Fase 1: o maciço se encontra com drenagem permanente, ou seja, não há esforços de pressões hidrostáticas nos poços e nas lajes de fundo. Dessa forma, a viga deve suportar, nessa fase, a enorme carga de compressão imposta pela protensão dos dezesseis cabos que devem passar por sua seção (oito de cada viga de borda) e pela compressão advinda dos esforços normais atuantes nas cascas dos poços. Adotou-se o diagrama de tensões de solo da figura 41 para se estimar esses esforços;
- Fase 2: situação final de operação da estação. Com a subpressão da água nas lajes, a compressão causada pelos cabos de protensão é quase que totalmente aliviada. Entretanto, os esforços normais provenientes das cascas dos poços aumentam devido às pressões hidrostáticas. Além disso, as lajes esféricas transmitem cargas diretamente para a viga. Na direção horizontal estas se anulam, ou seja, as cascas transmitem esforços verticais uniformemente distribuídos na viga dado por  $V = 2 \cdot N_v = 540,0 \text{ tf/m}$ .

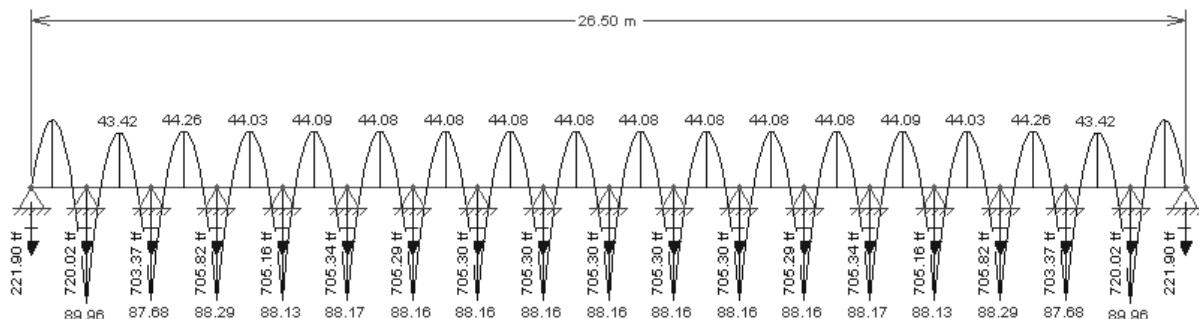
Adotou-se uma viga tal que sua face superior esteja na cota das faces superiores das vigas de borda. Como a seção de encontro de duas cascas circulares é um arco, esta viga tem seção variável, sendo sua altura máxima no meio do vão dada por 6,2 m e sua altura mínima, nas extremidades, adotada como 3,0 m. Seu comprimento total é de cerca de 30 m, mas o vão livre pode ser adotado como 26,8 m.

Procedendo-se o dimensionamento da viga como um caso de flexo-compressão, obtiveram-se taxas de armações muito elevadas e praticamente impossíveis de serem executadas em obra. Dessa forma, para combater os esforços verticais de forma mais eficiente, considerou-se a execução de um estaqueamento com estacas raiz ao longo da viga, de forma que a mesma trabalhe primordialmente à compressão.

A resistência do solo é excelente, de forma que o limite para as estacas é estrutural. Adotando-se estacas com 45 cm de diâmetro, o maior diâmetro comercial existente, tem-se um limite de 12 barras de aço CA50  $\phi 25$  mm por seção. Isso implica em uma carga à tração admissível dada por 183,0 tf (considerando-se a tensão de escoamento do aço como 4,35 tf/m<sup>2</sup>). Dessa forma, simulando-se os estaqueamentos como apoios fixos, tem-se a necessidade da utilização de linhas de quatro estacas a cada 1,50 m. Como a distância mínima entre eixos das mesmas é de 1,35 m, tem-se a necessidade de uma viga com 4,5 m de largura.

Ressalta-se que para estacas tracionadas com tal armação longitudinal, são necessários estribos de aço CA50  $\phi 10$  mm c/ 15,0 cm.

Os resultados do modelo final simulado no software Ftool são mostrados na Figura 38 a seguir:



**Figura 38 – Reações nas estacas e momentos fletores solicitantes.**

Nota-se que as linhas de estacas mais solicitadas são as duas das extremidades, com cerca de 720 tf, ou seja, 180 tf por estaca, menor que a carga máxima admissível.

Por sua vez, seu comprimento pode ser calculado conforme feito no item anterior, para uma carga  $Q = 2.180 / 0,7 = 514,3$  tf. Pelo Método de Velloso (1979), tem-se, para um  $N_{SPT} = 50$ , uma resistência por atrito lateral unitária dada por 25,8 tf/m aproximadamente. Dessa forma, são necessárias estacas com 20 m de comprimento.

Por fim, verificou-se a resistência da viga quanto aos esforços normais das duas fases. Na primeira, esse esforço é dado pela soma das cargas de protensão, 9114 tf, com os esforços provenientes da casca na zona de influência da viga (o quarto inferior da altura total), que resultam em esforços de cerca de 2750 tf.

Como se tem uma seção grande trabalhando basicamente a compressão, pode-se adotar um concreto de menor resistência. Adotando-se um concreto de  $f_{ck} = 20$  MPa, tem-se uma resistência mínima dada por  $N_{rd} = 3,0 \cdot 4,5 \cdot 2000 / 1,4 = 19286$  tf, maior que a compressão solicitante dada por  $N_{rd} = 1,4 \cdot (9114 + 2750) = 16610$  tf. Como os esforços de momento fletor são desprezíveis face à carga de compressão atuante na viga, a mesma dispensa armação. A única medida a ser tomada é garantir a alocação dos 16 cabos de protensão. Pela NBR 6118, as barras das estacas devem possuir um comprimento de ancoragem maior ou igual a  $40\phi$ , ou seja, 1,0 m. Para uma economia de fôrmas, adotou-se a concretagem da viga central em etapas de 1,0 m (o empuxo do concreto é um fator limitante).

Uma vez executadas as lajes e as vigas, deve-se preencher o espaço vazio de forma a regularizar superfície interna de fundo. Isto pode ser feito com a terra oriunda da própria escavação, já que a mesma apresenta boas características geotécnicas. Após esse reaterro devidamente compactado, deve-se executar uma laje de trabalho. É suficiente que essa laje tenha 10 cm de espessura com armação positiva em telas CA60 – Q785, uma vez que a mesma se encontra totalmente apoiada.

Esse nivelamento do fundo introduz cargas nas lajes esféricas contrárias às cargas de subpressão, ou seja, tem-se um fator de segurança ainda maior do que o calculado.

✓ *Quantitativo*

Pelo que fora acima exposto, calculou-se o quantitativo resumido na Tabela 16 abaixo, o qual destaca apenas os itens de maior relevância.

Adotando-se essa solução, têm-se alguns custos adicionais com relação à solução proposta pela projetista, como fôrmas e um maior volume de escavação. No entanto, como praticamente todo o volume escavado para as lajes esféricas é utilizado para regularizar a superfície, tem-se no final uma diminuição no volume de bota-fora. Há de se considerar também as estacas raiz e a laje de trabalho como custos adicionais, bem como a execução de impermeabilização com mantas de PVC, o que não foi necessário na solução da projetista dada a espessura da laje e sua impermeabilidade natural.

Descrição		Unid.	Preço Unit. (R\$)	Quant.	Preço Total (R\$)
LAJES ESFÉRICAS	FORNECIMENTO DE AÇO CA-60 (TELA METÁLICA SOLDADA)	t	R\$ 9.122,00	73,70	R\$ 672.291,40
	FORNECIMENTO DE CONCRETO FCK 35MPa (*)	m³	R\$ 339,21	1.600,00	R\$ 542.736,00
VIGAS DE BORDA	FORNECIMENTO DE AÇO CA-50	t	R\$ 7.681,40	19,75	R\$ 151.707,65
	FORNECIMENTO DE CONCRETO FCK 35MPa (*)	m³	R\$ 339,21	420,00	R\$ 142.468,20
	FORNECIMENTO DE CABOS DE PROTENSÃO CP190 (BAINHAS COM 30 CORDOALHAS $\phi$ 15,2mm (**))	t	R\$ 11.655,98	54,10	R\$ 630.588,52
	FORNECIMENTO DE FÔRMAS DE CHAPA DE MADEIRA	m²	R\$ 42,07	580,00	R\$ 24.400,60
VIGAS DE BORDA	FORNECIMENTO DE CONCRETO FCK 20MPa (*)	m³	R\$ 293,78	604,00	R\$ 177.443,12
	FORNECIMENTO DE FÔRMAS DE MADEIRA (TIPO NAVAL)	m²	R\$ 112,50	120,00	R\$ 13.500,00
	FORNECIMENTO DE CABOS DE PROTENSÃO CP190 (BAINHAS COM 30 CORDOALHAS $\phi$ 15,2mm (**))	t	R\$ 11.655,98	16,22	R\$ 189.060,00
ESTACA RAIZ	MOBILIZAÇÃO DE CONJUNTO DE EQUIPAMENTO PARA EXECUÇÃO DE ESTACAS RAIZ	unid.	R\$ 9.275,00	5,00	R\$ 46.375,00
	ESTACAS RAIZ $\phi$ 45 COM CRAVAÇÃO EM SOLO	m	R\$ 292,35	1.360,00	R\$ 397.596,00
	FORNECIMENTO DE AÇO CA-50	t	R\$ 7.681,40	88,80	R\$ 682.108,32
	FORNECIMENTO DE CONCRETO FCK 25MPa (*)	m³	R\$ 245,66	227,10	R\$ 55.789,39
IMPERMEABILIZAÇÃO	EXECUÇÃO DE IMPERMEABILIZAÇÃO COM MANTA DE PVX	m²	R\$ 105,00	3.200,00	R\$ 336.000,00
ESCAVAÇÃO E REATERRO	EXCEDENTE DE TERRA ESCAVADO EM RELAÇÃO A SOLUÇÃO DA PROJETISTA	m³	R\$ 13,65	1.728,00	R\$ 23.587,20
	REATERRO E COMPACTAÇÃO DO SOLO	m³	R\$ 10,96	9.200,00	R\$ 100.832,00
	ECONOMIA COM BOTA-FORA (***)	m³	R\$ 15,00	-7.472,00	R\$ (112.080,00)
LAJE DE TRABALHO	FORNECIMENTO DE AÇO CA-60 (TELA METÁLICA SOLDADA)	t	R\$ 9.122,00	35,60	R\$ 324.743,20
	FORNECIMENTO DE CONCRETO FCK 35MPa (*)	m³	R\$ 339,21	252,00	R\$ 85.480,92
					<b>TOTAL R\$ 4.484.627,51</b>

\* No preço do fornecimento de concreto está incluso a taxa de bombeamento.

\*\* No preço do fornecimento de cabos de protensão estão inclusos o preço das ancoragens, bainhas e equipamentos.

\*\*\* Preço obtido com a empresa especializada Terreplein.

**Tabela 16 – Quantitativo para as lajes de fundo esféricas.**

#### 5.1.4.3 Comparações entre as alternativas e a laje da projetista

O quantitativo e os custos estimados para a laje da projetista são mostrados na Tabela 17:

	DESCRÍÇÃO	UNID.	PREÇO UNIT. (R\$)	QUANT.	PREÇO TOTAL (R\$)
LAJE DE 3,2m	FORNECIMENTO DE AÇO CA-50	t	R\$ 7.681,40	806,40	R\$ 6.194.280,96
	FORNECIMENTO DE CONCRETO FCK 35MPa*	m <sup>3</sup>	R\$ 339,21	8.064,00	R\$ 2.735.389,44
TOTAL					<b>R\$ 8.929.670,40</b>

**Tabela 17 – Quantitativo para a laje de fundo de 3,2 m de espessura.**

Nota-se que ambas as soluções estudadas resultaram em uma economia de mais de quatro milhões de reais, ou seja, não podem ser desprezadas.

A única vantagem da laje da projetista reside na praticidade de execução, pois não demanda fôrmas, nem estacas e nem protensões.

A laje estaqueada também dispensa fôrmas, mas perde-se cerca de um mês em cada poço para se executar todas as estacas de projeto, implicando em um aumento de dois meses no prazo total da obra. No entanto, ela não possui dificuldades técnico-executivas, sendo, portanto, perfeitamente viável.

Por sua vez, as lajes esféricas que resultaram no menor custo, implicam em algumas dificuldades como a execução de protensão em vigas circulares, a estocagem de parte da terra escavada para posterior reaterro e a viga central, a qual deve ser concretada em várias etapas (deve garantir a aderência do concreto fresco no concreto endurecido através de apicoagens e de aderentes químicos). Assim, pode-se dizer que ela é perfeitamente exequível, mas o trabalho adicional com relação às lajes estaqueadas talvez não compense a pequena economia financeira.

Ressalta-se que o intuito deste estudo foi analisar estruturas alternativas que funcionassem como uma laje de fundo resistindo às subpressões da água. Entretanto, pode-se simplesmente aproveitar uma característica favorável do embasamento cristalino: a baixa permeabilidade. Dessa forma, poder-se-ia apenas ter executado um colchão drenante de brita e alguns pequenos poços de recalque, com bombas automáticas e bombas reservas, bem como um aparato que garanta seu funcionamento na falta de energia elétrica. De uma forma bem simples, evitam-se os esforços de subpressão e pode-se ter uma laje de fundo de pequena espessura e praticamente sem armação.

## 5.2 Dimensionamento de túneis

### 5.2.1 Hipóteses e soluções adotadas

Os túneis do corpo da Estação Vila Prudente são frequentemente chamados por “túneis gêmeos”, por serem paralelos e apresentarem as mesmas características geométricas (Túnel Leste e Túnel Oeste). Possuem aproximadamente 10,40 metros de largura e 9,60 metros de altura, sendo a distância entre eixos de aproximadamente 12,60 metros. A proximidade entre os dois túneis resulta em um “pilar” de solo, de aproximadamente 2,00 metros de largura (Figura 39).

Ambos os túneis foram escavados pelo método NATM com maciço drenado, sendo o Túnel Oeste escavado primeiro, e o Túnel Leste escavado com uma pequena defasagem de tempo.

O Túnel Oeste foi escavado em duas etapas: escavação da calota (invert provisório) e posterior rebaixo (invert definitivo). Por sua vez, o Túnel Leste foi executado em três etapas, com a escavação, a priori, de um “side-drift” seguida de um alargamento de calota e do rebaixo.

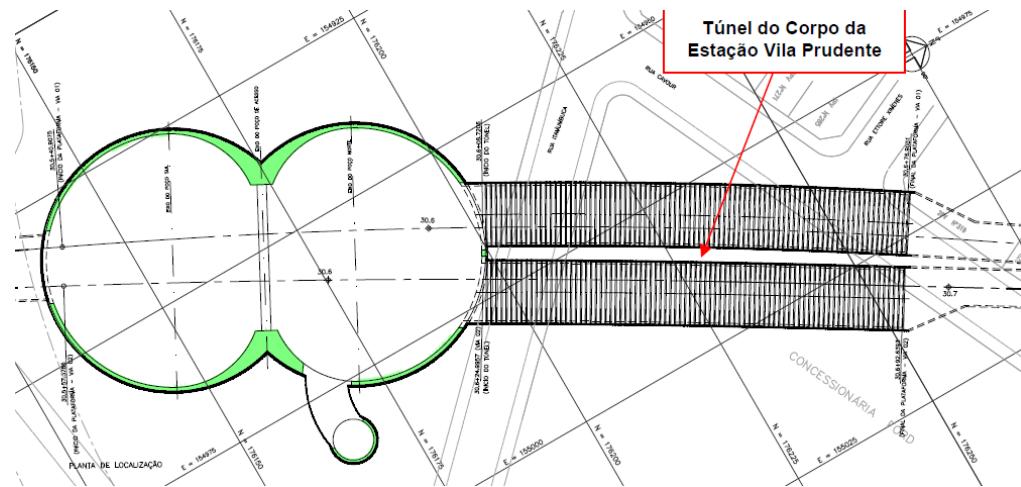
A adoção do esquema construtivo em três etapas para o Túnel Leste foi justificada como sendo importante para a segurança na execução da escavação do mesmo, pois a galeria lateral gera menos solicitações no maciço, já alterado e fragilizado devido à escavação do Túnel Oeste. Ademais, o tempo sem revestimento primário, ou seja, o tempo sem implantação de suporte é consideravelmente menor quando se dá a execução da galeria lateral, pois apesar do avanço ser da mesma magnitude (aproximadamente 0,80 metros), é muito mais rápido escavar essa seção lateral, acarretando em menor alívio das tensões na zona do pilar do maciço, minimizando as deformações e aumentando as condições de estabilidade.

Além da parcialização mais cautelosa do túnel Leste, duas medidas adicionais foram adotadas para o aumento da segurança nas obras dos túneis do corpo da estação: execução de uma capa de reforço do Túnel Oeste, antes da escavação do

Túnel Leste, e execução de tratamentos de frente e de contorno (teto e paredes laterais) em ambos os túneis.

O reforço no Túnel Oeste se dá através da aplicação, em toda sua extensão, de uma camada de 7,0 cm de concreto com malha de aço eletro-soldada, e a justificativa adotada é que isto aumenta a ductilidade do revestimento face às novas solicitações que surgirão com a escavação do Túnel Leste, além de aumentar significativamente a resistência para esforços axiais (compressão). A execução de tratamentos de face serve para minimizar os alívios de frente, reduzindo os recalques, e a execução de tratamentos laterais e de teto servem para aumentar a estabilidade junto ao contorno de escavação. É importante salientar que estas medidas foram tomadas em conjunto pela equipe técnica do Metrô e pela projetista, segundo experiência de ambos na construção de túneis.

Será feita, posteriormente, uma análise crítica discutindo, entre outras coisas, a adoção destes procedimentos de escavação e sua validade para o caso em questão.



**Figura 39: Vista geral dos túneis do corpo da Estação Vila Prudente**

### 5.2.2 Geometria dos túneis

A geometria dos túneis segue um padrão conhecido no meio técnico, aproximadamente circular na parte de cima com o “invert” seguindo outro raio de

curvatura, de forma a aliviar os esforços solicitantes tanto no revestimento primário quanto no secundário. A seguir será apresentada uma ilustração (Figura 40) mostrando à direita o Túnel Oeste, com a seção final em cor escura e a meia calota em pontilhado, e à esquerda o Túnel Leste, mostrando em cor escura a galeria lateral (“side-drift”) e em pontilhado a meia calota e seção final, idênticas ao Túnel Oeste.

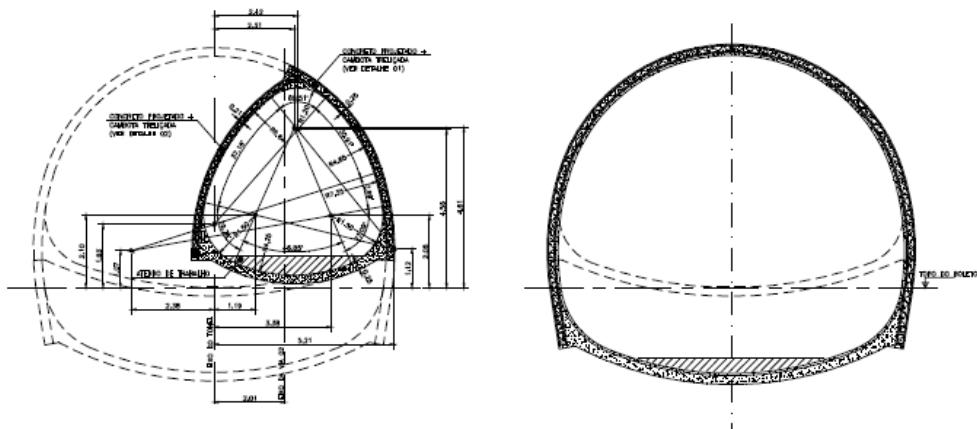


Figura 40: Seções transversais dos Túneis Leste (esquerda) e Oeste (direita)

### 5.2.3 Geologia do terreno

A Figura 41 apresenta a locação dos túneis no perfil geológico adotado:

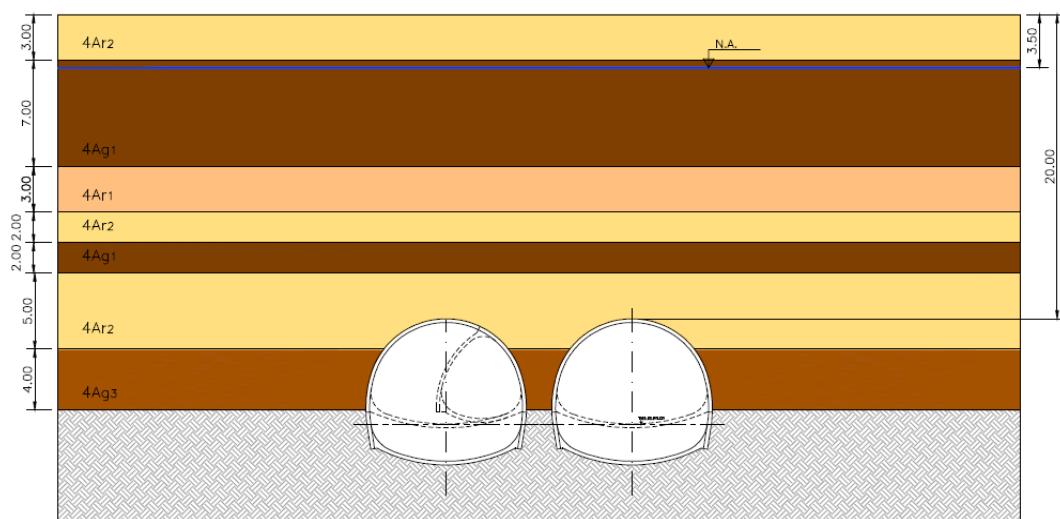


Figura 41: Representação das camadas do perfil geológico adotado

Nota-se que este perfil é diferente do perfil adotado para os poços, sendo, no entanto, mais condizente com o perfil de sondagem real mostrado na Figura 24.

#### *5.2.4 Análises numéricas*

A análise numérica realizada para o cálculo dos esforços e deformações no corpo dos túneis foi feita através do programa FLAC 2D. O programa utilizado é capaz de reproduzir deformações permanentes caso o patamar de escoamento seja atingido, o que torna possível uma análise evolutiva, ou seja, os parâmetros e a geometria do problema se modificam no decorrer da análise.

Neste cálculo, uma malha foi desenhada segundo a experiência do projetista, sendo esta mais fina nos arredores do túnel e se tornando gradativamente mais grossa quanto mais de afasta do meio, para não fornecer aproximações grosseiras no entorno da escavação e nem utilizar demasiadamente recursos computacionais na análise do meio longe da escavação. Foi utilizado um modelo linear plástico perfeito para o maciço, assim como a superfície de escavação coincidente com o critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Por fim, o maciço foi considerado como drenado durante toda a execução dos túneis, admitindo-se que não há o desenvolvimento de pressões hidrostáticas no revestimento primário do mesmo.

Como já foi citado, o programa possibilita uma análise evolutiva do maciço. Foram propostas então, pelo projetista, diversas fases de evolução da escavação, cada qual com seus parâmetros considerados e podendo se modificar ao longo do tempo. É muito importante salientar que os programas computacionais da atualidade constituem uma poderosa ferramenta de análise numérica, portanto o maior tempo e esforços gastos neste tipo de análise são para a definição dos parâmetros adotados, condições de contorno corretas e fases de evolução compatíveis com a realidade, que podem modificar totalmente os resultados, uma vez que a análise em si é feita de modo muito veloz pelo computador.

O sistema do maciço foi iniciado com o empuxo em repouso, sendo as tensões verticais originadas pelo peso próprio. As condições de contorno adotadas

são de impossibilidade de movimento nas bordas da malha, a uma distância teoricamente grande o suficiente para não provocar efeitos devido à escavação dos túneis. A Figura 42 representa uma visualização das tensões verticais no maciço.

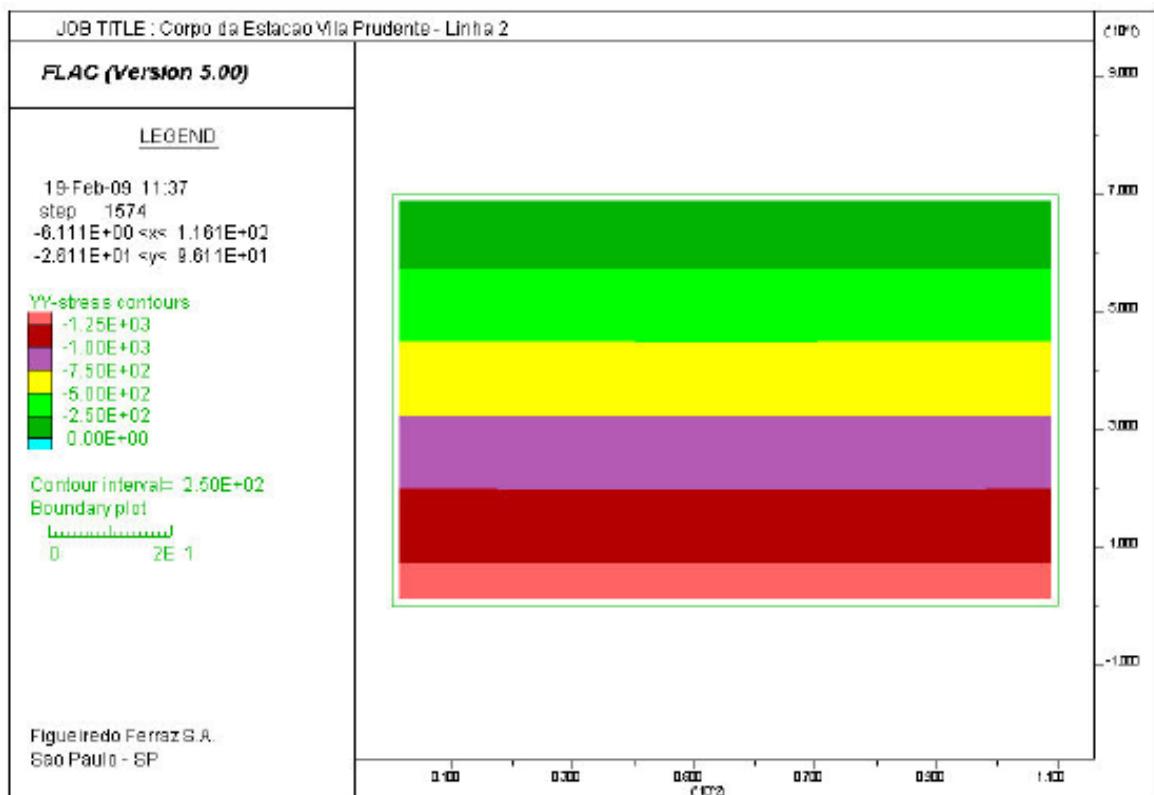


Figura 42: Tensões verticais no maciço na condição inicial

Na execução de túneis, não apenas segundo o método NATM de escavação, o dimensionamento está intimamente ligado ao método construtivo, que por sua vez está intimamente ligado às condições em campo e ao projeto. Portanto, em uma análise numérica deste tipo, as fases de evolução devem ser compatíveis com a realidade, sendo de responsabilidade do construtor seguir as recomendações do projetista, e sendo de responsabilidade do projetista adotar soluções de simples implementação, ou pelo menos exequíveis na prática. As fases de cálculo, divididas em 16 partes, serão brevemente descritas:

1. Definição da malha de diferenças finitas e aplicação das tensões de campo iniciais;
2. Definição da malha de diferenças finitas e aplicação das tensões de campo iniciais;
3. Simulação com tratamento em “Jet Grouting” sobre a calota do Túnel Oeste;

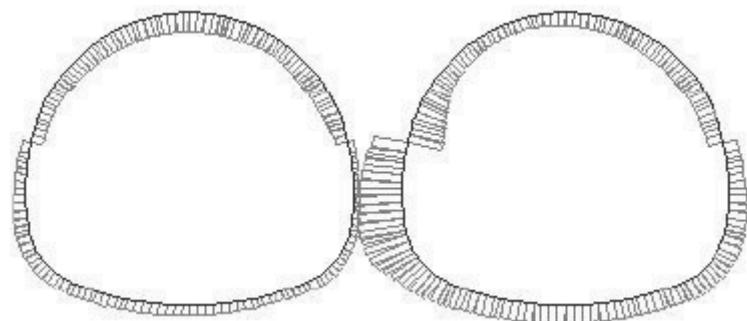
4. Passo de avanço do Túnel Oeste até o momento imediatamente anterior à instalação do revestimento primário;
5. Aplicação do revestimento primário na calota superior do Túnel Oeste, sendo que o concreto projetado possui módulo de elasticidade inferior ao definitivo, simulando a condição logo após a aplicação e grande avanço, atingindo a condição de equilíbrio final nesta fase;
6. Tratamento com tubo “schedule” 40 válvulas manchete sobre o rebaixo do Túnel Oeste, configurando assim a seção plena, e endurecimento do concreto projetado sobre a calota para a resistência final considerada;
7. Passo de avanço da escavação do rebaixo do Túnel Oeste, até o momento anterior da colocação do revestimento primário;
8. Aplicação do revestimento primário sobre o rebaixo do Túnel Oeste, configurando a seção plena, sendo que o concreto se encontra ainda jovem (módulo de elasticidade inferior), simulando a condição logo após a aplicação e grande avanço, atingindo a condição de equilíbrio final nesta fase;
9. Tratamento com “Jet Grouting” do Túnel Leste, na galeria lateral;
10. Passo de avanço da galeria lateral do Túnel Leste, até o momento anterior à instalação do revestimento primário;
11. Aplicação do revestimento primário na galeria lateral do Túnel Leste, com concreto jovem, em condição logo após a aplicação e grande avanço, constituindo o equilíbrio desta fase;
12. Tratamento com “Jet Grouting” sobre a calota do Túnel Leste;
13. Passo de avanço do Túnel Leste até o momento anterior à instalação do revestimento primário;
14. Aplicação do revestimento primário no Túnel Leste com concreto jovem, simulando a condição logo após a aplicação do revestimento e grande avanço, constituindo o equilíbrio desta fase;
15. Tratamento com tubo “schedule” 40 válvulas manchete sobre o rebaixo do Túnel Leste, configurando assim a seção plena, e endurecimento do concreto projetado sobre a calota para a resistência final considerada;
16. Passo de avanço do rebaixo do Túnel Leste até o momento anterior à aplicação do revestimento primário;
17. Aplicação do revestimento primário sobre o rebaixo do Túnel Leste,

configurando a seção plena, sendo que o concreto se encontra ainda jovem (módulo de elasticidade inferior), simulando a condição logo após a aplicação e grande avanço, atingindo a condição de equilíbrio final nesta fase.

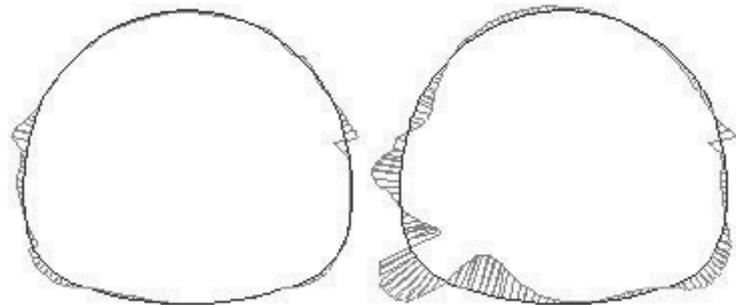
A quantidade de fases de cálculo propostas pelo projetista indica a complexidade da análise, impossível de ser feita sem a utilização de meios computacionais. Uma avaliação crítica será apresentada pelo grupo, analisando se este nível de detalhamento fornece resultados com mais qualidade do que uma análise clássica.

### 5.2.5 Resultados obtidos

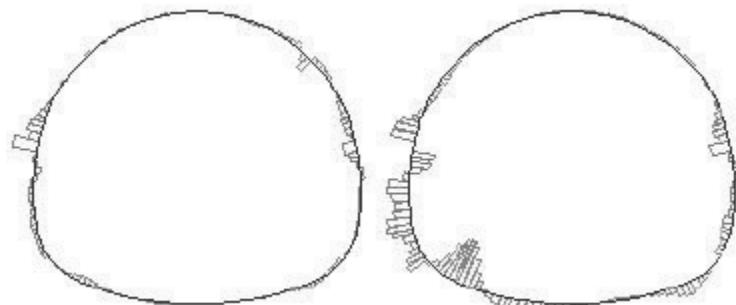
Para cada etapa de análise acima descrita, o programa fornece os resultados de campo de tensões verticais, horizontais e desviadoras, o potencial de plastificação, o campo de deslocamentos verticais e horizontais, os esforços axiais, de momento fletor e cortante, e por fim os deslocamentos no revestimento primário da estrutura. Serão apresentados a seguir (Figura 43 a Figura 46) os principais diagramas de esforços solicitantes obtidos e deslocamento na estrutura.



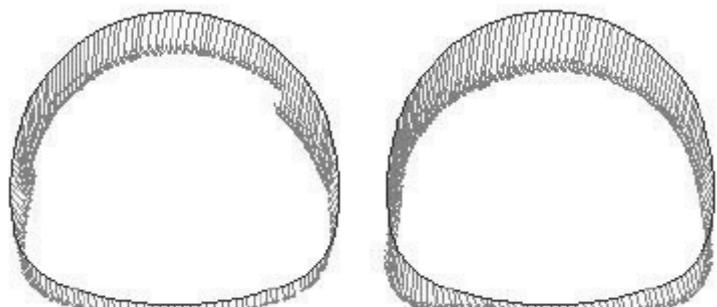
**Figura 43: Diagrama de esforços axiais: valor máximo de 2,5e3 kN**



**Figura 44: Diagrama de momento fletor: valor máximo de 2,0e2 kNm**



**Figura 45: Diagrama de força cortante: valor máximo de 3,0e2 kN**



**Figura 46: Deformada da estrutura: valor máximo de 2,5 cm**

Os resultados obtidos foram analisados de forma crítica pelo grupo, e serão apresentados mais adiante.

#### *5.2.6 Verificação dos revestimentos primários*

Os revestimentos primários têm por função estabilizar a escavação, controlando as deformações no maciço e evitando o desplacamento e queda de

blocos, além de melhorar a distribuição de tensões no entorno da escavação. Foram verificadas, pelo projetista, as abóbadas, paredes laterais e os arcos invertidos para as seções do túnel, através de envoltórias de resistência (momento fletor x força axial).

É importante salientar que o revestimento primário do túnel, após a aplicação do concreto projetado e reforços descritos anteriormente, possui 25 centímetros de espessura, e resistência do concreto de 30 MPa além de cambota metálica (2 x Ø16mm + 1 x Ø20mm). Ademais, o Túnel Oeste possui um reforço de 7 centímetros, mais tela metálica, totalizando assim 32 centímetros de concreto.

A resistência das seções analisadas foi superada, em um valor muito baixo, em apenas um caso, no arco definitivo da seção plena do Túnel Oeste (mais solicitado), algo que foi ignorado pelo projetista. A figura a seguir Figura 47 representa este fenômeno.

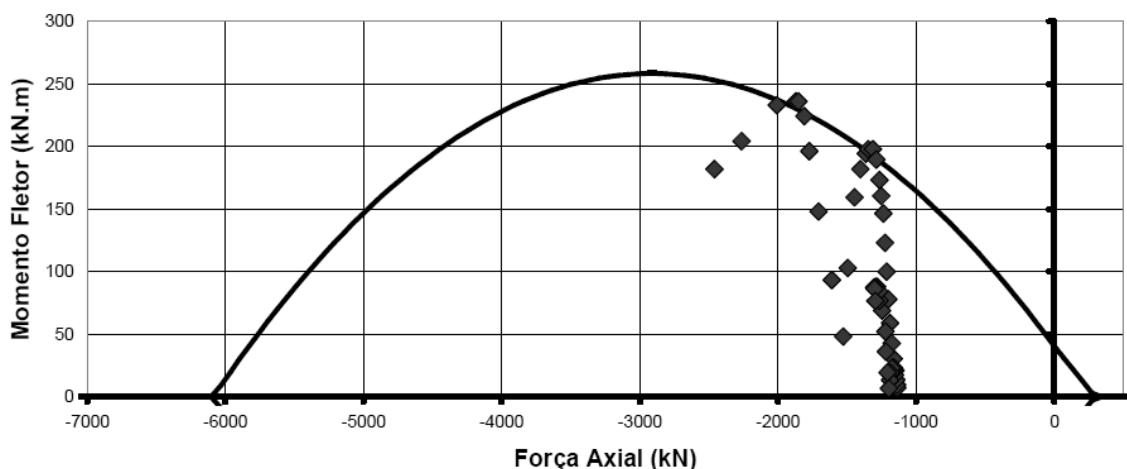
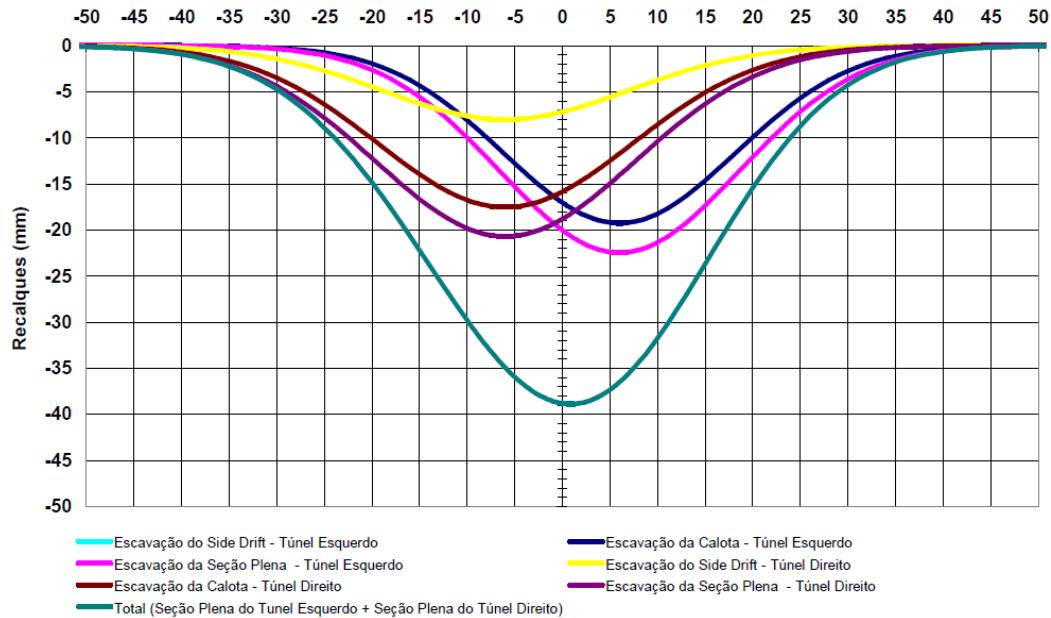


Figura 47: Envoltória de resistência para o arco invertido do Túnel Oeste – seção plena

### 5.2.7 Avaliação dos assentamentos

A bacia de assentamentos fornecida pelo programa foi comparada com o método de Peck (1969) para a validação dos resultados. Chegou-se a valores muito próximos, em ambos os casos, de recalques na superfície, segundo os parâmetros adotados pelo projetista. A figura a seguir Figura 48 ilustra a bacia de assentamento para as diversas fases da escavação dos túneis, obtidas pelo programa.



**Figura 48: Bacia de assentamento superficial devido à escavação dos túneis do corpo da Estação Vila Prudente**

### 5.2.8 Análise crítica

A utilização de recursos computacionais no projeto túneis, apesar de ser uma poderosa ferramenta, vem se tornando cada dia mais uma fonte de erros justamente pela falta de interpretação dos resultados obtidos, já que os programas sempre fornecem uma solução numérica, independentemente dos dados de entrada e condições de contorno estarem corretas ou não.

De um modo geral, o grupo concluiu que a avaliação feita pelo projetista não se encontra satisfatória, segundo o documento que foi apresentado ao grupo (Memorial de Cálculo do Túnel do Corpo da Estação Vila Prudente), por não interpretar o real fenômeno que ocorre em uma escavação, não considerando fenômenos locais, efeito tridimensional na escavação e estabilidade de frente, além de prever esforços solicitantes na estrutura não coerentes com o comportamento do solo.

Outro aspecto que o grupo discutirá é a concepção do projeto, onde foram utilizadas técnicas de parcialização, tratamentos de maciço e reforços nas

escavações, sem que estes aspectos tenham sidos discutidos mais profundamente e que justificassem as técnicas adotadas.

#### 5.2.8.1 O que é o NATM sob o ponto de vista estrutural

Desenvolvido na década de cinqüenta por Rabcewicz, o NATM é um método internacionalmente utilizado e reconhecido cientificamente baseado na teoria e ensaios de modelos. O seu princípio básico é a “abertura de túneis suportada pelo próprio maciço” (Pacher apud Palermo 1997). Se um revestimento impede uma expansão excessiva do maciço, ele age como superfície resistente forçando o próprio maciço a se suportar, ao invés do próprio revestimento suportar o carregamento como estrutura independente. Quando a cavidade do túnel é aberta, as tensões resultantes no material circundante mudam do estado de tensões inicial para um estado de tensões secundário, sendo que as tensões tangenciais na fronteira aumentam de maneira a suportar o carregamento, que antes era suportado pelo material escavado. Esse rearranjo de tensões é sempre acompanhado por deformações para dentro da abertura do túnel.

Com a abertura do túnel e retirada do maciço, a região escavada se torna não confinada, e podem ocorrer duas situações. A primeira é que a resistência à compressão não confinada é maior que o acréscimo de tensões tangenciais, portanto o túnel é estável sem a presença de confinamento, ou seja, sem presença de um revestimento ou ancoragens. A segunda é que a resistência à compressão não confinada é menor que o acréscimo de tensões tangenciais, portanto o material irá se plastificar localmente mantendo uma resistência residual, e a aplicação de um revestimento (principalmente concreto projetado) irá atuar como um confinamento, aumentando as tensões radiais na fronteira, sendo possível um acréscimo na resistência tangencial. Esse segundo caso é o que geralmente acontece para túneis em solo, sendo que os esforços resultantes no revestimento provêm de uma relaxação no maciço e consequente arqueamento do mesmo.

Um aspecto muito importante na execução de túneis em NATM é o emprego de suporte adequado no momento certo, ou seja, que possua deformabilidade

adequada e momento de aplicação adequado. Os fatores que influenciam no comportamento solo-estrutura (convergência das curvas de deformação do maciço com a deformabilidade do suporte) são as deformabilidades do maciço e do suporte, o tamanho da abertura, a defasagem entre a escavação e aplicação do suporte e o método de escavação. O encontro entre a curva de convergência do confinamento do maciço e a curva do escoramento resistente do revestimento é o ponto de estabilização da escavação (Figura 49).

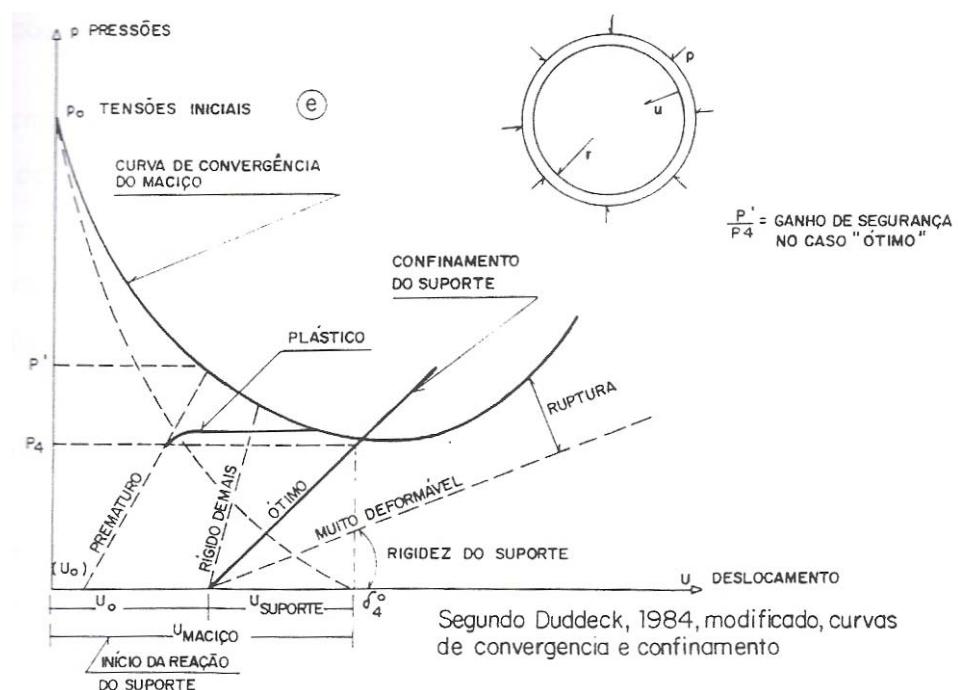


Figura 49: Curvas de convergência e confinamento (PALERMO, 1997)

### 5.2.8.2 Efeito de uma escavação próxima à outra, e parcialização da escavação do Túnel Leste.

Analizando-se a escavação de um segundo túnel próximo a outro já executado (isto é, a uma distância menor do que o diâmetro da escavação) de forma bidimensional, seria razoável imaginar que sua escavação provocaria um alívio de tensões na parede adjacente do túnel ao lado. Dessa forma, o passivo que o túnel ao lado necessita para permanecer em equilíbrio estaria comprometido, o que poderia causar até mesmo a sua ruína por esforços de flexão. Conseqüentemente, a execução de um “side-drift” seria recomendável, tanto por provocar um menor alívio

de tensões quanto por estruturar o solo que está sendo escavado, fazendo com que o mesmo seja capaz de fornecer o passivo que o túnel executado necessite. Entretanto, como a escavação não é instantânea, e sim executada em pequenos avanços, o maciço, em efeito tridimensional, tende a arquear, permitindo que as tensões passivas causadas pelo túnel ao lado desviam do trecho escavado (e, portanto, sem confinamento) para locais com maior rigidez, ou seja, elas desviam tanto para o trecho do túnel em execução que já possua um revestimento em concreto projetado suficientemente resistente, quanto para áreas entorno não escavadas. Por conseguinte, a escavação não provoca um alívio de tensões muito significativo, uma vez que o maciço é capaz de manter um confinamento razoável através da mobilização de sua resistência ao cisalhamento.

Ressalta-se que apesar de pequeno, esse alívio de tensões provoca pequenas deformações no túnel já executado. Como o revestimento do mesmo já se encontra muito rígido, este não é capaz de acompanhar tais deformações, ou seja, não é capaz de buscar sua nova funicular, implicando no surgimento de esforços de flexão que devem ser levados em conta.

Pelo que fora acima ponderado, pode-se dizer que a execução de um “side-drift” recomendada pela projetista é questionável para tal finalidade, resultando apenas em um aumento do prazo da obra. Segundo Maffei (2009)<sup>2</sup>, a execução de “side-drifts”, também chamados de pilotos somente é recomendável nas seguintes situações:

- Execução de fundações antes da escavação do túnel propriamente dito, o que costuma ser feito para túneis localizados em solos com baixa resistência;
- Quando se têm incertezas sobre a estabilidade da frente do túnel se a mesma for aberta em seção plena, também recomendada para túneis em solos de baixa resistência;
- Para a execução de túneis de baixa cobertura, de forma a se evitar a ruptura global da frente.

---

<sup>2</sup> Informação fornecida por Maffei em aula na EPUSP, 2009.

Dessa forma, para a escavação de um túnel ao lado de outro já executado somente se faz necessário verificar se o pilar de solo resultante entre os dois é capaz de suportar as tensões verticais que o solicitam. Caso conclua-se que o mesmo não resista, pode-se reforçá-lo com pregagens feitas de dentro do túnel executado (introdução de uma tensão de confinamento), ou até mesmo escavá-lo e preenchê-lo com concreto projetado (substituição de material).

#### 5.2.8.3 Interpretação dos resultados de esforços solicitantes

Os carregamentos atuantes sobre suportes e revestimentos de túneis são muito variáveis, e dependentes de muitos fatores, podendo atingir valores muito baixos no caso de solos firmes coesivos, ou muito elevados como o peso próprio de todo o maciço acima da escavação em solos muito moles ou em baixas coberturas.

Segundo Terzaghi (1943), o arqueamento dos solos pode ser definido como a capacidade do solo acima da escavação transferir parte do peso do solo sobre a escavação para as regiões vizinhas à mesma, através da sua resistência ao cisalhamento, agindo de modo a manter o maciço em sua posição original diminuindo a pressão sobre o suporte do túnel. Trata-se de um fenômeno de atrito que ocorre principalmente em solos arenosos, e que pode ocorrer também para solos de baixa resistência desde que o túnel tenha geometria adequada (túneis circulares), sendo que a transferência de tensões se dá por bielas de compressão.

Junto à frente da escavação, o fenômeno também ocorre no sentido longitudinal ao túnel, havendo transferência de parte da carga da região recém escavada para o revestimento já executado, e outra parte para o terreno à frente da escavação, tornando assim um efeito tridimensional da frente da escavação que será discutido mais adiante.

A seguir, será apresentada uma figura que ilustra os fenômenos comentados sobre arqueamento, e que dará diretrizes para a análise dos esforços solicitantes na seção do túnel (Figura 50).

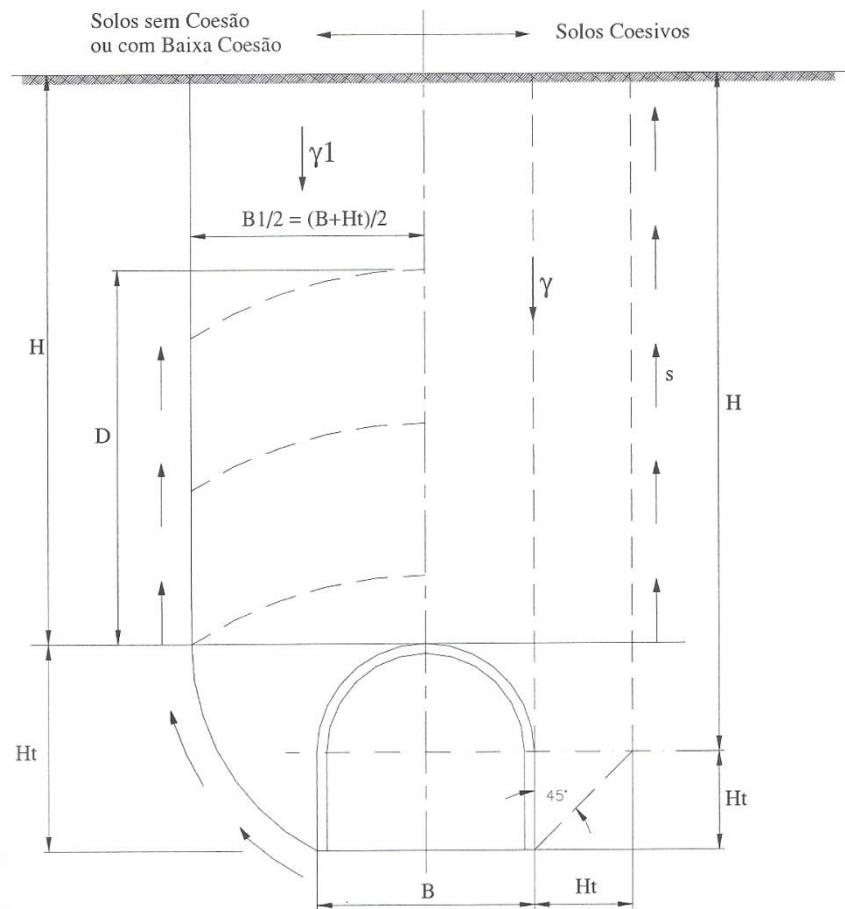


Figura 50: Carregamento sobre túnel genérico (GONÇALVES, 2001)

Analizando o tipo de solo na região dos túneis da Estação Vila Prudente (dados do perfil geológico publicados pelo Metrô), encontra-se valores de coesão variando de 5,0 kPa em areias argilosas até 50,0 kPa em argilas siltosas, com duas camadas de areia argilosa com coesão de 1,0 kPa, de espessuras 5,0 e 2,0 metros, e estando, respectivamente, acima da escavação do túnel e a uma distância de 7,0 metros do eixo do mesmo.

O efeito do arqueamento, sem influência da frente, segundo a proposta de Terzaghi, atua a uma altura de aproximadamente entre uma vez e meia e duas vezes o valor do diâmetro da escavação no caso de solos granulares e não coesivo. Adotando o valor de 2,0 vezes o diâmetro como carregamento básico, sendo esta uma hipótese conservadora, e adotando o valor da força normal sobre a casca de concreto, tem-se:

$$N = \gamma \cdot H \cdot B; \text{ sendo } H = 2,0 \cdot D \quad \dots \quad (\text{Eq. 17})$$

Sendo a densidade média do solo de 20 kN/m<sup>3</sup> (dados do perfil geológico) e o diâmetro de aproximadamente 10,0 metros, obtém-se um valor de força normal de 2000 kN por metro longitudinal de revestimento.

Comparando com os resultados de esforços axiais obtidos pelo projetista, pode-se afirmar que estes são coerentes, por apresentarem valores muito semelhantes. O fato de uma escavação ser tão próxima da outra pode influenciar na intensidade de esforços axiais, podendo aumentar o valor de forma significativa.

O que realmente chama atenção do grupo são as formas dos diagramas de momento fletor e esforço cortante. Podem-se perceber algumas “pontas” nestes diagramas, principalmente no invert do Túnel Oeste. No caso de momento fletor, o diagrama passa de valores de aproximadamente zero para valores da ordem de 200 kNm por metro longitudinal, ocasionando assim uma excentricidade com a força normal de aproximadamente 9 centímetros. Além disso, no diagrama de esforço cortante, tem-se a mesma situação, de valores aproximadamente zero para valores da ordem de 300 kN por metro longitudinal. Tal fenômeno só é possível se houvesse a introdução de grandes esforços praticamente pontuais no revestimento, provenientes do maciço, e isso provavelmente superaria a resistência do solo, não sendo possível essa configuração. Assim, esses valores devem ser interpretados como um erro na modelagem do problema, pois o revestimento previsto para suportar esses esforços deve ser muito mais resistente do que o habitual utilizado em túneis. Segundo Palermo (1997), um túnel aberto com NATM, no caso de ruptura por cisalhamento, se deforma até que haja rearranjo de tensões de tal maneira que o revestimento externo (solo mais partes intactas do revestimento) seja suficiente para suportar a nova tensão. Ou seja, uma estrutura que possui certa deformabilidade, como o revestimento de um túnel, sempre “busca” uma configuração deformada para trabalhar em esforços axiais.

#### 5.2.8.4 Espessura do revestimento primário

Para valores de esforços normais da ordem de 2500 kN por metro longitudinal de túnel, uma espessura entre 20 e 25 centímetros de concreto projetado é

coerente, pois apesar da resistência à compressão do concreto (e consequentemente a resistência à compressão da seção) ser muito maior do que o esforço axial aplicado, deve-se prever coeficientes de segurança para majoração de cargas e minoração de resistência, além da imprecisão geométrica da seção escavada e da própria aplicação de concreto, que geram esforços adicionais na estrutura. Se não houvesse essas considerações, bastaria a aplicação de apenas 10 centímetros de revestimento de concreto de resistência 30 MPa em uma seção que aplica 3000 kN de esforço normal por metro longitudinal de escavação, o que seria inseguro. Portanto, o presente trabalho não tem nenhuma consideração a ser feita sobre a espessura do revestimento primário do túnel.

#### 5.2.8.5 Fundação da cambota

No documento sobre o dimensionamento e verificação do revestimento primário fornecido pela CMSP, não se faz qualquer citação sobre o uso de fundações para a cambota, apenas é citado um tratamento com Schedule com válvulas manchetes para melhorar as características do solo do invert. Dependendo da distância entre o invert e a frente da escavação, é necessário o uso de fundações, como por exemplo, as diretas, para distribuir as cargas provenientes do revestimento no solo (Figura 51). Pode-se calcular a capacidade do solo através de ábacos ou fórmulas, sempre verificando o coeficiente de segurança.

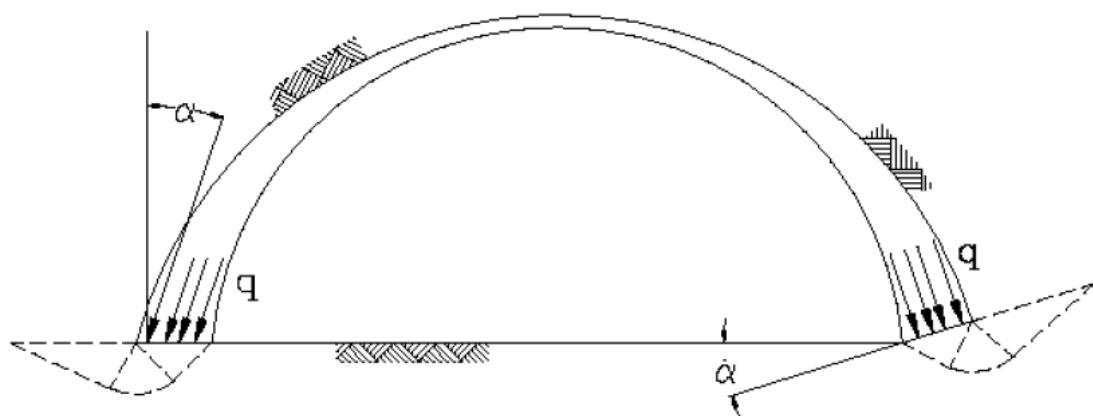


Figura 51: Esquema dos esforços provenientes do revestimento atuando sobre a fundação (MURAKAMI, 2001)

### 5.2.8.6 Medidas de segurança adicionais para a escavação do Túnel Leste

As medidas de segurança adicionais para escavação do Túnel Leste, com aplicação de 7 centímetros de concreto projetado e aplicação de malha de aço eletro-soldada incorporada, foram justificadas como sendo necessárias para aumentar a ductilidade do Túnel Oeste face às solicitações adicionais decorrentes da execução do Túnel Leste, além de aumentar significativamente a resistência à esforços axiais atuantes no mesmo.

De fato, conforme explicado anteriormente, a escavação de um túnel ao lado de um outro já executado provoca pequenas deformações, o que implica no surgimento de esforços de flexão. Dessa forma, para que o revestimento consiga suportar esses esforços adicionais, deve-se de fato acrescentar armação e uma nova camada de concreto projetado.

### 5.2.8.7 Análise da frente da escavação

Na vizinhança da frente, região onde é colocado o sistema de estabilização, os fenômenos de interação com o maciço são tridimensionais, sendo de senso comum na literatura considerar que este efeito tridimensional está presente até a uma distância de duas vezes o diâmetro, na frente da escavação (Figura 52).

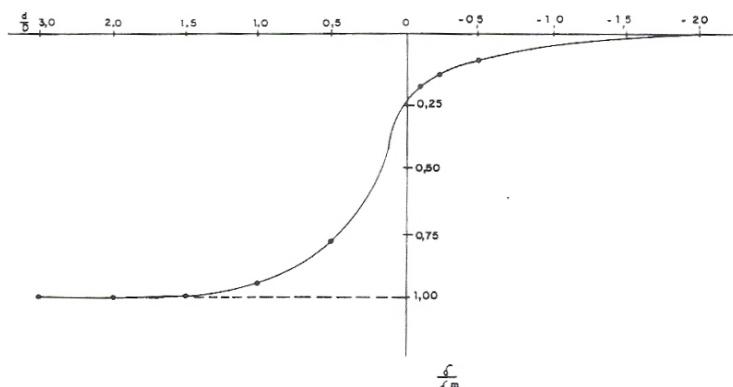


Figura 52: Curva da evolução das deformações do maciço em função da distância da frente da escavação (PALERMO, 1999)

O documento de análise do revestimento primário elaborado pelo projetista não contempla a análise da frente da escavação em efeito tridimensional, e o correto seria fazer uma análise de três condições de ruptura:

- estabilidade global da face;
- estabilidade global da frente;
- estabilidade local.

Através da estabilidade global da face define-se a forma de contenção da face. Por meio da estabilidade global da frente determina-se a forma de ativação do suporte, atraso máximo do fechamento do arco invertido e sequência de execução do revestimento. Através da estabilidade local avalia-se a necessidade de tratamentos locais, como por exemplo, as enfilagens utilizadas na obra.

Pode-se utilizar, em preponderância aos meios computacionais, métodos presentes na literatura para a análise de estabilidades globais e parâmetros para análises locais. Métodos para a análise de estabilidade global da face e da frente como os métodos de Mühlhaus (1985), Heinz (1998) e Sozio apud Negro (1994), que não serão discutidos neste trabalho, são de comum emprego neste tipo de problema.

Para o caso de instabilidade local de teto, como deslocamentos, costuma-se utilizar enfilagens ou colunas de CCPH, cujo dimensionamento não será abordado neste trabalho.

#### 5.2.8.8 Análise numérica bidimensional

A análise numérica bidimensional é uma simplificação muito próxima da realidade para locais da escavação que se encontrem a uma distância considerável da frente da mesma, tendo um estado plano de deformações. Porém, como já comentado anteriormente, o efeito tridimensional é preponderante nas localidades próximas à escavação, não sendo possível a simplificação para uma análise bidimensional. O ideal é verificar as condições de carregamento no revestimento

para os dois casos, análise esta não elaborada pelo projetista, principalmente no caso das cambotas metálicas, que são solicitadas quando o concreto projetado ainda não possui resistência suficiente, solicitação essa que deve ser analisada em efeito tridimensional (Figura 53).

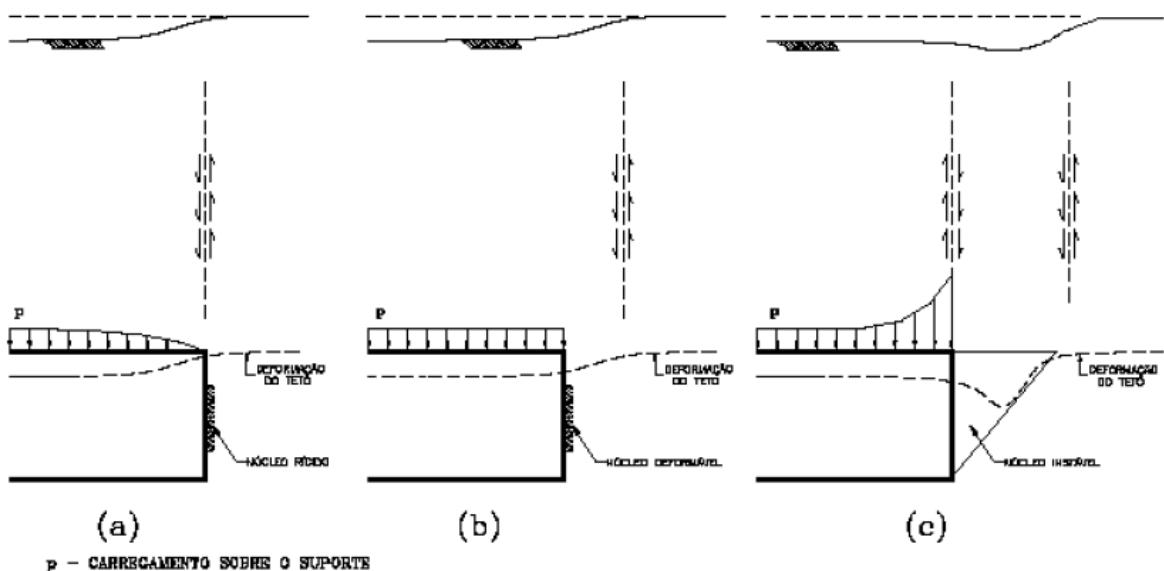


Figura 53: Carregamento básico nas cambotas metálicas (MURAKAMI, 1999)

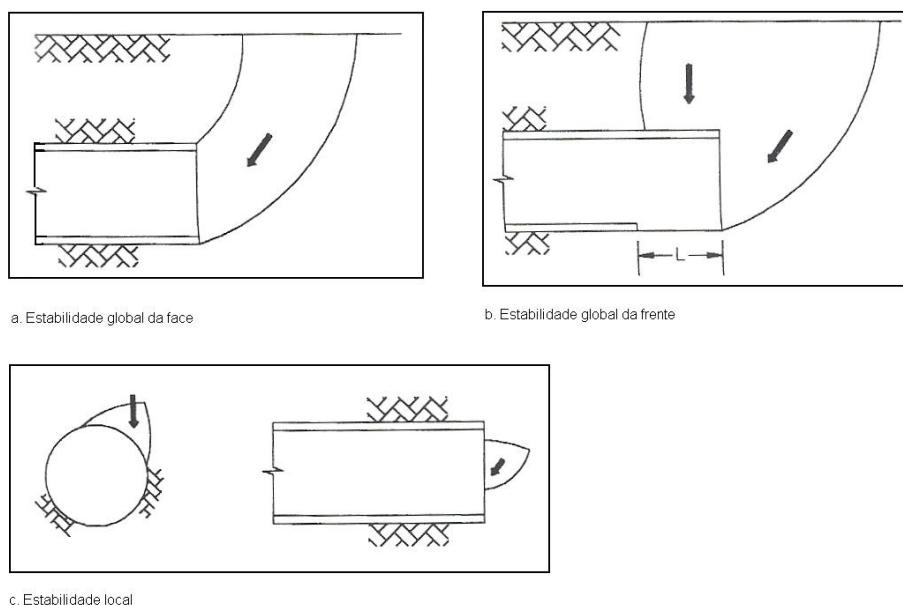
#### 5.2.8.9 Fases de cálculo

No cálculo dos revestimentos primários do túnel, foi utilizado um programa que possibilita o cálculo evolutivo do maciço, portanto as diversas fases construtivas, desde a escavação até o endurecimento do concreto do revestimento primário puderam ser simuladas. O cálculo evolutivo é uma ferramenta desenvolvida para auxiliar no entendimento do maciço após a escavação, sendo as forças atuantes diferentes das do maciço em repouso.

O problema observado é que a qualidade ganha na análise em diversas etapas é muito pequena neste caso, pois as diversas hipóteses consideradas, entre elas tempo de escavação e tempo sem colocação de revestimento, muitas vezes não são as condições reais que acontecem em obra. Além disso, outras hipóteses como alteração do módulo de elasticidade do concreto jovem e comportamento do

maciço com o tempo, feitos pelo programa, dão uma falsa sensação de que o problema foi analisado corretamente, apenas por apresentarem resultados qualitativamente coerentes.

Ademais, as fases consideradas pelo projetista, entre elas “*aplicação do revestimento primário, simulando condição logo após a aplicação e grande avanço, atingindo a condição de equilíbrio desta fase*” podem ser consideradas como algo anormal, já que não faz nenhuma análise sobre a estabilidade global da face e da frente, além de estabilidade local, que claramente não são problemas bidimensionais e merecem muita atenção na frente da escavação Figura 54.



**Figura 54: Mecanismos de ruptura durante a escavação (NETO, 1999)**

O ideal é realizar um estudo baseado em análises clássicas, como por exemplo, em métodos de ruptura utilizando metodologia mais simples, verificando o tipo do maciço e aferindo o quanto suas características de resistência e deformação são dependentes do tempo, como por exemplo, recalques em argilas moles. As análises numéricas podem ser dispensadas e, quando realizadas, devem ser analisadas criticamente. É importante que o engenheiro tenha em mente as incertezas de parâmetros e aproximações das hipóteses.

#### 5.2.8.10 Modelos utilizados: linear plástico perfeito e critério de ruptura

## de Mohr-Coulomb

A grande maioria dos métodos usuais de avaliação de estabilidade de túneis é baseada em aplicações da Teoria da Plasticidade, e para a construção destes métodos são utilizados, geralmente, o modelo linear plástico perfeito e critério de ruptura de Mohr-Coulomb para o comportamento do solo. Portanto, o grupo não achou nenhuma restrição em relação à utilização destes modelos.

### 5.2.8.11 Bacia de assentamentos avaliada segundo o método de Peck

O cálculo de bacias de assentamento e conseqüentes recalques em um túnel é um grande desafio, dado a complexidade do problema e o número de variáveis envolvidas. Existem variáveis mensuráveis, como por exemplo, profundidade do túnel, dimensões do avanço, característica do revestimento primário, seqüência executiva, velocidade do avanço e tratamentos, e variáveis imensuráveis como características geológicas do terreno, existência de tensões residuais, descontinuidades e falhas locais, etc.

O modelo utilizado para o cálculo dos recalques foi o método de Peck (1969), que utiliza critérios estatísticos de dados das mais diversas origens. Existem outros métodos, como o método de Atewell (1978) e Leach (1985), que não serão discutidos neste trabalho.

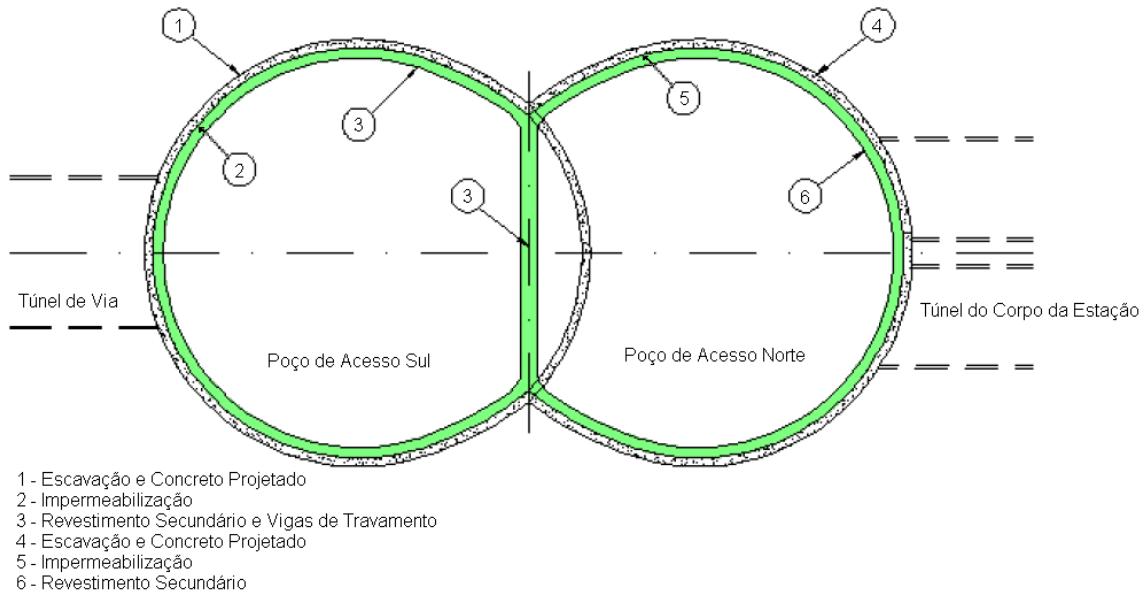
É difícil um modelo como estes se mostrar eficiente, devido à complexidade do cálculo de recalques. Por isso, uma das regras fundamentais do NATM é o acompanhamento da construção através de leituras intensivas da instrumentação de campo. O projeto é parcialmente interativo, ou seja, podem-se alterar comprimentos de avanços, número de parcializações, o fechamento do invert, ou instalação de sistemas auxiliares, conforme os resultados da instrumentação.

## 6. PROCEDIMENTO EXECUTIVOS

A execução da Estação Vila Prudente consiste em dois poços da estação, túnel da plataforma, túnel de via, dois poços de acesso e uma saída de emergência (túnel e poço). Esse trabalho ficará restrito aos procedimentos executivos adotados pela construtora para a realização das obras dos dois poços da estação e do túnel da plataforma e apenas as etapas de escavação e revestimentos, não sendo contemplados as estruturas internas e acabamento.

Todos os procedimentos executivos encontram-se documentados e são controlados pelo departamento de Qualidade da construtora. Eles retratam a forma de execução feita em campo e a sua elaboração segue o projeto executivo. De acordo com o projeto executivo, os poços e o túnel foram concebidos para serem escavados pelo método NATM

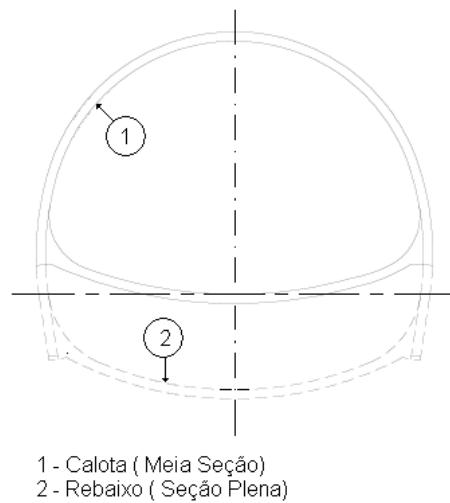
Os poços da estação possuem geometria circular com raio de aproximadamente 21,45m e 29,10m de profundidade, sendo dois poços conjugados (ou múltiplos) denominados Poço Norte e Poço Sul. A Figura 55 representa a seqüência de execução dos poços. O primeiro poço executado foi o Poço de Acesso Sul, onde a sua escavação foi feita de acordo com a seqüência relatada no item 6.1.1. Após a sua completa escavação e impermeabilização, foi realizado o revestimento secundário e as vigas de travamento, que permitiram o início da escavação do segundo poço – Poço Norte. As etapas de execução do Poço Norte seguem as etapas do Poço Sul: escavação com concreto projetado, impermeabilização e revestimento secundário.



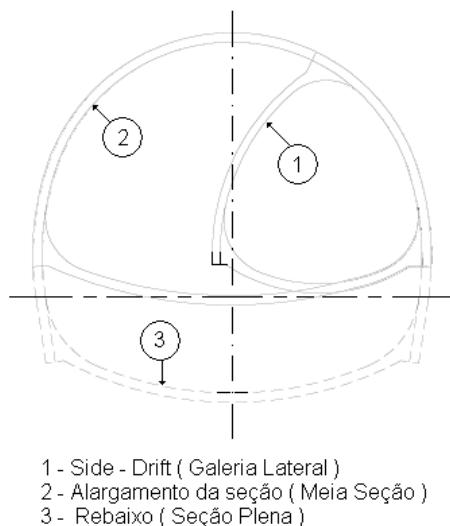
**Figura 55 - Seqüência Executiva dos poços Norte e Sul**

Os túneis do Corpo da Estação são constituídos por dois túneis gêmeos denominados Túnel Leste e Túnel Oeste, paralelos, com aproximadamente 10,40m de largura e 9,60m de altura cada. A distância entre os eixos dos túneis é de aproximadamente 12,60m, o que resulta em um pilar de maciço (ou septo) entre os túneis de aproximadamente 2,00m de largura.

O primeiro túnel escavado foi o Túnel Oeste e ocorreu em duas etapas (Figura 56): calota (meia seção) e rebaixo (seção plena). O Túnel Leste foi escavado em três etapas (Figura 57): side-drift (galeria lateral), alargamento da calota (meia seção) e rebaixo (seção plena).



**Figura 56 - Seqüência Executiva dos Túnel Oeste**



**Figura 57 - Seqüência Executiva do Túnel Leste**

## 6.1 Escavação e revestimento primário

### 6.1.1 Poço

O início das atividades foi com a correta locação da obra, de acordo com as especificações em projeto e seguindo os procedimentos de Topografia, respeitando rigorosamente as tolerâncias indicadas nos documentos e projeto. Além disso, foi

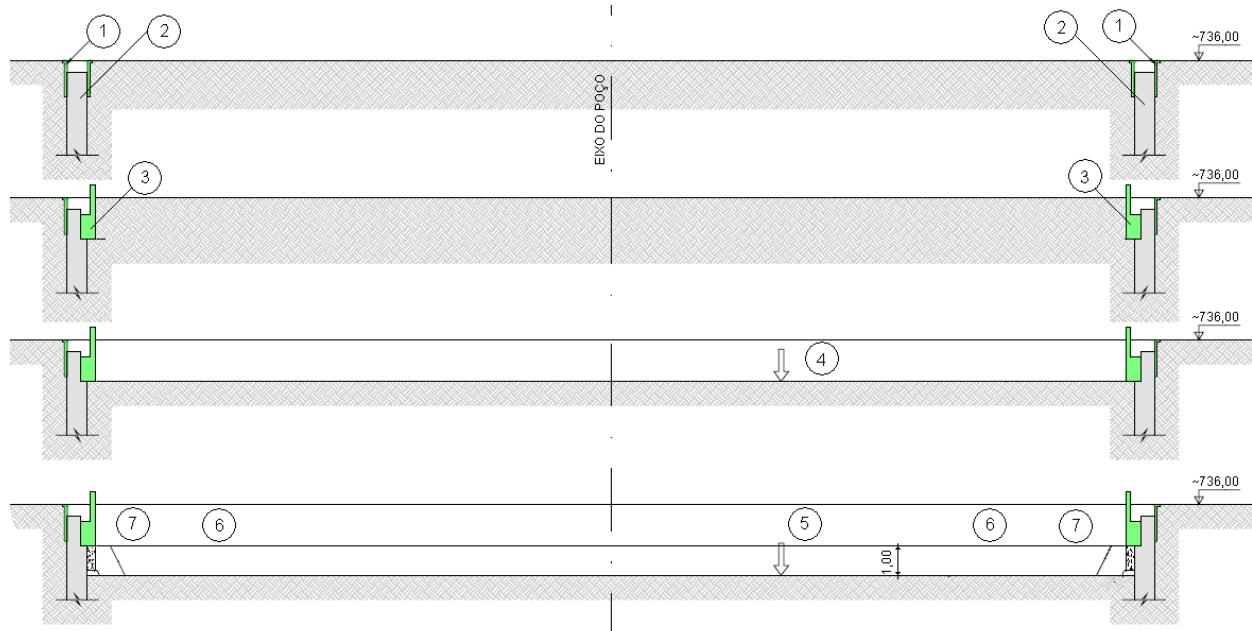
realizado o remanejamento das redes de utilidades públicas em acordo com as concessionárias públicas.

O rebaixamento do lençol freático foi feito com bombas submersas para drenagem da água da camada arenosa, permitindo a escavação sem ruptura hidráulica. A instalação das bombas foi feita de acordo com a quantidade e localização prevista no projeto de drenagem, ao redor dos poços a serem escavados. Para o Poço Sul foram instaladas inicialmente 29 bombas e após o início das obras do Poço Norte passaram a ser 23 bombas. No Poço Norte foram instaladas 25 bombas ao seu redor.

No perímetro do poço a ser escavado, foi feita uma parede guia juntamente com uma parede “Coulis” (Figura 58). A parede “Coulis” (mistura de cimento, bentonita e água) é uma parede diafragma plástica de 80cm de espessura com o objetivo de reduzir a percolação horizontal da água, protegendo a escavação da camada superficial de aluvião.

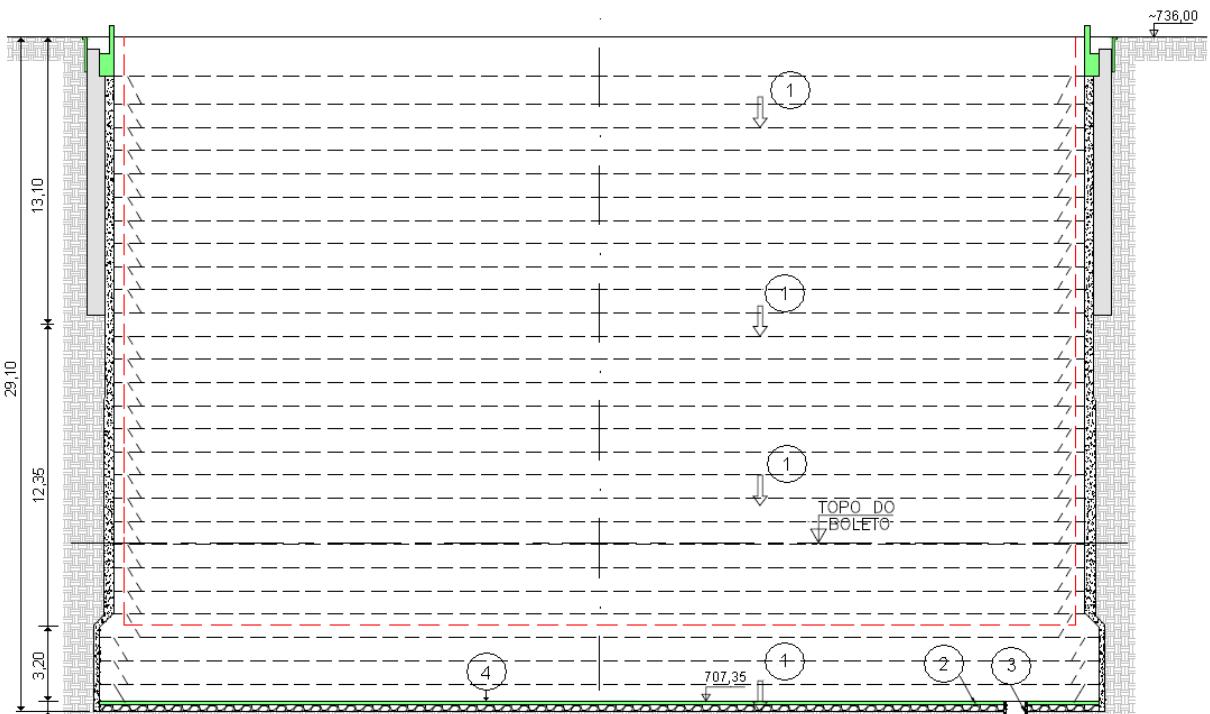
Uma vala foi escavada para a montagem de fôrmas e armação para a concretagem da viga de bordo (Figura 58). Durante a armação da viga, foi previsto os arranques para o guarda-corpo e também a colocação de arranques para a fixação da tela de armação da parede do poço.

O primeiro avanço da escavação total da seção foi para a exposição da face interna da viga de borda (Figura 59). A escavação foi realizada com uma escavadeira e para o transporte vertical foi utilizado uma grua. Os avanços seguintes foram de 1,00m de altura (Figura 58), isto porque o projeto executivo prevê um transpasse de 20cm na vertical e as telas utilizadas em conjunto com o concreto projetado possuem a dimensão de 30cm nessa direção. Além disso, a escavação não foi executada em toda a seção, uma vez que deviam ser deixadas banquetas nas laterais para auxiliar na estabilidade do maciço enquanto não é projetado o concreto. Todo o material removido foi disposto em um bota-fora licenciado ambientalmente.



- 1 - Execução da parede guia
- 2 - Execução da parede "Coulis"
- 3 - Execução da viga de bordo
- 4 - Primeiro Avanço da escavação
- 5 - Avanço da escavação de 1,0m com banquetas laterais
- 6 - Banquetas laterais
- 7 - Concreto projetado

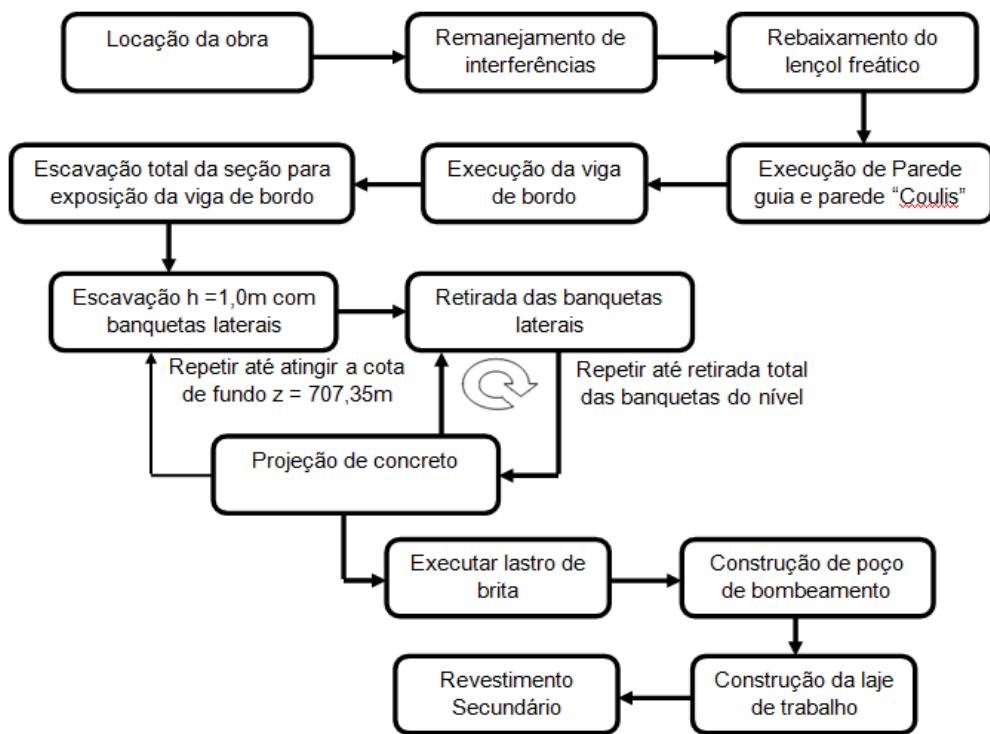
**Figura 58 - Esquema do início da escavação dos poços**



- 1 - Avanços de escavação de 1,00m até atingir a cota de fundo 707,25m
- 2 - Execução do lastro de brita
- 3 - Execução de poço de bombeamento
- 4 - Execução de laje provisória de trabalho

**Figura 59 - Esquema geral da escavação dos poços**

Essas banquetas laterais possuam inclinação 1H:2V e foram retiradas em lances de aproximadamente 5,0m em até 10 frentes simultâneas não adjacentes para a projeção imediata do concreto. Assim, a retirada das banquetas foi repetida, respeitando o sentido anti-horário do poço até a última banqueta do nível escavado, para assim avançar mais 1,0m de escavação. Desse modo, o procedimento de escavação, representado no fluxograma da Figura 60, foi repetido até a cota de fundo ( $z= 707,35m$ ), quando foi construído um colchão drenante de brita, a laje provisória de trabalho e o poço de bombeamento (Figura 59).

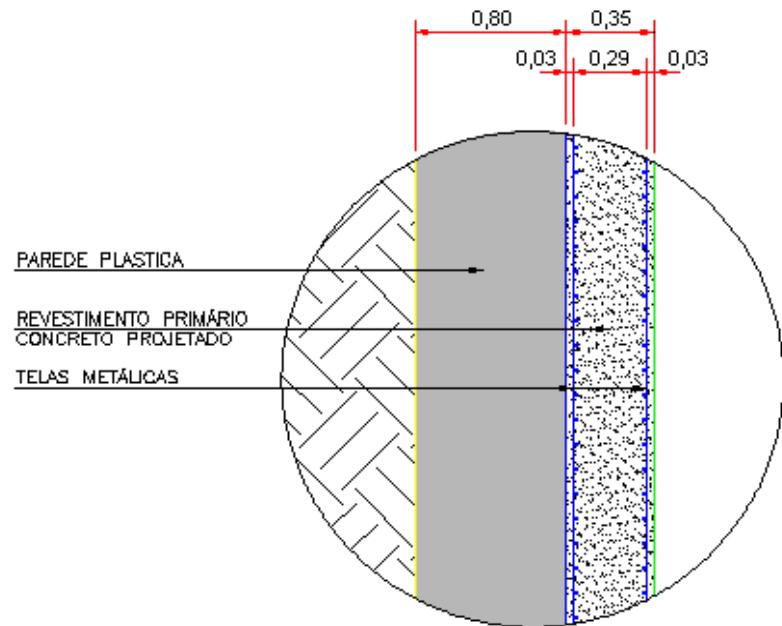


**Figura 60 - Fluxograma de execução da escavação dos poços**

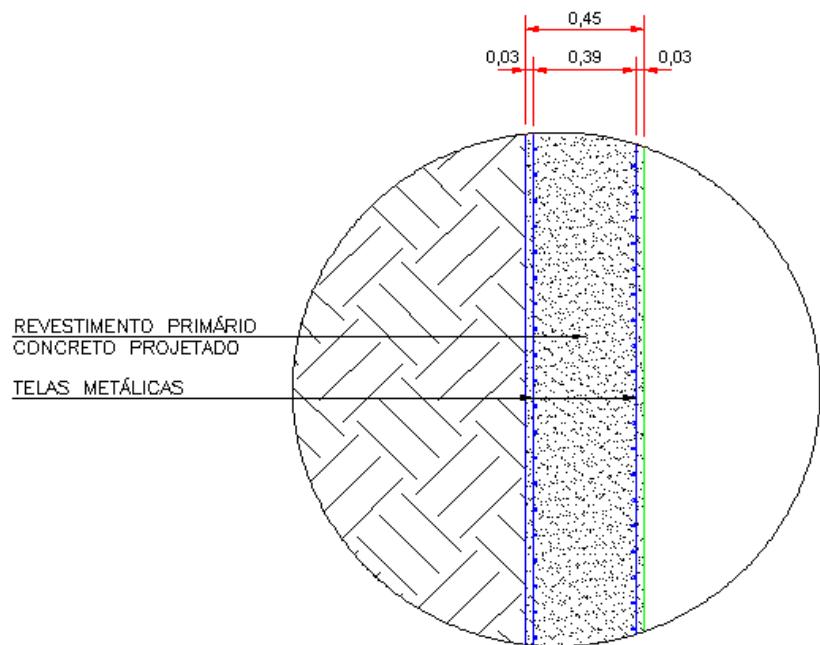
Apesar do concreto projetado ter sido aplicado imediatamente após a escavação das banquetas, ou seja, em conjunto com a escavação, sua execução possui peculiaridades que serão descritas no item 6.1.3.

No caso do poço, o revestimento primário possui espessura variável ao longo do poço. No primeiro nível, que são os 13,10m iniciais, essa espessura é de 35 cm, enquanto no segundo nível, nos 16,00m restantes, a espessura é de 45 cm.

O concreto projetado é aplicado em camadas de 3cm. Foram aplicadas duas telas metálicas de acordo com os detalhes na Figura 61 e Figura 62, dependendo da região em que foi aplicado.



**Figura 61 - Detalhe de telas metálicas no trecho superior do poço**



**Figura 62 - Detalhe de telas metálicas no trecho inferior do poço**

Na Figura 63 são mostradas algumas etapas da escavação dos poços Norte e Sul.



Figura 63 - Fotos da execução dos serviços.

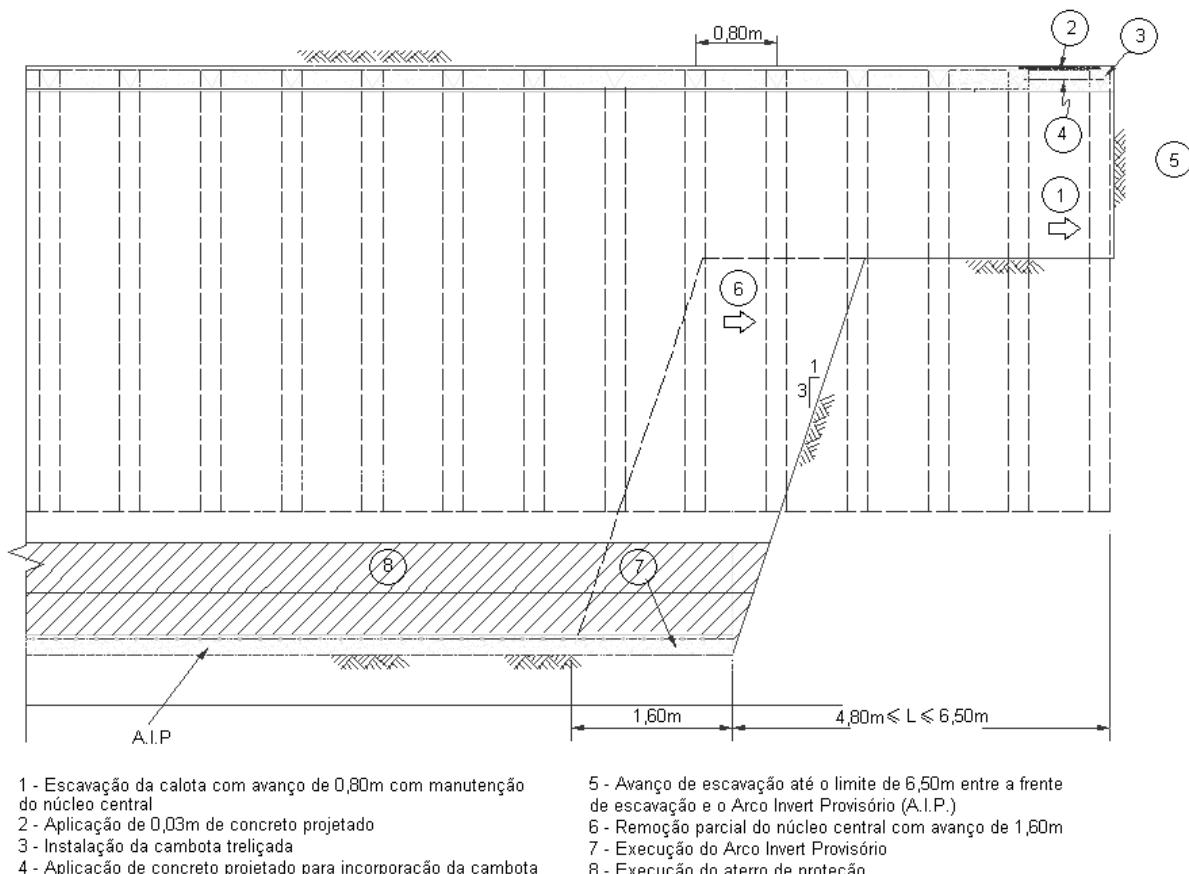
### 6.1.2 Túnel

A escavação do túnel do corpo da estação teve início no Poço Cavour, um poço auxiliar escavado na Rua Cavour, seguindo em direção ao Poço Norte. O túnel Oeste foi o primeiro túnel a ser escavado. Após a realização de tratamentos de frente e contorno (tetos e paredes laterais), os avanços de escavação eram dados de 0,80m em 0,80m, mantendo-se um núcleo central e aplicando concreto projetado em uma espessura de 0,03m imediatamente após a escavação (Figura 64). A cambota era então instalada e incorporada com concreto projetado de 10cm de espessura. Uma camada adicional de 7cm de concreto projetado com malha de aço eletro-soldada era adicionada por questão de segurança em relação ao outro túnel que seria escavado em seguida ao seu lado.

Os avanços de meia-seção eram repetidos por duas vezes seguidas, atingindo um comprimento de 2,40m, para a retirada do núcleo central. A primeira retirada do núcleo central só foi realizada após a escavação de 4,80m. Assim, deu-

se a remoção parcial do núcleo em avanços de 1,60m com a execução do invert provisório, onde foi projetado concreto e instalada a cambota.

O invert provisório foi aterrado numa espessura de 0,60m para proteção e tráfego e a frente de escavação avançada. Após 12m de avanços, o invert definitivo era escavado em avanços de 1,60m e realizado o trabalho de projeção de concreto, instalação da cambota e incorporação da mesma (Figura 65). Um novo aterro de proteção foi executado para continuidade dos serviços sem prejudicar o arco invert definitivo.



**Figura 64 – Seqüência executiva do arco *invert* provisório do túnel Oeste.**

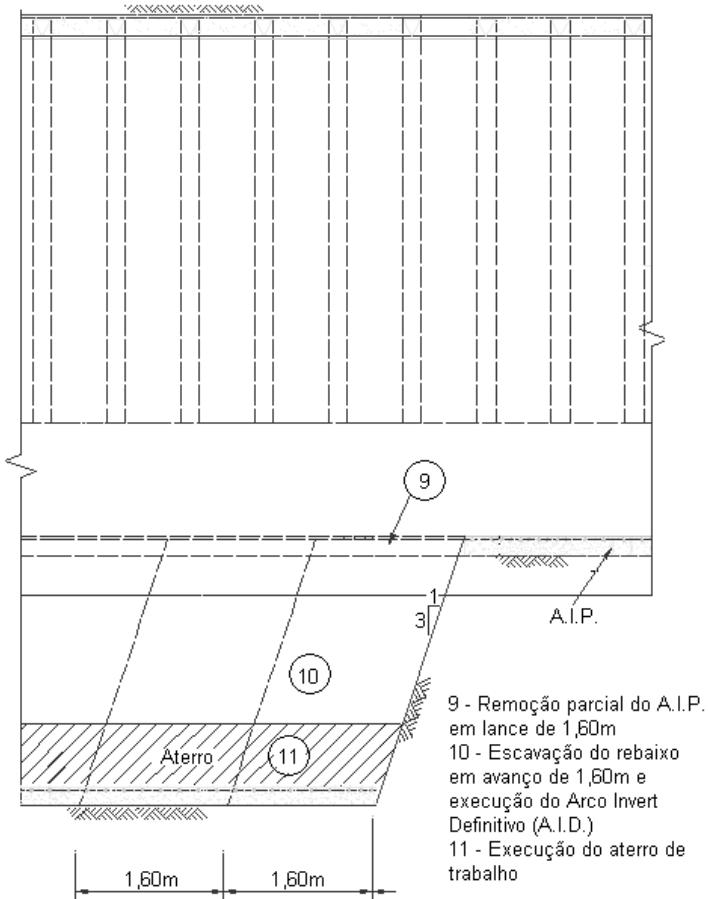


Figura 65 – Seqüência executiva do arco *invert* definitivo do túnel Oeste.

O túnel Leste possui um avanço parecido com o túnel Oeste, porém, possui um side-drift para segurança da escavação, reduzindo o tempo de exposição do maciço. Os avanços da frente de escavação também foram dados de 0,8 em 0,8m, porém, o alargamento para meia seção do side-drift só era realizado após 4,00m de side drift. Assim, foi escavado um avanço de 0,80m mantendo o núcleo central, projeção de concreto e incorporação da cambota. Com a retirada do side drift, a escavação avançou mais 2,40m para a construção do arco invert provisório.

Um nicho lateral em ambos os lados foi feito com a demolição do arco provisório para alargamento em seção plena. Novamente, foi aplicado concreto projetado de 3cm e realizado o rebaixo completo para a construção do arco invert definitivo.

Após a conformação do invert definitivo, foi projetado concreto com a instalação de duas telas metálicas.

O encontro dos túneis de via com o poço Norte foi iniciado após a conclusão do revestimento secundário do poço. Os túneis foram escavados a meia seção até 0,8m (Figura 66 – nº 1) do encontro para então ser dado um passo de avance de 0,60m (Figura 66 – nº 2), demolindo parcialmente a parede do revestimento primário do poço para a instalação da última cambota.

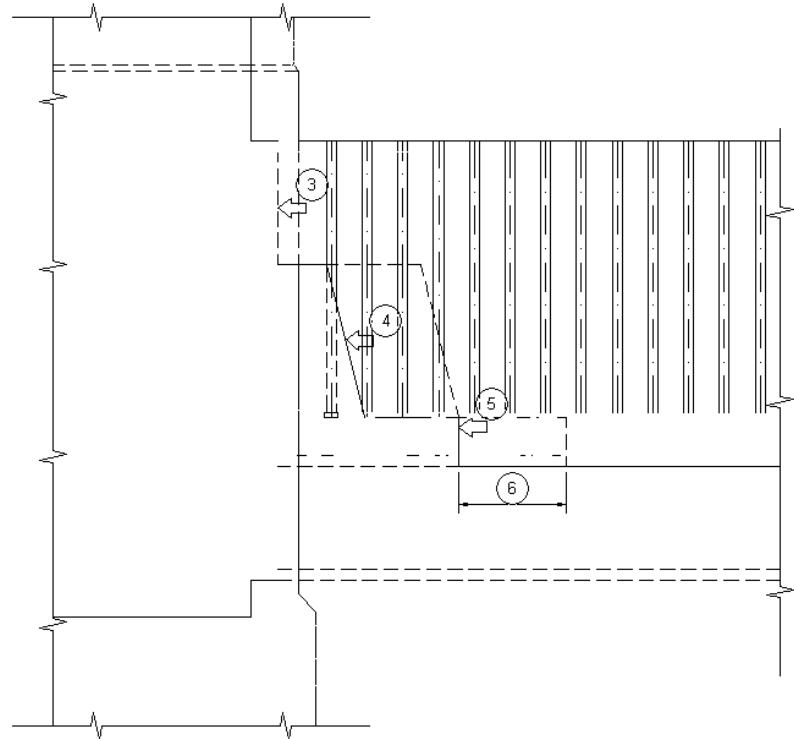
Foi projetado uma espessura de 0,03m de concreto, instalada a cambota e incorporada com mais concreto projetado. Como o encontro não é reto, a lateral de cada túnel foi escavada até o encontro com o revestimento primário do poço (Figura 66 – nº 3).

O núcleo central foi retirado em um lance de 2,40m (Figura 67 – nº 4) e escavado o invert provisório nos 2,40m anteriores até o encontro com o poço (Figura 67 – nº 5), aplicando camadas de 0,03m de concreto projetado e colocando telas metálicas.

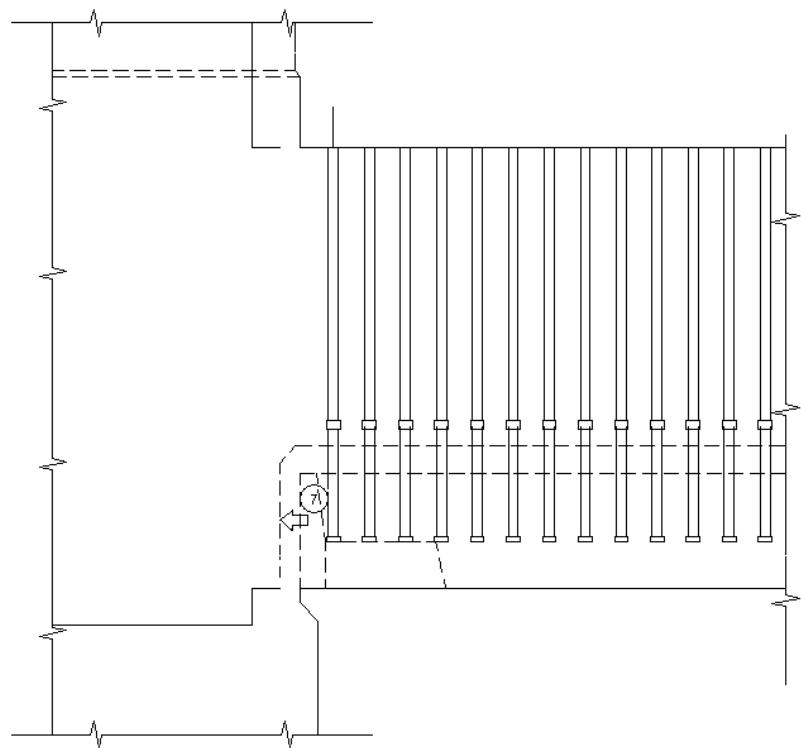
O rebaixo então foi executado e a cambota final instalada com projeção de concreto. Assim, o arco invert definitivo pôde ser executado (Figura 68) e o túnel escavado até o encontro do poço, sendo aplicado concreto projetado numa espessura de 0,05m até atingir a espessura de 0,25m em toda a face escavada.



Figura 66 - Seqüência executiva do encontro do poço e túnel (Planta)



**Figura 67 - Seqüência executiva do encontro do poço e túnel (Corte)**



**Figura 68 - Seção de encontro do poço e túnel**

### 6.1.3 Concreto Projetado

O procedimento de projeção de concreto é o mesmo para o túnel como para o poço. Após a liberação topográfica e do ATO (acompanhamento técnico de obra), foram instalados os gabaritos metálicos com pasta de cimento para facilitar a projeção na espessura especificada pelo projeto (Figura 69).

A superfície foi limpa e foram retirados possíveis materiais que podiam refletir o concreto. Com o recebimento do concreto de acordo com as especificações de resistência e plasticidade e superfície umedecida, iniciou-se a aplicação do concreto projetado.

A projeção do concreto foi executada de baixo para cima, por faixas verticais e em movimentos circulares, garantindo desta forma, a homogeneidade e o total preenchimento da superfície de trabalho. O fluxo do concreto deve ser mantido ortogonal a superfície de trabalho, isto é, o mangote deve ser posicionado bem defronte (a 90°) da superfície em que se está projetando, garantindo desta forma, menor reflexão e maior compactação do concreto.

O mangoteiro manteve-se a uma distância entre 1,00m e 1,80m, garantindo, desta maneira, a compactação do concreto sobre a superfície e ganho de resistência à compressão. É importante que se gire o mangote de 90° em 90°, pois a sua parte inferior sofre sempre um desgaste mais acentuado durante a projeção e assim é possível o prolongamento da vida do mangote. Por questão de segurança, a bomba de projeção ficou localizada a uma distância de 30m do local de aplicação.

A aplicação do concreto foi feita de acordo com previsto no projeto executivo. As camadas foram aplicadas em etapas e as telas posicionadas corretamente. Um acabamento superficial sem reflexão, deslocamentos, dunas, manchas, espessura correta e cobrimento homogêneo demonstraram uma projeção de boa qualidade, que foi verificada para a aceitação do serviço.

O controle tecnológico do concreto foi feito através da retirada de amostras. Diferentemente do que acontece com o concreto convencional, as amostras foram moldadas em placas colocadas em paralelo com a superfície de aplicação e o concreto projetado nela. Essas placas foram levadas para o laboratório e analisadas a resistência.

A equipe utilizada para a projeção de concreto foi de encarregado de frente, mangoteiro, auxiliar de mangoteiro, ajudantes de produção e operador da bomba de projeção. Para o desenvolvimento do serviço, eles utilizaram bomba de projeção de concreto equipado com mangote e bico projetor, compressor de ar, bomba dosadora de aditivo acelerador e caminhão betoneira.

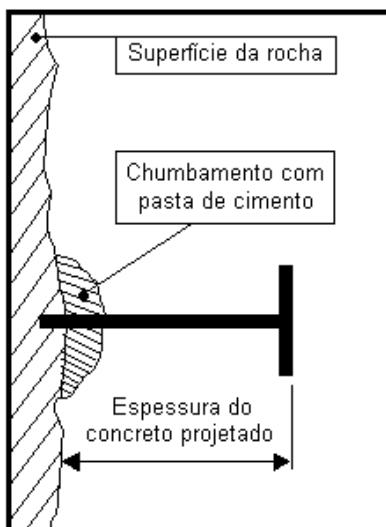


Figura 69 - Detalhes da fixação do gabarito metálico

## 6.2 Execução do revestimento secundário

O revestimento definitivo dos túneis e dos poços (Figura 70) é em concreto moldado “in loco”, o que permite aumentar o fator de segurança do sistema de suporte do túnel, fornecer uma superfície interior final de aspecto uniforme e lisa, melhorar os aspectos estéticos da obra e as condições de iluminação e ventilação. As canalizações, passagens de cabos e os passeios foram colocados sobre o revestimento secundário.

A execução do revestimento secundário se deu em três grandes partes: armação, montagem de fôrma e concretagem (Figura 72).



**Figura 70 - Execução do revestimento secundário**

✓ *Armação*

As barras de aço foram firmemente presas as armaduras de espera fixadas no concreto projetado. As barras foram cortadas e dobradas de acordo com o projeto de armação e montadas de acordo com o projeto executivo.

Nos locais em que a concretagem foi feita em várias etapas, foram deixadas as barras de espera. No caso do poço, o poço Sul foi totalmente armado, enquanto o poço Norte foi feita a armação de 2 metros em 2 metros, totalizando 15 etapas.

✓ *Fôrma*

As superfícies internas das fôrmas receberam uma camada de desmoldante, exceto em locais onde foi necessário estabelecer juntas de construção.

Antes da aplicação do concreto, as fôrmas foram posicionadas de maneira segura e rígida de forma a evitar desvios e irregularidades na superfície final de concreto. As fôrmas dos poços foram feitas com madeirite, enquanto que as fôrmas utilizadas nos túneis foram as metálicas, fixadas sobre trilhos metálicos sobre o concreto de enchimento do invert.

✓ *Concretagem*

Após o recebimento do concreto de acordo com as especificações e com a armação e fôrmas prontas, foi iniciado a concretagem das partes.

Nos túneis, o lançamento foi realizado pelos dois lados da fôrma em camadas de até 50 cm, de forma lenta e contínua para não forçar o pé da fôrma.

Com o lançamento da camada, o concreto foi adensado através do acionamento de vibradores externos tipo “carrapato” fixados na forma metálica pelo tempo necessário para eliminar as bolhas de ar e adquirir homogeneidade, sem a ocorrência de falhas de concretagem.

Após o total enchimento da fôrma, iniciou-se a cura térmica, ligando-se as resistências, que foram mantidas ligadas por no máximo 12 horas.

No caso dos poços, o lançamento do concreto das paredes foi feito de uma altura máxima de 2 metros.

As lajes de fundo dos poços são marcos nas concretagens feitas pelo Metrô (Figura 71). Foram 45 horas ininterruptas de trabalho para evitar problemas de juntas, que envolveu 350 funcionários. Houve uma logística para que não se formasse filas de betoneiras e o concreto passasse o tempo adequado para aplicação. O concreto veio de 3 usinas diferentes, que foram bombeados por cinco bombas de concreto a uma velocidade de 90m<sup>3</sup>/h. Ao todo, foram 548 viagens realizadas por 60 caminhões-betoneiras.

O controle de temperatura foi feito para evitar a retração do material e foram utilizado 387 toneladas de gelo para controlar a variação de 14°C no momento da aplicação ao pico de 50°C.



**Figura 71 - Concretagem da laje de fundo**

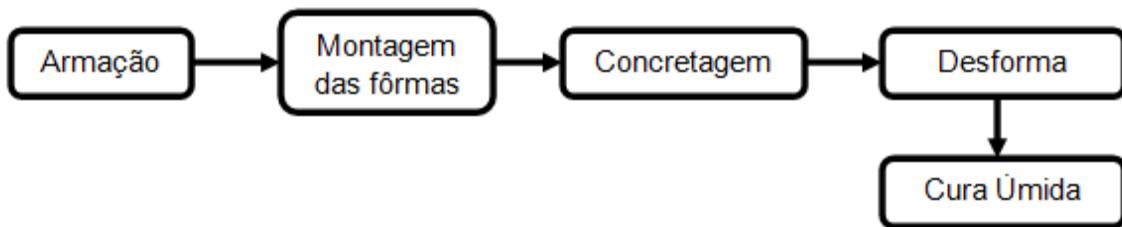
✓ *Finalização*

A desforma só foi iniciada após a confirmação da resistência mínima de 8MPa e foi realizada primeiramente pela parte inferior da fôrma.

Imediatamente após a retirada da forma metálica, foi iniciada a cura úmida do concreto, durante 3 dias ininterruptos.

O aspecto final da superfície interior do túnel para aceitação do serviço foi de uma superfície isenta de sujidade e manchas, apresentando o concreto uma coloração normal e homogênea.

Para controle da qualidade, foi verificada a temperatura de hora em hora na aplicação de concreto no túnel, foi feito ensaios para acompanhamento do desenvolvimento da resistência do concreto à compressão e testada a durabilidade do concreto.



**Figura 72 - Fluxograma do revestimento secundário**

### 6.3 Execução da impermeabilização com manta de PVC

A impermeabilização de túneis tem por objetivo assegurar a estanqueidade durante a vida útil da obra, protegendo o revestimento de concreto contra a agressividade das águas infiltradas, que podem danificá-lo ao longo do tempo, além de evitar a infiltração de água para o interior da construção.

O revestimento primário é a primeira barreira de proteção do túnel frente a penetração da água. Segundo Figueiredo (2005), o papel do revestimento primário quando da utilização de uma manta de impermeabilização é de redutor da entrada de água na estrutura, o que facilita o trabalho da manta e minimiza a demanda de bombeamento de água que escoa no contato entre manta e concreto. Assim, o revestimento primário também colabora na impermeabilização de túneis, sendo instalado sobre ele o sistema de impermeabilização descrito a seguir.

O sistema de impermeabilização é constituído essencialmente por três elementos: drenagem, impermeabilização e proteção dos elementos de impermeabilização.

Os elementos de drenagem têm como função assegurar que a água evague com a menor perda de carga possível, sendo utilizados geotêxteis para desempenhar essa função. A impermeabilização utiliza as geomembranas para evitar que a penetração da água cause danos no revestimento do túnel. Na estação Vila Prudente, a geomembrana utilizada é o PVC – policloreto de vinilo plastificado.

Os elementos de proteção podem ser colocados para regularização da superfície em que o sistema de impermeabilização será aplicado ou após a colocação da geomembrana com a finalidade de evitar danos nas etapas subsequentes de colocação de armadura e concretagem. A argamassa e os geocompósitos são os materiais mais utilizados como elemento de proteção.

O método utilizado nos túneis da Vila Prudente é conhecido por guarda-chuva, pois o maciço circundante é de baixa permeabilidade, exigindo um sistema de bombeamento próprio permanente, sendo a manta de impermeabilização aplicada apenas na parte superior do túnel (Figura 73).

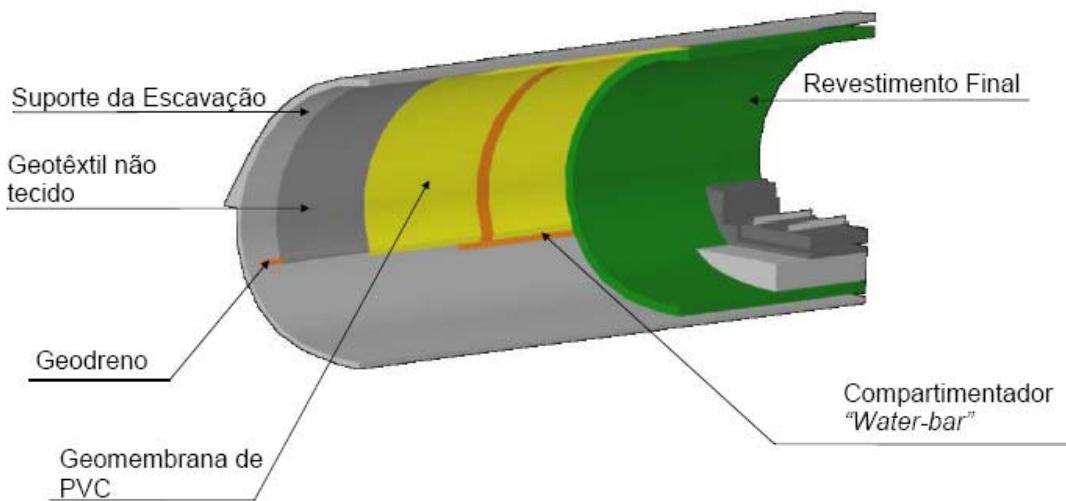


Figura 73 - Esquema da impermeabilização “guarda-chuva” do túnel

### 6.3.1 Procedimento Executivo

Na obra da estação Vila Prudente, o projeto e os produtos utilizados foram elaborados pela empresa SIKA e a empresa que executou o serviços é a VOS – Obras e serviços.

A realização dos serviços segue o fluxograma apresentado na Figura 74 e suas etapas são descritas a seguir.

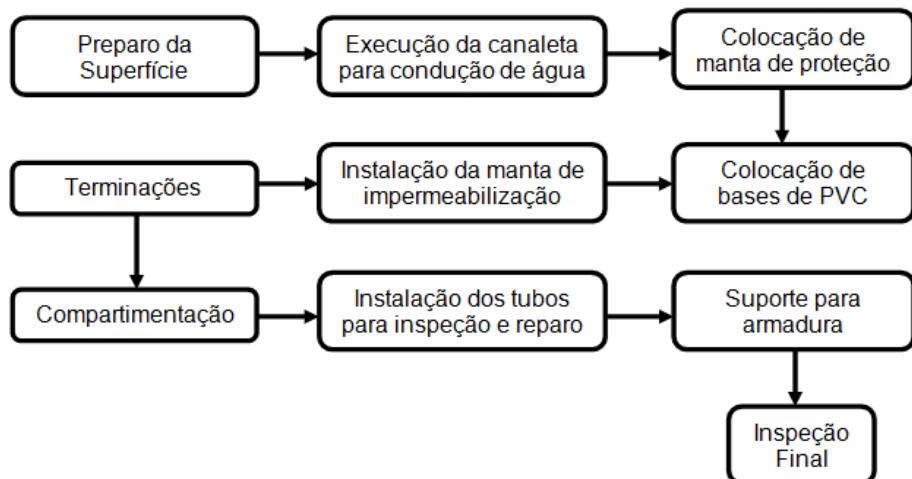


Figura 74 - Fluxograma de execução de impermeabilização com manta PVC

✓ *Preparo da Superfície*

A preparação da superfície é importante, pois a existência de superfície irregular, seja com material perfurante ou ondulações, pode ser prejudicial a manta e a todo o sistema de impermeabilização.

O concreto projetado deve ter rugosidade entre 4 a 16mm e a razão do diâmetro da irregularidade pela sua profundidade não deve ser inferior a 10:1.

A região de impermeabilização deve ser mapeada e as que estiverem em não-conformidade deverão ser preenchidas com argamassa de regularização. Nos trechos que o concreto projetado tiver reforço com fibra de aço, deve ser projetado uma camada de 20mm do mesmo concreto, porém, sem o reforço de fibra de aço. Os arranques e elementos pontiagudos também deverão ser removidos, receber um arredondamento e ser coberto com argamassa.

✓ *Execução da canaleta para condução de água*

É inevitável a infiltração de água dentro do túnel devido a drenagem ou a infiltração pelo revestimento provisório e o correto tratamento é essencial para que não se acumule água entre a manta e o substrato, levando a água para fora da impermeabilização.

Assim, os locais com infiltração de água foram mapeados e um projeto de drenos foi feito para que a sua seção fosse capaz de conduzir toda água. Como a infiltração era de baixa a média vazão em vários furos, os construtivos optaram por utilizar o método de drenagem de meia cana. Esse método consiste na instalação de drenos pré-fabricados (Figura 75) através de pinos de fixação em forma de meia cana criando um canal de fluxo de água infiltrada, que é direcionada para o canal de captação no invert do túnel.



**Figura 75 - Dreno pré-fabricado, em forma de meia cana: corrugado por fora, liso por dentro, minimizando a formação de depósitos e entupimentos**

✓ *Colocação de manta de proteção*

A colocação da manta geotêxtil é realizada em toda a área de impermeabilização através de pinos inseridos por meio de agulhas-disparo. No caso do poço, a manta foi lançada de cima para baixo, onde a maioria das sobreposições ocorreram na vertical.

Para uma boa fixação da manta, alguns critérios foram adotados como a utilização de um número de mínimo de pinos de fixação, variando de acordo com o local de aplicação. Além disso, é importante manter distância entre a borda da manta de geotêxtil e o pino (aproximadamente 12cm) e o transpasse de 5cm.

✓ *Colocação de bases de PVC de fixação de manta*

A etapa de colocação de bases de PVC de fixação de manta (Figura 76) é um processo independente ao da colocação da manta de geotêxtil e só é realizada após a fixação do geotêxtil.

A quantidade de bases necessárias é determinada de acordo com o local em que a manta de impermeabilização será aplicada, pois isso submeterá as bases a diferentes esforços. Por exemplo, a manta aplicada na calota superior do túnel faz com que surjam esforços de arrancamento, solicitando uma aproximação das bases (cerca de 4 por metro quadrado). Nas paredes do poço, as bases são solicitadas ao

cisalhamento e na parte superior deve haver uma maior densidade de bases do que na parte inferior, pois elas são aplicadas de cima para baixo.

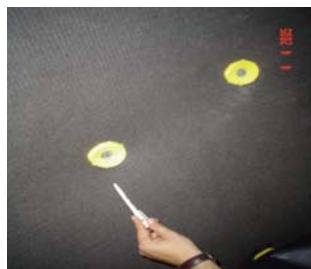


Figura 76 - Bases de fixação da manta

✓ *Instalação da manta de impermeabilização*

A manta é desenrolada no sentido vertical (Figura 77), quando instalada no poço e no sentido horizontal ao ser aplicada no túnel. Na junção entre duas mantas, é feito um tranpasso de 10cm e a união das mantas é realizada mecanicamente através de uma costura dupla à quente através de uma máquina extrusora automática.

A fixação das mantas às bases de PVC é feita com extrusora manual de solda de ar quente, não havendo canais nas soldas.

A velocidade de solda, a temperatura e a pressão exercida pelas máquinas extrusoras devem ser ajustadas no local de acordo com as condições de temperatura ambiente. O ajuste do equipamento deverá ser feito sempre no inicio das atividades ou em caso de interrupções.

Após a realização de todas as emendas, é feito um teste com as emendas realizadas pela extrusora automática com aplicação de pressão de 1,8bar por 5 minutos e a perda de pressão não deve superar 20% da pressão aplicada.

Nas emendas manuais, a verificação é feita com o auxílio de uma chave de fenda para detectar possíveis pontos onde pode ocorrer a introdução dessa ferramenta. Esse procedimento deve ser feito com cuidado para não danificar a manta.



**Figura 77 - Colocação e fixação da manta de impermeabilização**

✓ *Terminações*

Nas regiões de terminações de manta, esta será fixada a um perfil de aço galvanizado recoberto com uma película de PVC e este perfil será fixado no substrato através de selante à base de polímero ou através de parafusos. A manta é então fixada ao perfil através de solda com equipamento manual.

✓ *Compartimentação*

Com a finalidade de setorizar a impermeabilização para que seja fácil a detecção do local de vazamentos ou infiltrações, são instalados os Waterbar, que são retentores de água de PVC flexível que são posicionados e soldados às membranas de impermeabilização (Figura 78). Assim, os waterbar separam as áreas e selam juntas de concretagem e expansão das estruturas de concreto.

O local de instalação do waterbar deve ser definido em projeto, de forma que as áreas compartimentadas tenham no mínimo 300m<sup>2</sup> e no máximo 500m<sup>2</sup>.

Para a sua instalação, a região onde será feita a solda manual deve ser limpa com um pano úmido. Com a área limpa, a união é feita com máquina de solda manual através de ar quente e essa junta é conferida com uma chave de fenda.

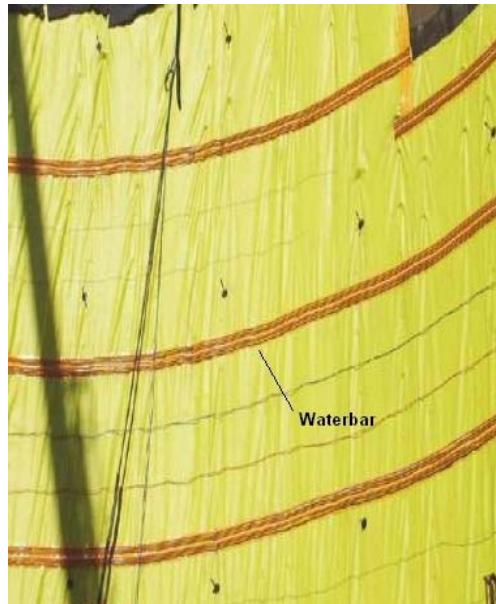


Figura 78 - Compartimentação do poço

✓ *Instalação dos tubos para inspeção e reparo com injeção*

A alternativa adotada para a necessidade futura de injeções para impermeabilização foi a utilização de mangueiras fixadas através de tiras de manta soldadas à quente na manta de impermeabilização. Essas mangueiras são perfuradas ao longo de toda a sua extensão para que o material injetado saia por esses furos e complete o espaço entre a manta de PVC e o concreto (Figura 79). Esses furos são cobertos com durex para que não entre materiais indesejáveis, sendo esse durex rompido quando injetado o concreto.

Essas mangueiras são distribuídas conforme projeto e possuem entrada e saída em caixas moldadas no concreto secundário de 20x20cm, permitindo a sua identificação e por onde será injetado o material.



Figura 79 - Tubos para injeção e reparo

✓ *Suporte para armadura*

Deve ser previsto em projeto a inviabilidade de se posicionar as armaduras sem o uso de arranques na estrutura primária e, neste caso, foram utilizados cones de PVC para vedar os arranques da estrutura (Figura 80).



Figura 80 - Cones para suporte da armadura

Esses cones são instalados através de perfurações na manta e é injetado adesivo químico à base de epóxi para a fixação. Após o tempo de cura, é feita a soldagem da manta ao redor do tubo na manta de impermeabilização para que o sistema fique estanque. A partir desse tubo, saem às barras de ancoragem.

✓ *Inspeção Final*

Após a instalação do sistema impermeabilizante deve ser realizado um controle de aceitação dos serviços onde se realiza a completa fiscalização do sistema, identificando possíveis danos e reparando-os, para somente então liberar a área para concretagem. Além disso, o material aplicado deve ser verificado e submetido em ensaios em laboratórios, afim de que suas características estejam de acordo com o especificado.

A Tabela 18 abaixo mostra os critérios controlados ao longo da execução da impermeabilização.

<b>Fase</b>	<b>Verificação</b>	<b>Inspeção</b>	<b>Critério de Aceitação</b>	<b>Freqüência</b>
<b>Preliminar</b>	Superfície Limpa	Visual	Limpa	Início do trabalho
	Rugosidade Substrato	Visual	Limites geométricos	Início do trabalho
	Irregularidades no Substrato	Visual / Geométrico	Ausência de pretuberâncias	Início do trabalho
	Infiltrações no Substrato	Visual	Procedimento para controle de vazão	Início do trabalho
<b>Execução</b>	Solda Dupla	Ar comprimido	Perda máxima de pressão de 20%	Todas
	Solda Manual	Chave de fenda	Sem penetrações	Todas
<b>Pré concretagem</b>	Danos	Visual	Danos reparados	Todos

**Tabela 18 - Critérios de qualidade da impermeabilização.**

## 7. IMPACTOS AMBIENTAIS

O Estudo de Impacto Ambiental (EIA) da Linha 2 – Verde do Metrô de São Paulo, elaborado pelo Consórcio Nacional de Engenheiros Consultores S. A. (CNEC) e custeado pela Companhia do Metrô, começou a ser elaborado em 1990. Desde então, o traçado desta linha do Metrô já foi modificado, mas nenhum novo estudo foi feito.

De modo geral, empregou-se o termo “impacto ambiental”, como sendo toda modificação significativa, benéfica ou adversa, das características do meio ambiente urbano, resultante da implantação e operação da Linha 2 – Verde do metrô.

O EIA possui duas peculiaridades quanto ao estágio de implementação do empreendimento: a equipe técnica só foi autorizada a realizar os estudos em abril de 1990, quando o trecho da Paulista, que vai das estações Clínicas à Ana Rosa, já estava em fase final de obras; quando o estudo foi concluído, em janeiro de 1991, este trecho já estava em operação e o trecho Vila Madalena – Clínicas estava em obras.

A abrangência temporal do estudo contava com um horizonte prospectivo até 2010, e na concepção do traçado, a linha deveria entrar em operação plena até 1994. Já a abrangência espacial engloba São Paulo e a Região Metropolitana de São Paulo (RMSP).

Para que o estudo fosse realizado, foram feitas 6 pesquisas de campo:

- de uso e ocupação do solo;
- de subcentros situados na Vila prudente, Ipiranga (Sacomã), na Vila Gumercindo e Vila Mariana, para aprender a dinâmica econômica predominante nesses locais;
- do preço de mercado de terrenos (raio de 500 metros da estação);
- sócio-econômica: características da população existente no entorno;
- de atividades econômicas e institucionais visando à caracterização do porte e mercado das unidades existentes nas áreas sujeitas à desapropriação;
- de qualidade do ar e ruído urbano atual.

## 7.1 Metodologia de avaliação dos impactos

A metodologia do Estudo de Impacto Ambiental, dividida em 4 etapas, pode ser visualizada no Quadro 1.

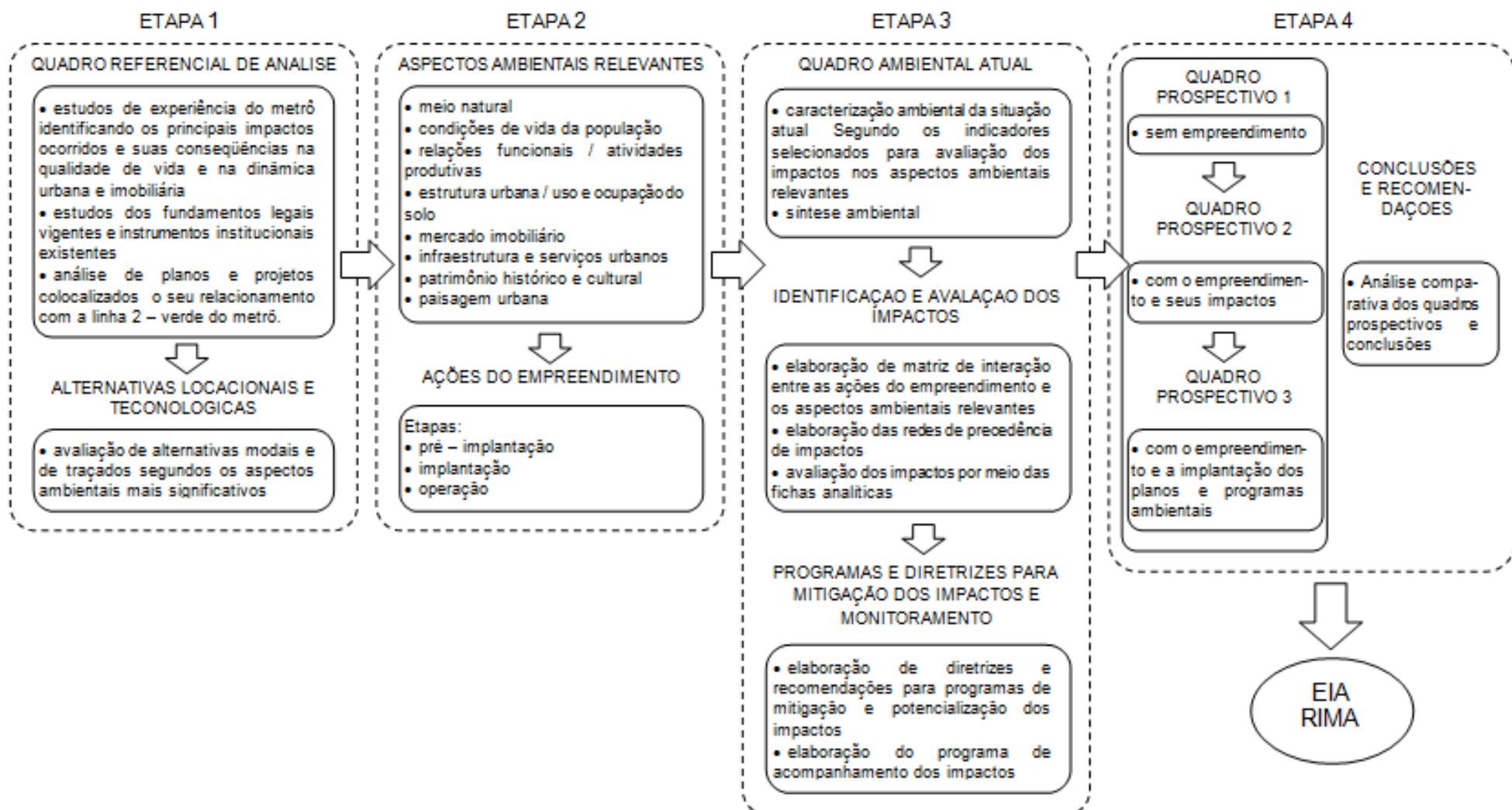
A avaliação dos impactos se deu através da identificação dos fatos geradores e da identificação dos impactos. Os fatos geradores estão listados abaixo:

1. Divulgação do empreendimento
2. Publicação do Decreto de utilidade Pública
3. Processo de Desapropriação
4. Provisão de infra-estrutura e de apoio às obras
5. Execução das obras
6. Operação

Foi então elaborada uma matriz de impactos (Quadro 2), onde as intersecções mostram a ocorrência de impactos, a partir dos fatos geradores e os seguintes aspectos ambientais:

1. Meio natural
2. Condições de vida
3. Dinâmica produtiva
4. Uso e ocupação do solo
5. Mercado imobiliário
6. Infra-estrutura e serviços urbanos
7. Patrimônio histórico e cultura
8. Paisagem urbana.

## QUADRO METODOLOGICO GERAL



Quadro 1 - Metodologia dos Estudos Ambientais linha Vila Madalena - Vila Prudente

	Divulgação do empreendimento	Publicação do decreto de utilidade pública	Processo de desapropriação	Provisão de infra-estrutura e de apoio às obras	Execução das obras	Operação
Meio natural						
Condições de vida						
Dinâmica produtiva						
Uso e ocupação do solo						
Mercado imobiliário						
Infra-estrutura e serviços urbanos						
Patrimônio histórico e cultura						
Paisagem urbana.						

**Quadro 2 - Matriz de Impactos**

## 7.2 Síntese dos Impactos Ambientais Relevantes

Apresenta-se abaixo a síntese dos impactos ambientais mais relevantes gerados com a Linha 2 – Verde do Metrô de São Paulo. Ela está dividida a partir das etapas de implementação do empreendimento:

- Pré-implantação: É quando ocorrem especulações imobiliárias nas áreas afetadas diretamente pelo metrô e sentimentos de expectativa e insegurança por parte da população. Áreas são desapropriadas há a possível migração da população de baixa renda e comércio de menor influência para outras regiões (Tabela 19).
- Implantação: Nesta etapa, haverá uma redução de empregos na área afetada, gerada pela desapropriação de certas atividades produtivas. Além disso, devido às obras, poderá ocorrer o bloqueio e desvio de algumas vias, diminuindo temporariamente a demanda das atividades produtivas. Também haverá formação de um quadro de incômodos para a população local, tais como aumento de ruído, poluição, dificuldades no trânsito, e outros gerados pela alteração do subsolo da região (Tabela 20).
- Operação: Na proximidade com as estações, poderão ocorrer impactos negativos como aumento da poluição do ar e sonora, devido ao maior acesso de veículos que vão acessar a região e trepidação causada pela passagem dos

treens do metrô. Já por todo o trecho da linha do metrô, os impactos positivos serão gerados através da redução de veículos que percorrerão este traçado, como redução da poluição sonora e do ar e redução do tempo perdido no trânsito (Tabela 21).

Pré - Implantação			
Impactos	(1)	(2)	Programa
Impactos gerados pelo desconhecimento do traçado e das obras e medidas envolvidas no empreendimento: - surgimento de expectativas na população e empresários; insegurança na população residente nas áreas decretadas de utilidade pública - inibição de investimento privados, particularmente os ligados à construção civil, com expectativas desfavoráveis no mercado de trabalho - inibição de investimentos públicos - emergência de conflitos com outros investimentos públicos previstos e em andamento	(-)	MS	Programa de comunicação social
Deslocamento compulsório de 173 famílias residentes nas favelas Morro do Urubu e Ilha das Cobras na Vila Prudente e parte da favela de Heliópolis (Ipiranga)	(-)	MN	-
Deslocamento compulsório da população residente, desapropriação de 420 imóveis residenciais ao longo de todo o trecho	(-)	MN	-
Paralisação de atividades rodoviárias ligadas a indústria, comércio e serviços, desapropriação de 531 imóveis abrigando atividades produtivas ao longo de todo o trecho	(-)	MN	-
Desapropriação de 2 escolas particulares (Escola Infantil na Rua Amadis e 1º grau na Av. Heitor Penteado); sede de clube na Rua Amadis e Praça Américo Jacomino	(-)	MN	-
Interferências por desapropriação parcial de áreas, em equipamentos institucionais: igreja N. S. de Fátima, e sub estação da Eletropaulo na Av. Alberto Ramos	(-)	MN	-
Dificuldades de reinserção social da população deslocada	(-)	MS	Programa de remanejamento de população e atividades produtivas
Dificuldades de reinserção econômica das atividades produtivas deslocadas	(-)	MS	Programa de remanejamento de população e atividades produtivas
Perda de patrimônio imobiliário devido à desapropriação	(-)	MS	Programa de remanejamento de população e atividades produtivas
Formação de campos de interesse e pressões; emergência de conflitos sociais	(-)	MS	Programa de comunicação social
Geração de cerca de 22 000 empregos na construção civil, pelas empreiteiras encarregadas pela implantação do Metrô	(+)	PN	-

(1) Natureza: Positiva (+) ou Negativa (-)

(2) Medida Mitigadora: Sim (MS) ou Não (MN)

Medida Potencializadora: Sim (PS) ou Não (PN)

**Tabela 19 - Síntese dos Impactos: pré-implantação**

Implantação			
Impactos	(1)	(2)	Programa
Incomodos à população residente nas proximidades das obras devido ao aumento dos pontos de congestionamento, poluição sonora e do ar	(-)	MS	Programa de adequação das obras à dinâmica urbana local
Inibição ou paralização de atividades produtivas, com redução de empregos, devido à presença do canteiro de obras	(-)	MS	Programa de adequação das obras à dinâmica urbana local
Incomodos à equipamento institucionais (escolas, hospitais e áreas de lazer), devido ao aumento dos pontos de congestionamento, poluição sonora, e do ar	(-)	MS	Programa de adequação das obras à dinâmica urbana local
Interferências no lençol freático em áreas localizadas, junto aos trechos subterrâneos: rebaixamento no nível, provocando recalques no solo e edificações e interferências no abastecimento da água por poços, principalmente entre as estações Imigrantes e Sacomã; contaminação por substâncias impermeabilizantes utilizadas nos túneis do metrô	(-)	MS	Programa de controle ambiental das áreas de apoio às obras
Riscos de desabamentos em túneis pela existência de poços e fosos em utilização, ou já desativados, em trechos de urbanização mais antiga como no Ipiranga (como Imigrantes - Sacomã)	(-)	MS	Programa de controle ambiental das áreas de apoio às obras
Riscos de instabilização das áreas de bota-foras e empréstimos, com danos à população e entulhamento de cursos d'água e canais de drenagem	(-)	MS	Programa de controle ambiental das áreas de apoio às obras
Poluição do solo por disposição inadequada dos resíduos da obra nas áreas de bota-fora e adjacências	(-)	MS	Programa de controle ambiental das áreas de apoio às obras
Riscos de poluição de cursos d'água, próximos às áreas de apoio e canteiros de obras pelo carreamento de sedimentos e substâncias poluentes pelo escoamento superficial	(-)	MS	Programa de controle ambiental das áreas de apoio às obras
Riscos de inundações localizada pelo entulhamento /ou assoreamento de cursos d'água e canais próximos às áreas de apoio	(-)	MS	Programa de controle ambiental das áreas de apoio às obras

(1) Natureza: Positiva (+) ou Negativa (-)

(2) Medida Mitigadora: Sim (MS) ou Não (MN)

Medida Potencializadora: Sim (PS) ou Não (PN)

**Tabela 20 - Síntese dos Impactos: implantação**

Operação			
Impactos	(1)	(2)	Programa
Aumento da poluição do ar junto às estações e aos terminais pela concentração de veículos automotores individuais e coletivos, com incômodos à população residente nas proximidades	(-)	MS	Programa de reorganização viária
Aumento da poluição sonora junto às estações e aos terminais devido à concentração de veículos individuais e coletivos; e nas estações, pátios e trechos elevados devido ao tráfego de trens, com incômodos à população residente nas proximidades	(-)	MS	Programa de reorganização viária e Programa de adequação do empreendimento ao seu entorno imediato
Trepidações de áreas e edificações adjacentes ao percurso do metrô, devido ao tráfego dos trens	(-)	MS	-
Redução do volume de tráfego de veículos automotivos coletivos nas eixos viários da Av. Paulista (Av. Hietor Penteado e Av. Paulista), do Ipiranga (Av. Nazaré, Av do Estado, Rua Bom Pastor) e da Vila Prudente (Av. Paes de Barros, Ruas Ibitirama e do Orfanato)	(+)	PN	-
Diminuição da poluição do ar devido à redução do tráfego de veículos automotores coletivos	(+)	PN	-
Alteração das vantagens locacionais/atratividade de algumas áreas devido à melhor acessibilidade (Vale do Tamanduateí, Corredores Anhaia Melo e Heitor Penteado e subcentros Vila Gumercindo, Ipiranga e Vila Mariana)	(+)	PS	Programa de dinamização da atividades produtivas e de reorganização urbana
Alterações no uso e ocupação do solo com adensamento do espaço edificado, nas áreas do impacto anterior	(-)	MS	Programa de dinamização da atividades produtivas e de reorganização urbana
Atração e viabilização de atividade produtivas, principalmente terceárias, em função da melhor acessibilidade e estímulo do mercado	(+)	PS	Programa de dinamização da atividades produtivas e de reorganização urbana
Aumento da oferta de empregos formal e informal pela animação econômica	(+)	PS	Programa de dinamização da atividades produtivas e de reorganização urbana
Alteração na distribuição espacial das atividades produtivas e do perfil produtivo dos bairros	(-)	MS	Programa de dinamização da atividades produtivas e de reorganização urbana
Formação e/ou consolidação de subcentros nas regiões de Vila Madalena, Vila Mariana, Ipiranga, Tamanduateí e Vila Prudente, com interferências nas relações funcionais entre elas	(+)	PS	Programa de dinamização da atividades produtivas e de reorganização urbana
Alterações na estrutura geral da paisagem em decorrência das modificações nas áreas adjacentes ao empreendimento	(-)	MS	Programa de recomposição da paisagem
Sobrecargas na infraestrutura, com interferências no planejamento setorial e nas diretrizes gerais de planejamento da cidade	(-)	MS	Programa de comunicação social
Melhoria parcial das condições de vida da população da área de influência devido à melhoria da acessibilidade	(+)	PS	Programa de comunicação social
Aumento da densidade de escolha da população da área de influência devido à melhoria da acessibilidade	(+)	PS	Programa de comunicação social e Programa de valorização do patrimônio histórico e cultural
Criação de um novo espaço público de múltiplos usos devido à operação das estações de embarque	(+)	PS	Programa de potencialização do espaço público

(1) Natureza: Positiva (+) ou Negativa (-)

(2) Medida Mitigadora: Sim (MS) ou Não (MN)

Medida Potencializadora: Sim (PS) ou Não (PN)

**Tabela 21 - Síntese dos Impactos: operação**

Além destes impactos, específicos para cada etapa de implantação do empreendimento, existem aquelas que durarão mais de uma etapa, e podem ser observados na Tabela 22 abaixo:

<b>Mais de uma etapa</b>			
<b>Impactos</b>	<b>(1)</b>	<b>(2)</b>	<b>Programa</b>
Desvalorização imobiliária sobre trechos subterrâneos que apresentarem restrições de uso e ocupação do solo; e de áreas de uso residencial que requeiram um contexto ambiental salutar e aprazível, o qual será afetado pela presença de canteiros de obras e pelo empreendimento em operação, a exemplo da Rua Embuacu	(-)	MN	-
Processo de valorização de imóveis e aquecimento das opeações imobiliárias de áreas beneficiadas pelo aumento da acessibilidade (Vale do Tamanduateí, corredores Anhaia Melo e Heitor penteado e subcentros Vila Gumercindo, Vila Mariana e Tamanduateí)	(-)	MN	-
Expulsão da população de baixa renda e de atividades produtivas menos rentáveis devido ao processo de valorização imobiliária	(-)	MN	-
Quebra das relações de vizinhança e dificuldades de reinserção social da população expulsa	(-)	MN	-
Alterações na estratificação sócio-espacial dos bairros com perda de identidade cultural	(-)	MN	-
Redução de alguma áreas com vegetação arbórea devido a presença de canteiros de obras e demais elementos construídos do empreendimento	(-)	MS	Programa derecomposição da paisagem

(1) Natureza: Positiva (+) ou Negativa (-)

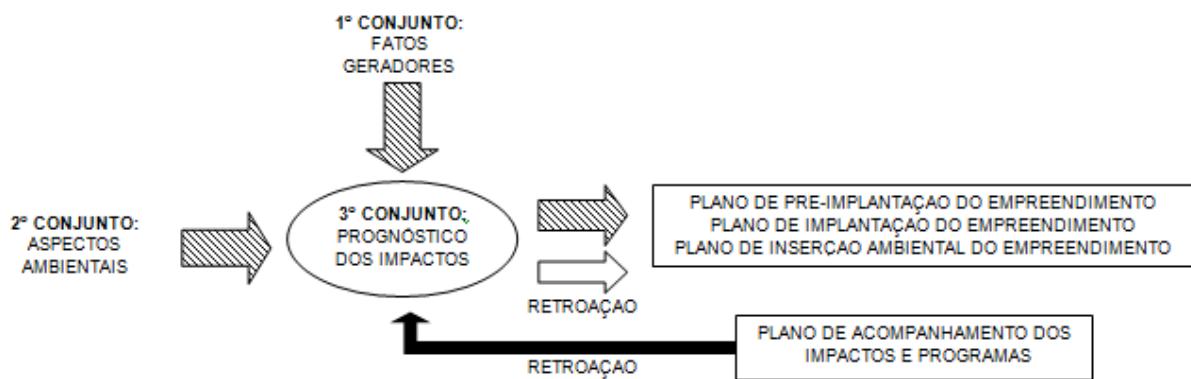
(2) Medida Mitigadora: Sim (MS) ou Não (MN)

Medida Potencializadora: Sim (PS) ou Não (PN)

**Tabela 22 - Síntese dos Impactos: mais de uma etapa**

Os programas descritos nas tabelas acima foram propostos para mitigar os possíveis impactos negativos, e potencializar os impactos positivos. Além de programas que são de responsabilidade única do Metrô, outras instituições especializadas, públicas e privadas, podem e devem se somar ao empreendedor.

Na Figura 81, é possível observar um esquema conceitual do programa de acompanhamento e monitoramento dos impactos causados pela implementação da Linha 2 – Verde.



**Figura 81 - Esquema conceitual do programa de acompanhamento e monitoramento dos impactos**

### 7.3 Quadros prospectivos

A montagem de quadros ambientais prospectivos tem o objetivo de subsidiar a comparação da qualidade ambiental futura, dentro da área de influência, com ou sem a presença do empreendimento, sendo que neste último caso não se considerou o trecho que vai da Vila Madalena à Ana Rosa, que na ocasião da elaboração do EIA já estava implantado ou em construção.

Os quadros prospectivos presentes no EIA da Linha 2 – Verde levavam em consideração que todas as estações propostas estariam em operação e tenham todas as suas interferências absorvidas pela dinâmica do meio ambiente urbano até o ano 2000, quando na realidade só existia o trecho que vai da Vila Madalena até Ana Rosa. Eles nada mais são que premissas e hipóteses sobre os cenários sem empreendimento, com o empreendimento e seus impactos e com o empreendimento e os programas propostos pelo EIA, analisando os aspectos ambientais meio natural (Tabela 23), condições de vida da população (Tabela 24), mercado imobiliário (Tabela 25), infra-estrutura e serviços urbanos (Tabela 26), paisagem urbana (Tabela 27), relações funcionais e atividades produtivas (Tabela 28) e estrutura urbana e uso e ocupação do solo (Tabela 29).

<b>Meio Natural</b>		
<b>Quadro Prospectivo 1</b> <b>Sem o empreendimento</b>	<b>Quadro Prospectivo 2</b> <b>Com o empreendimento e seus impactos</b>	<b>Quadro Prospectivo 3</b> <b>Com o empreendimento e os programas propostos pelo EIA</b>
Manutenção ou piora das condições atuais de qualidade do ar, pelo aumento do tráfego de veículos automotores individuais e coletivos.	Redução localizada da emissão de poluentes no ar, principalmente na Av. Paulista e Av. do Estado, pela diminuição do tráfego de veículos automotores coletivos.	Mesma hipótese anterior.
Manutenção das características naturais do subsolo e solo nas áreas adjacentes ao traçado hipotético da Linha 2 - Verde.	Piora relativa dessas características naturais nas áreas adjacentes aos trechos elevados, estações e pátios, pelas obras de implantação e pela operação da Linha 2- Verde.	Reequilíbrio das características naturais consideradas na hipótese anterior.
	Aumento do nível de ruído nas áreas onde o metrô for elevado, particularmente no trecho Embuacu-Imigrantes, onde o uso do solo é predominantemente residencial.	Controle ao nível de ruído nos trechos mencionados, preservando a qualidade de vida local.

**Tabela 23 - Quadro Prospectivo: Meio Natural**

<b>Condições de Vida da População</b>		
<b>Quadro Prospectivo 1</b> <b>Sem o empreendimento</b>	<b>Quadro Prospectivo 2</b> <b>Com o empreendimento e seus impactos</b>	<b>Quadro Prospectivo 3</b> <b>Com o empreendimento e os programas propostos pelo EIA</b>
Manutenção das condições sócio-econômicas da população, com gradativo processo de alteração na composição sócio-espacial dos bairros mais distantes, especialmente Vila Prudente em decorrência da dinâmica do mercado imobiliário.	Deterioração das condições de vida da população deslocada, e da população de baixa renda, residente em área valorizada pelo aumento da acessibilidade devido ao comprometimento das condições de habitação.	Manutenção das tendências apresentadas na situação sem o empreendimento e melhoria das condições de vida das populações reassentadas em projetos habitacionais.
Manutenção da dinâmica social atual, particularmente em áreas de uso predominantemente residencial (Vila Afonso Celso e Jardim São Miguel).	Arrefecimento de formas de convivência local devido a intensa circulação de população/veículos nas áreas adjacentes às estações.	Manutenção das tendências apresentadas na situação sem o empreendimento com aplicação das possibilidades de convivência local devido ao tratamento urbanístico e paisagístico dado as áreas adjacentes, as estação e trechos em elevado.
Gradativa deterioração de vida da população da área de influência devido ao estrangulamento dos sistemas de transporte coletivo.	Melhoria das condições de vida da população da área de influência devido a facilitação das condições da locomoção.	Manutenção da tendência anterior.

**Tabela 24 - Quadro Prospectivo: Condições de Vida da População**

Mercado Imobiliário		
Quadro Prospectivo 1 Sem o empreendimento	Quadro Prospectivo 2 Com o empreendimento e seus impactos	Quadro Prospectivo 3 Com o empreendimento e os programas propostos pelo EIA
Persistência do ritmo de valorização dos imóveis, segundo as condições do início dos anos 90 de oferta e demanda do mercado imobiliário, com maiores possibilidades de incremento na região da Vila Prudente.	Rápida e intensa valorização de imóveis situados nas áreas beneficiadas pelo aumento do grau de acessibilidade, especialmente no trecho entre as estações Paraíso e Vila Prudente, e na região da Vila Madalena não se aplicando esta hipótese para o trecho da Av. Paulista que já representa uma das áreas mais acessíveis da cidade.	Mesma hipótese anterior.
	Alteração do valor dos imóveis situados ao lado dos elevados do metrô.	Mesma hipótese anterior.

**Tabela 25 - Quadro Prospectivo: Mercado Imobiliário**

Infra-estrutura e Serviços Urbanos		
Quadro Prospectivo 1 Sem o empreendimento	Quadro Prospectivo 2 Com o empreendimento e seus impactos	Quadro Prospectivo 3 Com o empreendimento e os programas propostos pelo EIA
Aumento da sobrecarga no sistema viário, pelo aumento da frota de transporte coletivo na superfície.	Alívio do carregamento no sistema viário, principalmente na Av. Paulista, Av. do Estado e Av. Prof. Luís Inácio de Anhaia Mello.	Mesma hipótese anterior
Manutenção do padrão atual de atendimento dos ônibus e troleibus com progressiva piora, caso a região não receba investimentos em transporte coletivo (corredores e sistemas de média capacidade).	Oferta de um serviço de transporte coletivo de alta capacidade com maior conforto e segurança para cerca de um milhão de viagens/dia.	Mesma hipótese anterior
Baixos investimentos públicos e privados em infra-estrutura e serviços básicos em geral, considerando o quadro recessivo da década de 90 e priorização desses investimentos em outras áreas mais carentes da cidade.	Mesma hipótese anterior.	Mesma hipótese anterior

**Tabela 26 - Quadro Prospectivo: Infra-estrutura e Serviços Urbanos**

<b>Paisagem Urbana</b>		
<b>Quadro Prospectivo 1</b> <b>Sem o empreendimento</b>	<b>Quadro Prospectivo 2</b> <b>Com o empreendimento e seus impactos</b>	<b>Quadro Prospectivo 3</b> <b>Com o empreendimento e os programas propostos pelo EIA</b>
Lentas transformações das estruturas geral e local da paisagem urbana nas áreas adjacentes e no entorno próximo do traçado hipotético da Linha 2 - Verde, maiores e mais rápidas transformações na área da Av. Luís Inácio de Anhaia Mello.	Buscas modificações na estrutura local da paisagem, nas áreas adjacentes aos trechos elevados, estações e pátios da Linha 2 - Verde , com descaracterização dos referenciais utilitários e simbólicos.	Mesma hipótese anterior, podendo-se supor uma recomposição dessa paisagem.
	Maiores e mais rápidas transformações na estrutura geral da paisagem, pelo adensamento nas áreas induzido pelo empreendimento, principalmente em Sacomã, Tamanduateí e Vila Prudente.	Mesma hipótese anterior

**Tabela 27 - Quadro Prospectivo: Paisagem Urbana**

<b>Relações Funcionais e Atividades Produtivas</b>		
<b>Quadro Prospectivo 1</b> <b>Sem o empreendimento</b>	<b>Quadro Prospectivo 2</b> <b>Com o empreendimento e seus impactos</b>	<b>Quadro Prospectivo 3</b> <b>Com o empreendimento e os programas propostos pelo EIA</b>
Crescente terceirização da economia na área de influência, com padrão de distribuição espacial das atividades produtivas semelhante ao atual.	Manutenção da terceirização da economia, com maior densidade de atividades produtivas onde novas vantagens locacionais se manifestarem (Vila Prudente, Sacomã, Vila Mariana e Vila Madalena) alterando a distribuição espacial.	Manutenção da terceirização da economia com reforço e otimização da atração de atividades produtivas na Vila Prudente, Sacomã, Vila Mariana e Vila Madalena.
Persistência do ritmo de expansão dos empregos.	Persistência do ritmo de expansão dos empregos, com maior concentração nos pontos beneficiados pelas vantagens locacionais.	Maior animação do mercado de trabalho, pela indução decorrente dos empreendimentos associados.

**Tabela 28 - Quadro Prospectivo: Relações Funcionais e Atividade Produtivas**

Estrutura Urbana e Uso e Ocupação do Solo		
Quadro Prospectivo 1 Sem o empreendimento	Quadro Prospectivo 2 Com o empreendimento e seus impactos	Quadro Prospectivo 3 Com o empreendimento e os programas propostos pelo EIA
Alterações gradativas na estrutura urbana radio-concêntrica mediante investimentos em obras viárias que se situem em posição perimetral, como o mini-anel viário municipal.	Reforço das tendências de (re)estruturação urbana pela formação de mais um corredor de circulação não radial, abrangendo áreas hoje compartimentadas.	Mesma hipótese anterior
Consolidação dos usos predominantemente terceários, com velocidades e locais de adensamento do solo, segundo os padrões do início da década de 90, eventuais tentativas do governo municipal acelerar a ocupação de áreas adensáveis, num novo patamar, poderão ser comprometidas pelas circunstâncias de economia recessiva do país.	Maior integração viária e funcional entre as áreas de Vila Mariana, Ipiranga e Vila Prudente e destas com as áreas da Av. Paulista - Dr. Arnaldo - Av. Heitor Penteado.	
	Adensamentos induzidos pelos empreendimentos, nas áreas valorizadas pelo aumento de acessibilidade, num ritmo compatível com as condições econômicas nacionais.	Mesma hipótese anterior, supondo-se um maior ordenamento do processo de adensamento e de utilização possível do solo.
	Alteração do tipo de uso e taxa de desocupação do solo em áreas lindeiras dos trechos elevados do metrô.	Mesma hipótese anterior

Tabela 29 - Quadro Prospectivo: Estrutura Urbana e Uso e Ocupação do Solo

É possível perceber que a maioria dos impactos ocorre no meio antrópico, como o deslocamento de famílias das áreas desapropriadas e o deslocamento de famílias e atividades de baixa renda, para regiões mais periféricas, devido à valorização do terreno. Mas muitas das alterações, como o aumento no nível de ruído decorrente do tráfego de trens, poderão comprometer a qualidade ambiental das áreas lindeiras. Portanto verifica-se que nas áreas adjacentes ao empreendimento os impactos manifestam-se de forma negativa e em curto prazo, devendo-se concentrar aí os esforços de mitigação.

As demais porções da área de influência se beneficiarão com a redução do volume de tráfego, sua consequente redução de emissão de poluentes para a atmosfera, além da integração à importantes regiões da cidade, como a Av. Paulista.

## 8. PREVISÃO DE DEMANDA

O estudo de oferta de demanda é essencial para a idealização de novas linhas do Metrô, justificando sua implementação através de valores previstos de demanda que levarão a uma correta avaliação sócio-econômica do problema. Este tipo de estudo norteia toda a implantação de um projeto de transporte urbano, em todos os níveis, e apresenta alto grau de complexidade.

Este trabalho é dividido, geralmente, em quatro partes, sendo elas a pesquisa de origem-destino, modelos de previsão de oferta e demanda, metodologia da análise de dados e resultados, para se determinar ou não a implantação de uma linha, seu traçado, e todo o aspecto tecnológico para atender a demanda à qual a linha foi inicialmente projetada. Serão discutidos estes principais aspectos.

### 8.1 Pesquisa de origem-destino

A principal função da pesquisa origem-destino é conhecer a natureza dos deslocamentos de uma população. Ela hierarquiza os dados em função da origem, destino, modos de transporte, motivos (lazer, trabalho, estudo, etc.) e horários de viagem, além de poder ser associada a outras variáveis como, por exemplo, aspectos de ocupação urbana e características sócio-econômicas da população. Com este tipo de dados, pode-se fazer uma comparação entre as viagens exercidas pela população com a atual oferta de transportes, evidenciando carências na rede e sendo fundamental para a proposta de novas soluções que melhorem o aspecto sócio-econômico da população.

A pesquisa de origem-destino, parte integrante do estudo de oferta e demanda, é essencial no planejamento urbano da Região Metropolitana de São Paulo, sendo realizada a cada dez anos, e eventualmente calibrada em intervalos menores, dependendo da necessidade de atualização de dados, justificada pelo dinamismo da RMSP. Existem alguns problemas para a execução destes estudos, dado o tamanho e complexidade da RMSP, podendo levar o valor do estudo a um custo de milhões de

reais. Outro problema é a confiabilidade dos dados, que dependendo do tipo de entrevista feita aos usuários não captura viagens atípicas na rotina da população como, por exemplo, idas a um cemitério da região, que apesar de ser uma visita rara, não deixa de ser um ponto muitas vezes gerador de alta demanda por transportes. Portanto, deve ser feita da melhor maneira possível, otimizando recursos e gerando confiabilidade nos dados.

Para o projeto de expansão da Linha Verde do Metrô de São Paulo, foi utilizada a pesquisa de origem-destino de 1997 calibrada pelo levantamento feito em 2002, uma vez que durante a pesquisa de 2007 a expansão da linha já estava idealizada. A pesquisa de 2007, cujos dados ainda não foram totalmente compilados e tornados públicos, auxiliará novas expansões e implantações no Metrô de São Paulo.

## 8.2 Modelos de previsão de oferta e demanda

Os modelos de previsão de oferta e demanda são modelos matemáticos, que no caso da Região Metropolitana de São Paulo são extremamente complexos, devido à enorme quantidade de variáveis presentes, compreendendo mecanismos de interação entre o sistema de transporte e o sistema sócio-econômico.

Primeiramente, o modelo dá um tratamento estatístico aos dados de pesquisa origem-destino, sendo configurada então a atual distribuição de viagens na rede, para depois fazer-se uma projeção futura de demanda que norteará o projeto de novas vias de transporte. O Metrô trabalha com modelos divididos em quatro etapas, sendo elas a geração, distribuição, divisão modal e atribuição. Na primeira etapa, é definido o total de viagens produzidas e atraídas para cada zona. Na segunda etapa, as viagens são organizadas em origem e destino. Na terceira etapa, as viagens são alocadas entre os diversos modos possíveis de transporte (coletivos ou individuais), para na quarta e última etapa serem as viagens alocadas na rede, constituindo o modelo de oferta.

Atualmente, com a sofisticação de modelos e incorporação de novas variáveis, como por exemplo, surgimento de integração de modos distintos de transporte

(bilhete único integrando a rede de ônibus com a rede metroviária), as previsões de demanda futura se tornam mais complexas, porém mais confiáveis, levando assim a uma enorme otimização de recursos públicos.

### 8.3 Metodologia da análise de dados

Após a compilação dos resultados dos estudos de demanda e rede de transporte necessária, o Metrô desenvolve uma metodologia de análise de dados para facilitar o entendimento e organização dos mesmos. São criados modelos virtuais para a correta análise matemática, onde a oferta é representada por nós (pontos de origem ou destino), links (ligação entre dois nós) e linhas de transporte.

Se na rede de transporte da Região Metropolitana de São Paulo não houvesse a presença de fatores que afetam a tarifa direta entre dois nós, como por exemplo, o bilhete único, a análise se tornaria menos complexa, adicionando apenas a tarifa em cada nó. Com a presença destes fatores, foi necessária a execução de um novo modo de simulação de cobrança tarifária, baseado em camadas com uma complexa rede de interligações entre elas.

Depois de todo o modelamento da rede de oferta atual, o modelo é calibrado, isto é, seus parâmetros são ajustados de tal forma que os valores estimados para a situação atual, ou ano base do modelo, sejam compatíveis com os valores reais de demanda, obtidos através dos números de operação do sistema. Com o modelo calibrado e a pesquisa origem-destino mais precisa possível, que caracterize o padrão de deslocamentos das pessoas, pode-se estabelecer a relação entre viagens realizadas e motivos para tal, chegando a um modelo de previsão de viagens e criando uma matriz de viagem futura. Elas serão alocadas na rede de transporte proposta e poderá ser feita uma análise da quantidade de demanda atendida.

### 8.4 Resultados

Os resultados obtidos com o estudo de oferta e demanda a partir da pesquisa origem destino de 1997 foram publicados para os anos base 2000 e 2012, para a Linha Verde do Metrô de São Paulo, objeto de estudo do presente trabalho. Nesta publicação, retirada da Biblioteca do Metrô de São Paulo, já são levadas em consideração a operação das linhas Amarela (trecho Butantã – Paulista) e Lilás (trecho Capão Redondo – Largo Treze), e são exibidas na Tabela 30.

Tabela de Demanda na Linha 2 - Verde			
Estação	HORA PICO DA MANHÃ		DIÁRIO
	Embarques	Desembarques	Embarques
Vila Madalena	4.100	8.200	53.000
Sumaré	1.600	2.000	16.000
Clinicas	3.400	5300	37.000
Consolação	5.700	20.400	112.000
Trianon-Masp	4.700	4.400	39.000
Brigadeiro	5.100	8.900	65.000
Paraíso	24.100	9.200	141.000
Ana Rosa	11.500	15.500	116.000
Embuaçu	2.100	2.000	18.000
Imigrantes	2.200	3.400	24.000
Ipiranga	10.200	9.600	85.000
Sacomã	12.700	9.600	96.000
Tamanduateí	11.800	6.900	80.000
Vila Prudente	6.600	3.200	42.000
Vila Alpina	1.700	2.200	17.000
Oratório	8.200	4.900	56.000
<b>Total</b>	<b>115.700</b>	<b>115.700</b>	<b>997.000</b>

Tabela 30 - Demanda para o ano base 2000

Pode-se observar que as estações denominadas Vila Alpino e Oratório ainda não existem no planejamento do Metrô de São Paulo, sendo que a expansão termina na Estação Vila Prudente, objeto de estudo do trabalho. Ademais, a estação denominada Embuaçu, na verdade, é a atual estação Chácara Klabin.

Algumas conclusões podem ser feitas a respeito da Linha Verde, sendo que a principal é a alta taxa de renovação da linha, explicada pela sua forma não radial e cortando grandes centros geradores de viagem, além de estar interligada com outras linhas do Metrô e trens da CPTM. Ademais, um grande volume de passageiros são

usuários desta linha principalmente na altura do corredor da Avenida Consolação/Rebouças, além da grande demanda na região do Paraíso e Ana Rosa.

A justificativa para a expansão em direção aos bairros historicamente afastados do Centro, como por exemplo, a Vila Prudente, é a deficiente ligação que a mesma possui com as regiões centrais da cidade feita por corredores e avenidas, geralmente congestionados e de difícil circulação, além da alta demanda. Todas as estações, a partir da Estação do Ipiranga, possuirão conexão com outros tipos de meios de transporte, entre eles terminais de ônibus e trens da CPTM.

A segunda parte da análise, que já contempla as integrações do Metrô com outras redes (Linha 4, Linha 5, terminais de ônibus e trens da CPTM), além de já ser considerado o efeito do bilhete único, é apresentada abaixo (Tabela 31).

Tabela de Demanda na Linha 2 – Verde								
Estação	HORA PICO DA MANHÃ						DIÁRIO	
	Vila Madalena - Vila Prudente			Vila Prudente - Vila Madalena				
	Embarques	Desembarques	Carregamento	Embarques	Desembarques	Carregamento		
Vila Madalena	3.365	-	3.365	-	5.852	0	35.390	
Sumaré	617	199	3.783	94	2.311	5.852	12.370	
Clinicas	608	208	4.183	72	4.661	8.070	21.310	
Consolação	11.999	1.622	14.560	2.820	17.576	12.659	130.630	
Trianon-Masp	576	3.088	12.048	421	7.806	27.415	45.660	
Brigadeiro	581	1.308	11.321	319	10.399	34.800	48.410	
Paraíso	255	4.894	6.682	16.275	1.313	44.880	87.310	
Ana Rosa	4.927	335	11.274	307	15.881	29.918	82.360	
Chácara Klabin	4.640	2.013	13.901	5.377	8.719	45.492	79.670	
Imigrantes	518	1.926	12.493	1.742	1.113	48.834	20.350	
Ipiranga	105	4.187	8.411	2.923	858	48.205	31.000	
Sacomã	574	3.569	5.416	15.637	2.099	46.140	84.020	
Tamanduateí	1.591	2.984	4.024	21.893	1.184	32.602	106.180	
Vila Prudente	-	4.024	0	11.893	-	11.893	61.120	
<b>Total Sentido</b>	<b>30.357</b>	<b>30.357</b>	<b>-</b>	<b>79.772</b>	<b>79.772</b>	<b>-</b>	<b>845.780</b>	
<b>Total</b>				<b>110.129</b>				

Tabela 31 - Demanda para o ano base 2012

O carregamento principal para as estações de Tamanduateí e Vila Prudente, para o ano de análise 2012, não é de demanda lindeira, e sim de interconexões com a CPTM e terminais de ônibus, constituindo assim um local de renovação,

interconectando a população da zona sul e do ABC Paulista com o centro da cidade, sendo pontos estratégicos.

Esse é o horizonte de análise do Metrô, sendo que análises futuras serão efetuadas a partir de novas pesquisas origem-destino e obedecendo a eventuais modificações do Plano Diretor da cidade.

## 9. ASPECTOS DE PLANEJAMENTO E ORGANIZAÇÃO DA OBRA

O planejamento se caracteriza pelo cálculo antecipado das necessidades e dificuldades do trabalho. Trata-se de uma função administrativa que consiste em coordenar diferentes especialistas para atingir um objetivo comum.

Durante o planejamento, são feitas as previsões orçamentárias e de insumos assim como a programação das atividades das diversas fases da obra através de cronogramas, prazos e metas. Estes itens são atualizados periodicamente pelos relatórios de medição, o que contribui para obtenção do resultado esperado. O planejamento só será efetivo se for acompanhado pelo controle. A previsão inicial permite a tomada de decisões operacionais enquanto o controle permite a reprogramação e correção das previsões.

Tendo em vista estes conceitos, a Companhia do Metropolitano de São Paulo (CMSP) em conjunto com a Construtora Andrade Gutierrez elaborou um programa de atividades estabelecendo prazos e metas que são acompanhados periodicamente e através do qual é feito o controle por parte dos gestores da obra. Este programa está ilustrado na Tabela 32, Tabela 33 e Tabela 34.

ESTAÇÃO VILA PRUDENTE LOTE 8 LINHA 2 - VERDE - CONTROLE DE CRONOGRAMA											DATA: 27/07/09			
UNIDADE PRINCIPAL	SUBTRECHO	UNIDADE CONSTRUTIVA	DISCRIMINAÇÃO DAS ATIVIDADES	REALIZADO		PLANEJADO		FICHAS	SITUAÇÃO	DIAS DE ATRASO		REALIZADO	INDICADOR	
				INÍCIO	TERM.	INÍCIO	TERMINO			INÍCIO	TERM.	%	%	
	GERAL	SERVICOS PRELIMINARES	Liberação da área / Limpeza / arqueologia / Instalação de Canteiro	16/01/2008	09/06/2008	21/01/2008	05/05/2008	50	C	-5	35	100,0	100,0	
		POÇOS DA ESTAÇÃO	Execução de Parede Plástica	12/02/2008	05/04/2008	01/02/2008	16/04/2008	135	C	11	-11	100,0	100,0	
			Execução da Viga de Borda	01/04/2008	30/04/2008	02/04/2008	29/04/2008		C	-1	1	100,0	100,0	
			Escavação e revestimento 1ª fase	16/05/2008	07/08/2008	16/05/2008	13/08/2008		C	0	-6	100,0	100,0	
			Laje de fundo	09/08/2008	14/09/2008	14/08/2008	24/09/2008		C	-5	-10	100,0	100,0	
			Revestimento Secundário	08/10/2008	30/12/2008	01/10/2008	10/01/2009		C	7	-11	100,0	100,0	
			Vigas de Travamento (3x)	12/11/2008	30/12/2008	27/10/2008	09/01/2009		C	16	-10	100,0	100,0	
			Estruturas Internas	01/10/2008		16/01/2009	20/08/2009		A	-107		92,5	93,0	
			Execução de Parede Plástica	27/02/2008	16/04/2008	10/03/2008	15/04/2008	30	C	-12	1	100,0	100,0	
		POÇO NORTE	Execução da Viga de Borda	21/06/2008	04/08/2008	21/06/2008	02/08/2008		C	0	2	100,0	100,0	
			Escavação e revestimento 1ª fase	12/01/2009	04/04/2009	12/01/2009	15/04/2009		C	0	-11	100,0	100,0	
			Laje de fundo	11/04/2009	03/05/2009	16/04/2009	29/05/2009		C	-5	-26	100,0	100,0	
			Revestimento Secundário	05/05/2009		25/03/2009	17/08/2009		A	41		89,9	93,9	
			Estruturas Internas	05/05/2009		06/05/2009	05/10/2009		A	-1		65,0	70,0	
		POÇO DE SAÍDA DE EMERGÊNCIA	Escavação e revestimento 1ª fase	26/06/2008	31/08/2008	30/06/2008	01/09/2008	70	C	-4	-1	100,0	100,0	
			Laje de fundo	18/09/2008	24/09/2008	02/09/2008	17/09/2008		C	16	7	100,0	100,0	
			Revestimento Secundário	24/10/2008	06/04/2009	18/09/2008	04/11/2008		C	36	153	100,0	100,0	
			Estruturas Internas			20/04/2009	27/08/2009		N	98				
		TÚNEL CORPO DA ESTAÇÃO	Escavação Seção Plena e Rev. 1ª fase			27/07/2009	11/08/2009	1	N					
			Revestimento Secundário			19/08/2009	15/09/2009		N					
			Estruturas Internas			16/09/2009	09/10/2009		N					
			Escavação em Side-Drift / Meia-Seção	09/02/2009	23/07/2009	09/02/2009	30/06/2009		C	0	23	97,7	100,0	
			Escavação do Rebaixo	18/06/2009		18/06/2009	27/07/2009		A	0		62,8	71,0	
			Enchimento do Invert			28/07/2009	14/08/2009		N					
			Revestimento Secundário			04/08/2009	01/09/2009		N					
			Plataforma			29/08/2009	28/09/2009		N					
			Escavação em Side-Drift / Meia-Seção	27/06/2009		30/06/2009	04/09/2009		A	-3		14,0	21,2	
			Escavação do Rebaixo			21/08/2009	14/09/2009		N					
		TÚNEL CORPO DA ESTAÇÃO - VIA 2	Enchimento do Invert			08/09/2009	18/09/2009	1	N					
			Revestimento Secundário			19/09/2009	19/10/2009		N					
			Plataforma			07/10/2009	30/10/2009		N					
			Fundações	31/07/2008	17/07/2009	01/08/2008	07/01/2009		C	-1	191	98,4	100,0	
			Estruturas de concreto	06/11/2008		31/07/2008	29/08/2009		A	98		96,0	97,0	
			Fundações	30/09/2008	13/11/2008	08/01/2009	11/02/2009		C	-100	-90	100,0	100,0	
			Estruturas de concreto			01/08/2009	29/09/2009		N					
			Fundações	29/10/2008	28/11/2008	12/02/2009	18/03/2009		C	-106	-110	100,0	100,0	
			Estruturas de concreto	12/05/2009		18/05/2009	08/09/2009		A	-6		50,0	50,0	
	LAS TÉCNICAS E GALERIAS	SALAS TÉCNICAS	TÚNEL CORPO DA ESTAÇÃO - VIA 1					42						
		GALERIAS DE EXAUSTÃO 1 E 2												

Tabela 32 - Controle de cronograma (27/07/2009) PARTE I

ESTAÇÃO VILA PRUDENTE LOTE 8 LINHA 2 - VERDE - CONTROLE DE CRONOGRAMA

DATA:  
27/07/09

UNIDADE PRINCIPAL	SUBTRECHO	UNIDADE CONSTRUTIVA	DISCRIMINAÇÃO DAS ATIVIDADES	REALIZADO		PLANEJADO		FICHAS	SITUAÇÃO	DIAS DE ATRASO		REALIZADO		INDICADOR		
				INÍCIO	TÉRM.	INÍCIO	TERMINO			FV	FNCE	Não iniciada=N Em andamento=A Paralisada=P Concluída=C	INÍCIO	TÉRM.		
	S4		GALEIRAS DE INSERÇÃO DE SERVIÇOS OS PRELIMINARES	Fundações	26/11/2008	05/02/2009	19/03/2009	06/05/2009				C	-113	-90	100,0	100,0
				Estruturas de concreto			01/08/2009	17/11/2009				N				
				Instalação de Canteiro / Demolições / Remanejamento de Interferências	19/04/2008	27/06/2008	14/04/2008	24/04/2008	12			C	5	64	100,0	100,0
				Execução da Viga de Borda	05/05/2008	15/05/2008	25/04/2008	15/05/2008				C	10	0	100,0	100,0
				Escavação + Revestimento Primário	11/06/2008	24/07/2008	11/06/2008	24/07/2008				C	0	0	100,0	100,0
				Emboque do túnel de acesso	28/07/2008	09/08/2008	12/07/2008	21/07/2008				C	16	19	100,0	100,0
				Laje de fundo	26/07/2008	27/07/2008	21/07/2008	05/08/2008				C	5	-9	100,0	100,0
				Escavação + Revestimento Primário	20/08/2008	10/10/2008	16/08/2008	15/09/2008				C	4	25	100,0	100,0
				Rebaixo parcial	20/08/2008	10/10/2008	15/09/2008	26/09/2008				C	-26	14	100,0	100,0
				Arco Invertido Definitivo	24/10/2008	08/11/2008	26/09/2008	08/10/2008	41			C	28	31	100,0	100,0
				Portal para emboque de túneis	10/11/2008	02/12/2008	08/10/2008	20/10/2008				C	33	43	100,0	100,0
				Fechamento do poço			01/02/2010	09/02/2010				N				
			TRATAMENTO EM JOV	Tratamento vertical do maciço em JGV	16/08/2008	08/11/2008	18/08/2008	25/10/2008	14			C	-2	14	100,0	100,0
			COLETOR DE ESGOTO	Execução da obra	03/05/2009		30/04/2009	31/10/2009				A	3		69,5	69,5
				Escavação Seção Plena e Rev. 1ª fase	22/04/2009		21/04/2009	25/08/2009				A	1		61,9	68,0
				Enchimento do Invert			25/08/2009	25/09/2009				N				
				Estrutura de concreto do pilar central	20/06/2009		15/06/2009	09/09/2009				A	5		10,8	39,6
				Revestimento Secundário	15/06/2009		15/06/2009	23/09/2009				A	0		20,7	39,6
				Passarela de Emergência			31/08/2009	30/09/2009				N				
				Escavação Seção Plena e Rev. 1ª fase	13/07/2009		13/07/2009	15/10/2009				A	0		2,6	10,3
				Enchimento do Invert			20/07/2009	16/10/2009				N	7			
				Revestimento Secundário			19/09/2009	24/10/2009				N				
				Passarela de Emergência			22/09/2009	30/10/2009				N				
				Escavação Seção Plena e Rev. 1ª fase	24/01/2009	19/05/2009	07/11/2008	31/01/2009				C	78	108	100,0	100,0
				Enchimento do Invert	30/05/2009		22/05/2009	01/07/2009				A	8	26	88,0	88,0
				Revestimento Secundário	27/05/2009		03/06/2009	20/07/2009				A	-7	7	82,5	82,5
				Passarela de Emergência	24/07/2009		30/06/2009	28/07/2009				A	24			3,9
				Escavação	03/12/2008	28/01/2009	17/10/2008	27/11/2008				C	47	62	100,0	100,0
				Enchimento do Invert			28/07/2009	08/08/2009				N				
				Revestimento Secundário			15/08/2009	01/09/2009				N				
				Passarela de Emergência			11/09/2009	28/09/2009				N				
				Escavação Seção Plena e Rev. 1ª fase	06/12/2008	19/04/2009	09/12/2008	07/03/2009				C	-3	43	100,0	100,0
				Enchimento do Invert	15/05/2009		08/05/2009	01/07/2009				A	7		88,0	88,0
				Revestimento Secundário	24/07/2009		21/07/2009	12/08/2009				A	3		1,0	15,5
				Passarela de Emergência			07/08/2009	29/08/2009				N				

Tabela 33 - Controle de cronograma (27/07/2009) PARTE II

ESTAÇÃO VILA PRUDENTE LOTE 8 LINHA 2 - VERDE - CONTROLE DE CRONOGRAMA											DATA: 27/07/09		
UNIDADE PRINCIPAL	SUBTRECHO	UNIDADE CONSTRUTIVA	DISCRIMINAÇÃO DAS ATIVIDADES	REALIZADO		PLANEJADO		FICHAS	SITUAÇÃO	DIAS DE ATRASO	REALIZADO		INDICADOR
				INÍCIO	TERM.	INÍCIO	TÉRMINO				ANTERIOR	ATUAL	
	TÚNEL S1	TÚNEL VILA PRUDENTE - 29m CANTO DIREITO A VILA PRUDENTE - 29m	Escavação	23/12/2008	16/04/2009	09/02/2009	20/03/2009	7	C N N N	-48	27	100,0	100,0
			Enchimento do Invert			17/09/2009	29/09/2009						
			Revestimento Secundário			30/09/2009	17/10/2009						
			Passarela de Emergência			19/10/2009	05/11/2009						


 Em andamento  
 Dias de atraso em relação à data prevista  
 Concluída

FV = Ficha de Verificação, emitida pelo Técnico de Obras  
 FNCE = Ficha de Não-Conformidade de Execução,  
 emitida pelo Engenheiro, sobre NC não sanada.

**Tabela 34 - Controle de cronograma (27/07/2009) PARTE III**

Um aspecto importante a ser levantado é a opção pela execução de um poço auxiliar (Poço Cavour) que permitiu a criação de novas frentes de trabalho acelerando andamento da obra resultando em um ganho de tempo e redução do prazo de execução da obra. Esta decisão foi tomada a partir do momento em que foi resolvido que os dois poços da estação não iriam ser escavados concomitantemente por motivos de segurança e que tal medida acarretaria um aumento no prazo de execução da obra.

Outro fato interessante foi a diferença entre a concretagem dos Poços Norte e Sul. Enquanto o primeiro foi sendo armado e concretado em patamares através de formas trepantes, o segundo passou por um processo completo de armação (o poço inteiro foi armado desde fundo até o topo do poço) e concretado posteriormente. A adoção desta segunda solução resultou também em uma redução de prazo.

## 9.1 Organização do canteiro

Um canteiro bem organizado propicia redução de perdas de materiais (comuns em transporte e estocagens), otimização de horas de mão-de-obra nas frentes de trabalho e utilização de equipamentos. O período ideal de entrega dos materiais deve evitar situações problemáticas como: local inadequado para armazenagem, custo de

manutenção por estoque excessivo, paralisação por falta da entrega, entrega simultânea com redução da produtividade.

O planejamento do canteiro, se bem executado, permite: uma melhor organização para execução da obra, tomada de decisões estratégicas, acréscimo de produtividade, estabelecimento de referencial de prazo, controle e auxílio na limpeza e segurança da obra em questão.

Salienta-se que problemas como: grande variedade de materiais e componentes, grande variedade de fabricantes, construtores, órgãos públicos, projetistas, etc., problemas no projeto (incompleto ou mal detalhado), podem prejudicar e comprometer o andamento da obra, dificultando o planejamento do canteiro.

No caso específico da Estação Vila Prudente, a CMSP contou com uma área relativamente grande com cerca de 16.800,00 m<sup>2</sup> para instalação do canteiro de obras, ilustrado na Figura 82. Esta área ainda contava com um galpão de uma antiga indústria da região e que permitiu o estoque de materiais sem que houvesse exposição dos mesmos às condições agressivas do meio ambiente.

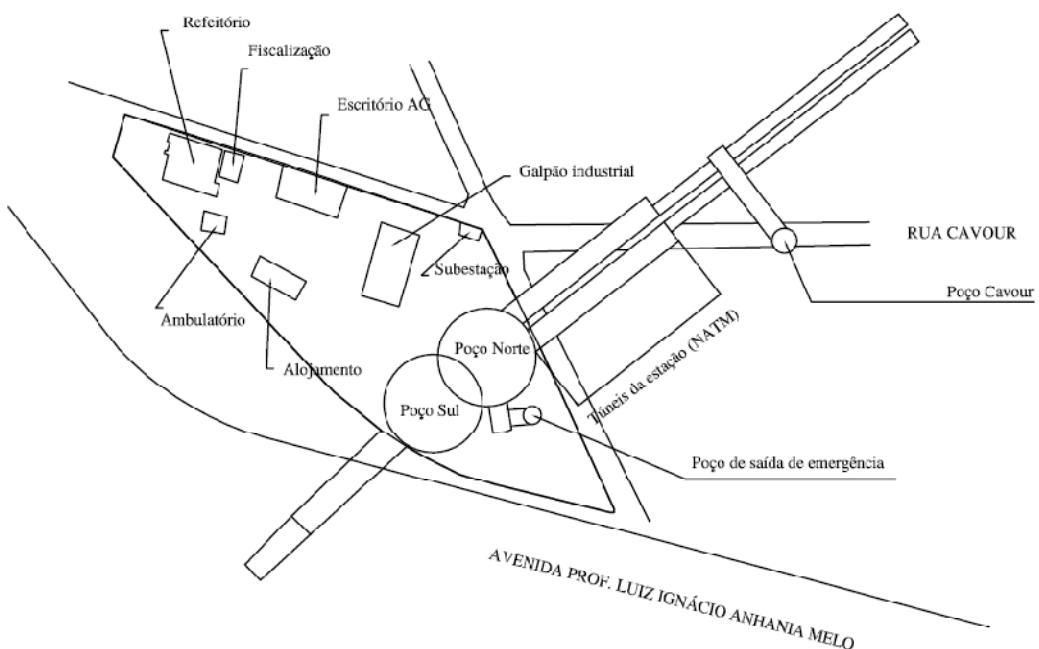


Figura 82 - Croqui do canteiro de obra

O canteiro de obra se mostrou bem distribuído com boas instalações dos escritórios tanto da CMSP quanto da Andrade Gutierrez, vestiários, salão de jogos, vagas para estacionamento, portaria eletrônica e locais diversos para estoque de materiais, montagem de formas, armações, entre outras atividades. Podemos observar também que o grande espaço permitiu que houvesse um bom planejamento acerca da distribuição dos maquinários e equipamentos durante as diversas fases da obra, permitindo, portanto a adoção de boas e efetivas estratégias durante a construção dos poços e dos túneis da estação. Um croqui do canteiro de obra é ilustrado pela Figura 82 onde se mostra a localização dos poços e algumas instalações pertinentes.

Vale lembrar que nem sempre é possível a obtenção de áreas amplas para instalação de um canteiro de obra fato este que pode onerar e tornar difícil o planejamento da obra como um todo. Áreas relativamente pequenas podem necessitar da locação de edifícios vizinhos para instalação de algumas centrais e escritórios necessários para o bom andamento da obra. Caso como este pode ser presenciado em outra estação da mesma Linha 2 Verde do Metrô de São Paulo: a Estação Sacomã.

Da Figura 83 à Figura 88 podemos visualizar a disposição e distribuição do canteiro de obra e nelas é possível observar o amplo espaço disponível para as instalações citadas anteriormente.



Figura 83 - Ponte rolante da Andrade Gutierrez



**Figura 84 - Galpão industrial utilizado para estoque de materiais**



**Figura 85 - Estoque de aço**



**Figura 86 - Distribuição de algumas máquinas e materiais (poço de saída de emergência à esquerda)**



**Figura 87 - Informativo sobre qualidade, meio ambiente, saúde, segurança e responsabilidade social**



**Figura 88 - Alojamento**

## 9.2 Procedimentos de segurança adotados

### 9.2.1 Dados gerais

Em 2003, a OIT (Organização Internacional do Trabalho, relatou que 60.000 dos 355.000 acidentes de trabalho fatais que acontecem em cada ano no mundo, ocorrem em obras de construção, valor correspondente à 17% dos acidentes.

Setor de atividade econômica	Quantidade de Acidentes de Trabalho Registrados				
	Ano	Total	Motivo		
Construção			Típico	Trajeto	Doenças do Trabalho
1998	31.959	29.060	1.963	936	
1999	27.826	24.950	2.008	868	
2000	25.536	22.637	2.112	787	
2001	25.446	22.557	2.154	735	
2002	28.484	25.029	2.532	923	
2003	25.980	22.686	2.421	873	
	2004	28.540	24.735	2.820	985
					314

**Tabela 35- Quantidade de acidentes de trabalho registrados (Fonte: BEAT, INSS/Anuário Brasileiro de Proteção 2006)**

Pela Tabela 35, podemos observar que há uma redução no total de acidentes e óbitos ocorridos com o passar dos anos. Isso deve-se ao fato da criação de normas e regulamentações para atividades de trabalho. Assim atividades que antes ofereciam grandes danos a saúde e risco de acidentes passaram a ter um maior cuidado em suas operações.

#### *9.2.2 Procedimentos de segurança adotados na obra em estudo*

##### *✓ Equipamentos de Proteção Individual*

É obrigatório o uso de EPI's (equipamentos de proteção individual) em certas áreas do canteiro. Seu uso pode ser melhor explicitado na Tabela 36. Todas as áreas devem ser devidamente sinalizadas enfatizando os EPI de uso obrigatório tanto dos funcionários que trabalham permanentemente no local como também dos funcionários e visitantes que estão apenas de passagem.

Também é realizado constantemente um serviço de inspeção, manutenção e recuperação de EPI, visando à manutenção das características originais e o melhor aproveitamento dos equipamentos, reduzindo ainda o seu desperdício.

DESCRÍÇÃO	USO	MARCAS PREFERENCIAIS
Capacete de segurança tipo V-GARD	Toda Obra	Duráveis, MSA.
Óculos de segurança em policarbonato contra impacto, com proteção lateral.	Toda Obra	Uvex e Weld Steel
Protetor auricular de espuma, com cordão plástico, tipo plug de inserção, expansão.	Locais acima de 80 d(B)	3 M / HOWARD LEIGHT
Protetor facial com coroa plástica regulável e lente incolor em acrílico 8"	Trabalhos com lixadeiras, furadeiras, esmeril, plaina e serra circular.	MSA, Duráveis
Máscara contra material particulado poeira	Túneis, poços, manuseio materiais finos.	3 M
Máscara contra partículas tóxicas – 8720 da 3 M	Área de Túneis, poços,	3 M
Protetor auricular tipo concha, arco rotativo de plástico e concha acústica de plástico.	Locais acima de 80 Db	Howard Leight
Óculos para maçariqueiro	Trabalhos de corte e solda	Silo
Botina de segurança, de couro com biqueira e palmilha de aço, solado vulcanizado. Botina de segurança, de couro e biqueira de aço.	Todas as áreas da obra.	Marluvas, Bracol, Safetline e Fujiwara.
Botina de segurança, de couro sem palmilha e sem biqueira de aço, solado vulcanizado.	Eletricistas e Administrativo.	Marluvas, Bracol, Safetline e Fujiwara.
Bota de PVC forrada internamente com malha de nylon, com biqueira e palmilha de aço.	Áreas úmidas, agentes corrosivos e manuseio e transporte de produtos químicos.	Alpargatas
Luvas de raspa, cano longo e cano curto.	Onde haja risco de queimaduras, corte, perfurações nas mãos e antebraço.	Levert, RB
Luvas anti-vibração	Para atividades com utilização de marteletes elétricos ou pneumáticos	Jobe Luv
Luvas de PVC com revestimento interno de tecido de algodão.	Onde haja risco de queimadura das mãos por produtos químicos corrosivos.	MSA, Duráveis

Luvas de borracha Classe II.	No interior de subestações e trabalhos em alta tensão trabalho	Orion e North
Cinto de segurança tipo pára-quedista.	Superior a 2 metros de altura.	Huzimet, FESP.
Camisas de brim, cor amarela mangas curtas / longas.		Conesul
Cinto de eletricista		Fergon Master / FESP

**Tabela 36 - Principais EPI utilizados na obra**

✓ *Plano de Atendimento a emergencias (PAE)*

O Plano de Atendimento a Emergências tem como objetivo descrever procedimentos e definir responsabilidades e deveres de todos os envolvidos (equipe de emergência, funcionários e terceiros), quando da ocorrência de situações de emergência, visando a um pronto atendimento de forma organizada, anulando ou minimizando suas consequências.

Diversos pontos da obra possuem avisos sobre seu status (Figura 89), que devem sempre permanecer como normal, caso contrário, o Coordenador de Emergência deve ser avisado para iniciar o processo de atendimento às emergências.



**Figura 89 - Cartaz na obra sobre seu status quanto ao PAE**

Cenário emergencial são situações críticas, perigosas ou incidentes que possam ocorrer na obra, capazes de desencadear danos materiais e/ou humanos passíveis de serem mitigados com a adoção de ações emergenciais adequadas.

As emergências são classificadas em 3 níveis:

- Nível 1: ATENÇÃO – Geralmente verificado através de instrumentação e observação em campo e que pode ser combatido e atendido com os recursos internos do empreendimento.
- Nível 2: ALERTA – Evento que pode ser combatido e atendido com os recursos internos à unidade (uso de extintores e brigadistas)
- Nível 3: INTERVENÇÃO – Evento que necessita de recursos externos à unidade, porém no nível local (Ex: CET, Eletropaulo, SABESP)

Para gerenciamentos dos riscos, foram elaborados Procedimentos Operacionais baseados nos Cenários Emergenciais com alto potencial para causar danos à integridade física dos funcionários da obra. Nesses procedimentos, é possível encontrar toda a seqüência executiva das ações e por quem deve ser realizada cada etapa.

Abaixo, encontra-se a lista de Procedimentos Operacionais e suas devidas caracterizações emergenciais:

#### Grupo 1: Cenários Emergenciais

- Incêndios (Emergências Nível 2)
- Soterramento Túneis (Emergências Nível 2)
- Soterramento Taludes (Emergências Nível 2)
- Colapso de Túneis (Emergências Nível 2 ou 3)

#### Grupo 2: Ações Emergenciais

- Primeiros Socorros (Emergências Nível 2 ou 3)
- Resgate de Acidentados (Emergências Nível 2 ou 3)
- Abandono de Área (Emergências Nível 2 ou 3)
- Isolamento de Área (Emergências Nível 2 ou 3)

### 9.3 Quantitativo dos principais insumos

Por uma questão de política de divulgação de informações, a CMSP fornece apenas as quantidades de material utilizadas para os diversos serviços das obras da Estação da Vila Prudente referentes ao Lote 8 – Linha 2 do trecho entre o km 30,455 e 30,789. Os preços pagos pelos serviços, pelos motivos supracitados, não são contemplados nas tabelas a seguir.

Apresentam-se, da Tabela 37 à Tabela 42, quantidades de insumos separadas pelos diversos tipos de serviço:

SERVIÇO	UN.	QUANTIDADE
<b><u>SERVIÇOS PRELIMINARES</u></b>		
<b>DEMOLIÇÕES</b>		
Demolição de concreto simples	m <sup>3</sup>	50,00
Demolição de concreto armado	m <sup>3</sup>	50,00
Demolição de pavimento de concreto asfáltico	m <sup>3</sup>	125,00
Demolição de sarjetas	m <sup>3</sup>	125,00
Remoção de guias	m <sup>3</sup>	50,00
Transporte de guias	mxkm	10.000,00
Demolição de concreto de revestimento	m <sup>3</sup>	2.299,83
<b>CANTEIRO</b>		
Container	m <sup>2</sup> xmês	1.320,00
Edifícios Administrativos	m <sup>2</sup>	600,00
Edifícios de Produção	m <sup>2</sup>	422,00
Edifícios Complementares	m <sup>2</sup>	816,00
Rede básica de água, esgoto e drenagem	gl	1,00
Rede básica para luz, força e telefone	gl	1,00
Tapume móvel h=1,15m com compensado	m	175,00
Tapume fixo h=2,20 com compensado	m	350,00
Pintura de tapumes e instalações provisórias	m <sup>2</sup>	1.200,00
Depósito descoberto com piso de concreto desempenado	m <sup>2</sup>	200,00
Área com recobrimento de brita e pedrisco	m <sup>3</sup>	200,00
Operação, manutenção, limpeza e vigilância do canteiro	gl	1,00
Muro provisório pré-moldado para fechamento	m	100,00

**Tabela 37 - Quantitativo de insumos: serviços preliminares**

SERVIÇO	UN.	QUANTIDADE
<b>MOVIMENTO DE TERRA</b>		
<b>PREPARO DO TERRENO</b>		
Raspagem e limpeza do terreno	m <sup>2</sup>	4.000,00
Escavação mecânica	m <sup>3</sup>	2.970,18
Espalhamento de terra	m <sup>3</sup>	112.771,56
<b>ESCAVAÇÃO</b>		
Escavação em trincheiras e estações subterrâneas	m <sup>3</sup>	67.027,30
Escavação de túnel e estação pelo sistema "mineiro"	m <sup>3</sup>	39.993,08
<b>TRANSPORTE</b>		
Transporte de terra dm=20km	m <sup>3</sup> xkm	2.255.431,20

**Tabela 38 - Quantitativo de insumos: serviços preliminares**

SERVIÇO	UN.	QUANTIDADE
<b><u>FUNDAÇÕES E REBAIXAMENTO</u></b>		
<b>ESTRONGAMENTO, ESTAQUEAMENTO E TRAVAMENTO COM PERFIS METÁLICOS</b>		
Fornecimento de perfis metálicos posto obra	t	117,40
Carga de perfis metálicos	t	111,60
Descarga de perfis metálicos	t	111,60
Transporte de perfis metálicos	txkm	1.116,00
Cravação de perfis metálicos de até 2I-18" ou H-400, inclusive	t	11,42
Montagem de estroncamento	t	111,60
Desmontagem de estroncamento	t	111,60
<b>PAREDE DIAFRAGMA</b>		
Escavação com fornecimento e aplicação de bentonita	m <sup>3</sup>	2.781,00
Execução de parede diafragma	m <sup>3</sup>	1.335,00
<b>REBAIXAMENTO DE LENÇOL FREÁTICO E DRENAGEM</b>		
Perfuração rotativa com circulação reversa para furos de $\phi$ 40cm	m	1.224,00
Instalação de poço gravitacional perfurado com $\phi$ 40cm	m	1.224,00
Instalação de ponteira filtrante até $\phi$ 1 1/2" em pré-furo	un.	305,00
Instalação de bomba submersa, controle automático e sistema de alarme	un.	56,00
Instalação do conjunto de bombas para ponteiras filtrantes	HP	61,25
Instalação de tubos coletores para ponteiras filtrantes com $\phi$ 4"	m	257,50
Instalação de tubos coletores para ponteiras filtrantes com $\phi$ 6"	m	281,60
Instalação de hidrômetro de 10m <sup>3</sup> /h	un.	56,00
Instalação de gerador de emergência	un.	5,00
Disponibilidade de bomba submersa com capacidade Q<=7,5m <sup>3</sup> /h	un.xdia	540,00
Operação de bomba submersa com capacidade Q<=7,5m <sup>3</sup> /h	un.xdia	4.320,00
Disponibilidade de gerador de emergência	kVAxdia	12.002,50
Operação de gerador de emergência	kVAxh	8.504,50
Operação do conjunto de bombas para ponteiras	HPxdia	4.568,75
Controle de rebaixamento	dia	339,00
Manta geotêxtil	m <sup>2</sup>	600,00
Dreno horizontal profundo	m	2.513,25
Instalação e operação de bombas de vácuo para DHP	HPxdia	4.975,00

**Tabela 39 - Quantitativo de insumos: fundações e rebaixamento**

SERVIÇO	UN.	QUANTIDADE
<b>CONCRETO ARMADO</b>		
<b>CONCRETO ARMADO</b>		
Concreto 8,0<=fck<12,0MPa	m <sup>3</sup>	10,00
Concreto 15,0<=fck<18,0MPa	m <sup>3</sup>	4.939,54
Concreto 20,0<=fck<24,0MPa	m <sup>3</sup>	50,60
Concreto 24,0<=fck<27,0MPa	m <sup>3</sup>	1.335,00
Concreto 30,0<=fck<34,0MPa	m <sup>3</sup>	16.612,19
Concreto 34,0<=fck<37,0MPa	m <sup>3</sup>	1.203,77
Argamassa de couli	m <sup>3</sup>	1.446,00
Fornecimento e aplicação de concreto projetado 30,0<=fck<34,0MPa	m <sup>3</sup>	8.535,00
Lançamento de concreto	m <sup>3</sup>	22.816,10
<b>FORMAS</b>		
Forma para túnel e estação subterrânea	m <sup>2</sup>	12.341,76
Forma para estações e edifícios	m <sup>2</sup>	20.101,75
Cimbramento	m <sup>3</sup>	67.272,82
<b>AÇO</b>		
Aço CA-50 - fornecimento para parede diafragma moldada in loco	t	95,70
Aço CA-50 - fornecimento e colocação	t	1.638,87
Tela metálica	t	88,82
Retirada de cambotas metálicas	t	1,00
Fabricação de cambotas treliçadas	t	111,21
Colocação de cambotas treliçadas	t	111,21
Enfilagem tubular injetada	kg	30.281,03
Enfilagem tubular em PVC injetada	m	100,00
Injeção com calda de cimento	m <sup>3</sup>	175,64
Enfilagem tipo Jet Grouting horizontal 0,30m<=φ<0,50m	m	2.800,00
Enfilagem tipo Jet Grouting horizontal 0,50m<=φ<0,80m	m	19.197,12
Perfuração para colunas de Jet Grouting vertical φ>=80m sem injeção	m	1.370,00
Injeção de calda de cimento para tipo Jet Grouting vertical φ>=80m sem injeção	m <sup>3</sup>	689,11
<b>SERVIÇOS COMPLEMENTARES</b>		
Barra para eliminação de corrente de fuga	t	9,39

**Tabela 40 - Quantitativo de insumos: concreto armado**

SERVIÇO	UN.	QUANTIDADE
<b>IMPERMEABILIZAÇÃO</b>		
<b>IMPERMEABILIZAÇÕES</b>		
Impermeabilização flexível com manta termoplástica para túnel	m <sup>2</sup>	12.931,95
Impermeabilização flexível com manta asfáltica estruturada	m <sup>2</sup>	1.599,10

**Tabela 41 - Quantitativo de insumos: impermeabilização**

SERVIÇO	UN.	QUANTIDADE
LASTROS Lastro de pedra britada	m <sup>3</sup>	783,95

**Tabela 42 - Quantitativo de insumos: lastros**

Através dos números apresentados é possível se ter uma idéia da grandeza da obra e da quantidade de insumos necessários para realização de um empreendimento desse porte.

Pode-se resumir a porcentagem do custo dos serviços em relação ao custo total da obra como sendo:

- Serviços preliminares: Demolições, Canteiro de Obras = 5,16% do custo total;
- Movimento de Terra: Preparo do terreno, Escavações, Transporte de terra = 12,7% do custo total;
- Fundações e Rebaixamentos: Paredes diafragmas, Rebaixamentos de lençol freático e drenagens = 8,7% do custo total;
- Concreto Armado: Concretos, Formas, Aço = 51,2% do custo total;
- Impermeabilizações: Estação e Túneis da Estação, exceto túneis de via = 2,3% do custo total;
- Serviços de Terceiros = 7,2% do custo total;
- Acabamentos = 6,1% do custo total.

A CMSPI em conjunto com a Andrade Gutierrez S.A. emite um “Diário de Evolução a Obra – DEO” onde os recursos alocados na obra são ilustrados. Com os diversos DEO’s emitidos, é possível montar uma tabela e um gráfico com a evolução da força de trabalho com o tempo e as diversas fases da obra (Figura 90).

Os números apresentados no DEO, assim como os tipos de recursos, se alteram de acordo com a fase e o período da obra em questão. Através da Tabela 43 e da Figura 90, percebemos que a obra atingiu um número máximo de aproximadamente 604 funcionários em agosto de 2009 devido à execução de uma grande variedade de serviços na obra e devido à subcontratação de mão de obra para armação da laje de fundo do Poço Sul.

## Acompanhamento da Evolução da Força de Trabalho – Lote 8

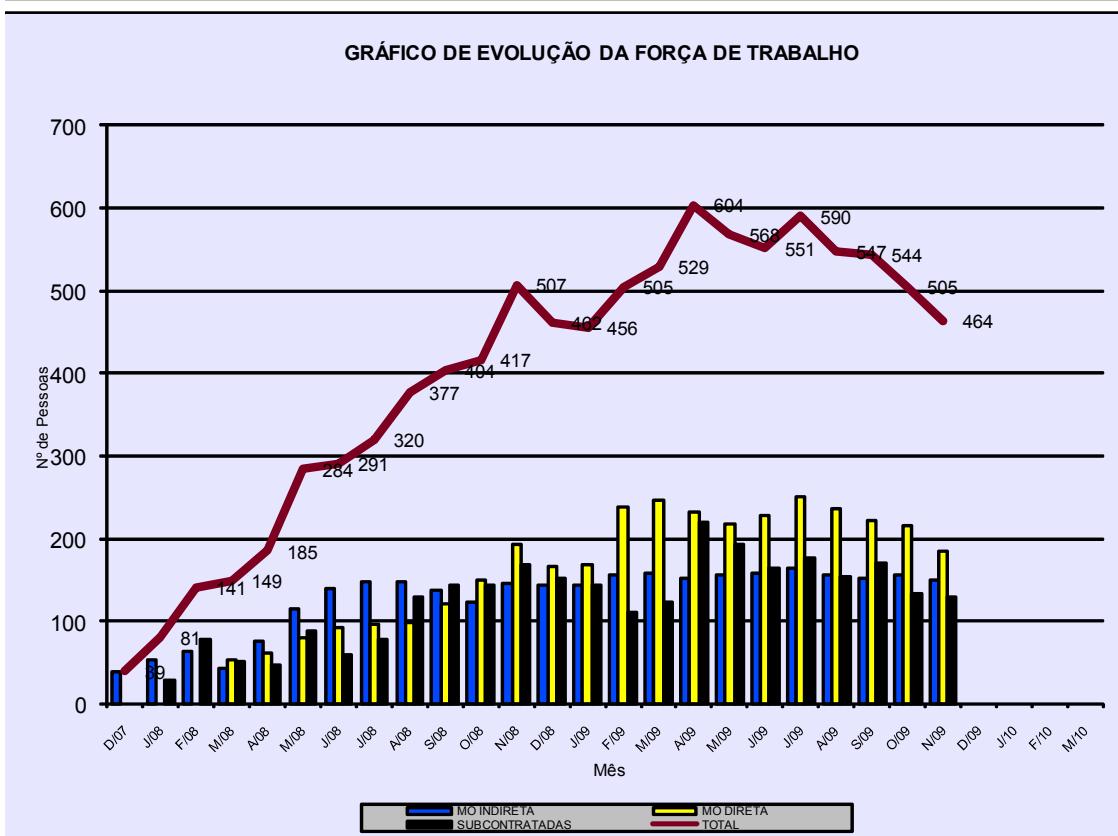
Mês/Ano	FORÇA DE TRABALHO			TOTAL
	MO INDIRETA	MO DIRETA	SUBCONTRATADAS	
1 D/07	39		0	39
2 J/08	53		28	81
3 F/08	63		78	141
4 M/08	43	54	52	149
5 A/08	76	62	47	185
6 M/08	114	81	89	284
7 J/08	139	93	59	291
8 J/08	147	96	77	320
9 A/08	148	99	130	377
10 S/08	138	122	144	404
11 O/08	124	149	144	417
12 N/08	145	194	168	507
13 D/08	144	167	151	462
14 J/09	144	168	144	456
15 F/09	156	239	110	505
16 M/09	159	246	124	529
17 A/09	152	232	220	604
18 M/09	157	217	194	568
19 J/09	159	228	164	551
20 J/09	164	250	176	590
21 A/09	157	236	154	547
22 S/09	152	221	171	544
23 O/09	156	215	134	505
24 N/09	150	185	129	464

**Tabela 43 - Acompanhamento da evolução da força de trabalho**

# RELATÓRIO DE ACOMPANHAMENTO GERENCIAL – LOTE 8

Atualizado para: 15/11/09

## EVOLUÇÃO DA FORÇA DE TRABALHO



## COMENTÁRIOS

MAI/08	Aumento significativo da MOD e Subcontratados, devido ao início das escavações do Poço Sul e frente do Poço Cavour.
AGO/08	Aumento significativo gerado pela mão de obra subcontratada (Carmello) para armação da laje de fundo do Poço Sul.
NOV/08	Aumento significativo da MOD da AG, devido ao início das várias frentes de obra.

Figura 90 - Evolução da força de trabalho

## 10. CONCLUSÕES

Os conhecimentos obtidos através de bibliografias e de conversas com engenheiros que trabalham na área de obras enterradas, tanto em projetos quanto na obra propriamente dita permitiram que uma boa análise crítica sobre os projetos da Estação Vila Prudente fosse realizada. Ao longo deste trabalho foram analisadas diversas hipóteses adotadas pela projetista, muitas das quais sem embasamento teórico consistente. A seguir estão resumidas estas análises:

- O efeito do rebaixamento do lençol freático ao redor da estação através de poços de bombeamento considerado é bastante equivocado uma vez que se desprezou a presença de camadas argilosas, cuja drenagem é inviável pela técnica empregada. Dessa forma, considerar a total ausência de empuxos hidrostáticos atuando no revestimento primário é contra a segurança, uma vez que eles existem nos trechos em contato com camadas argilosas;
- O cálculo do diagrama de tensões de solo atuante nas paredes dos poços foi feito de maneira evolutiva, ou seja, considerando-se os deslocamentos e deformações da estrutura e do maciço ao longo das diversas fases de escavação. Procedendo-se desta forma, a projetista obteve um diagrama de tensões mais próximo da realidade, já considerando o arqueamento do maciço;
- O dimensionamento do revestimento primário dos poços foi feito em uma análise tridimensional, com um carregamento igual ao redor dos poços, o que dispensa a utilização de molas como modelo representativo do solo;
- O motivo da majoração do diagrama de tensões de solo dos poços em 1,35 vezes não foi devidamente explicado pela projetista, mas ajudou a amenizar os efeitos negativos das hipóteses precipitadamente adotadas citadas anteriormente;
- Em relação ao projeto dos túneis da estação, considera-se a avaliação feita pela projetista como não sendo totalmente satisfatória, uma vez que o mesmo não contempla algumas etapas básicas de análise, principalmente a verificação da frente da escavação, um problema tridimensional analisado bidimensionalmente;
- Em termos de dimensionamento, deve-se dizer que o revestimento primário

proposto pela projetista possui uma espessura condizente para túneis de tal seção transversal. Entretanto, as simulações computacionais indicaram a presença de esforços de flexão consideráveis para um túnel, os quais foram desconsiderados nos cálculos. De fato, sabe-se que se o formato da seção de um túnel for próximo da funicular dos carregamentos e seu revestimento for razoavelmente flexível, como é o caso do concreto projetado, não haverá momentos fletores relevantes. Nos programas computacionais comumente utilizados, não é possível se calcular a segunda ordem, ou seja, sempre haverá momentos fletores. O único cuidado que deve ser tomado é verificar se os esforços cortantes e flexionais resultantes provêm apenas dessa incapacidade dos softwares ou de erros nos dados de entrada;

- O uso de “side-drift” para a escavação do segundo túnel foi precipitado e resultou apenas em um acréscimo de custo e prazo para a obra, uma vez que para se preservar o “pilar” de solo entre os túneis podia-se ter adotado a execução de pregagens de dentro do túnel já escavado;

Notou-se de modo geral, principalmente no dimensionamento dos poços, um excesso de cautela por parte da projetista, o que pode ser observado através das elevadas margens de segurança entre as solicitações e as envoltórias de resistência. Acredita-se que isso seja um reflexo do recente acidente da Estação Pinheiros, tanto que a CMSP requisitou até mesmo a mudança do método construtivo dos poços da estação, os quais seriam escavados, a priori, simultaneamente.

Através do estudo de lajes de fundo alternativas, concluiu-se também que a laje de fundo da projetista não foi bem analisada. Apesar da maior facilidade e rapidez de execução de uma laje plana a flexão de 3,2 m face às alternativas estudadas, a economia de recursos, tanto financeiros quanto naturais, que as mesmas proporcionam não deve ser desprezada. Mesmo com todos os indiretos de uma obra como esta, uma economia de cerca de quatro milhões de reais por um acréscimo no prazo de execução de aproximadamente dois meses parece ser bastante razoável.

## 11. COMENTÁRIOS FINAIS

O grupo aprendeu bastante em termos de obras enterradas, principalmente as obras metroviárias; teorias, hipóteses e modelos de cálculo, métodos construtivos de valas, de poços e de túneis, entre outros. Além disso, houve aprendizados nas outras áreas da engenharia através do estudo dos impactos ambientais, da definição da demanda de projeto e da organização do canteiro, o que foi importante para demonstrar a interdisciplinaridade que existe em uma obra deste tipo.

As informações não foram obtidas apenas de bibliografias, mas também através de discussões com profissionais reconhecidos da área e de visitas ao canteiro de obras, o que foi importante para se conhecer os principais detalhes de planejamento e construção.

Enfim, acredita-se que este trabalho atingiu seu maior objetivo que era o de proporcionar um enriquecimento dos alunos envolvidos em termos de conhecimentos práticos e teóricos sobre engenharia, de contatos profissionais e de capacidade de pesquisa de dados e informações.

## 12. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ARCELORMITTAL AÇOS LONGOS. Disponível em: <[www.belgo.com.br](http://www.belgo.com.br)>. Acesso em: 15 mai. 2009.

ARMELIN, Hugo Sogayar. **Contribuição ao Estudo do Concreto Projetado por via seca co Fibras de Aço destinado ao revestimento de Túneis NATM**. São Paulo: EPUSP, 1992. Dissertação de Mestrado – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1992.

AUN, G. V. **A influência da largura de uma vala na determinação do empuxo passivo**. São Paulo: EPUSP, 2004. Dissertação de Mestrado – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2004.

BAGNOLI, F.: **Sobre Modelos de Cálculo e a Instrumentação de Túneis em Solo**, Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 1980.

BASTOS, Mário José Nascimento. **A geotecnia na concepção, projeto e execução de túneis em maciços rochosos**. Dissertação de Mestrado. Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa, 1998.

CAMPANHÃ, C; FRANÇA, P. **Poços de grande diâmetro**. 2º Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas – Seminário Internacional “South American Tunnelling”, 2008.

CARDOSO, F. F. **Sistemas de contenção**. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo - Departamento de Engenharia de Construção Civil, 2002. 34 p. Notas de aula. PCC2435 – Tecnologia da Construção de Edifícios I.

CARPINTERI, A.: **Scienza Delle Costruzioni**, Volumes I e II, Politecnico di Torino, Terceira edição, Pitagora Editrice Bologna, 1995.

CASTELLS FERNÁNDEZ, E.; RIVAS DE LA RIEGA, J. L. **Sostenimiento con hormigón proyectado**. Manual de túneles y obras subterráneas. Ed. C. López Jimeno. Madrid, 1997.

CHING, H. P. **Programa para determinação de esforços solicitantes em sistemas de contenção de valas**. São Paulo: EPUSP, 1985. Dissertação de Mestrado – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1985.

CHIOSSI, Nivaldo Jose. **Geologia Aplicada à Engenharia**. Ed. Grêmio Politécnico da USP. São Paulo, 1975.

CONSÓRCIO NACIONAL DE ENGENHEIROS CONSULTORES S.A. **Estudo de Impacto Ambiental – Linha Vila Madalena – Vila Prudente** V.3. São Paulo, 1991.

COSTA E SILVA, Maria Matilde. **O método das curvas características como instrumento de dimensionamento de túneis**, CEGEO, Lisboa, Portugal, 2003. Disponível em: <<http://cegeo.ist.utl.pt/html/investiga/2004a.pdf>>. Acesso em: 13 de junho de 2009.

DASARI, G.R.; RAWLINGS, C.G.; BOLTON, M.D. **Numerical modeling of a NATM tunnel construction in London Clay**. International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground. Londres, Abril de 1996.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DE SÃO PAULO. **ET-DE-G00/012: Parede Diafragma**. São Paulo, 2006. 10 p.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DE SÃO PAULO. **IP-DE-C00/002: Projeto de Túnel**. São Paulo, 2005. 52 p.

DRÖSEMEYER, Aloésio. **Contribuição ao estudo da execução de túneis em “Pipe Jacking”**. Dissertação de mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2004.

FIGUEIREDO, Antônio D. de.; **O papel do concreto projetado na impermeabilização de túneis**. São Paulo, 2005. Waterproofing. ITA - AITES

GEHRING, J. **Alguns conceitos na utilização do NATM.** In: CADERNO ESPECIAL DE TÚNEIS. Editora Pini, Sistemas Construtivos, São Paulo, 1989.

GIODA, G. e GHABOUESSI, J.: **A Study of Time-Dependent Behaviours of Tunnels**, ISTC Technical Report No. 1/1977.

GONÇALVES, Fernando Leyser. **O concreto projetado reforçado com fibras de aço como revestimento de túneis.** Dissertação de mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2001.

HACHICH, Waldemar et al. **Fundações: Teoria e Prática.** 2º Edição. São Paulo: Editora Pini, 1998.

HENN, R. W. **Aua Guidelines for Backfilling and Contact Grouting of Tunnels and Shafts.** Thomas Telford. London, 2003.

INFRAESTRUTURA ENGENHARIA LTDA. Disponível em:  
<http://www.infraestrutura.eng.br>. Acesso em: 02 jun. 2009.

MAFFEI, Carlos Eduardo Moreira et al. **Análise, Projeto e Execução de escavações e contenções.** In: **Fundações: Teoria e Prática.** 2ª Edição. São Paulo: PINI, 1998. p. 537 – 578.

MAFFEI, Carlos Eduardo Moreira. **Cálculo das obras executadas pelo Método da Trincheira.** Documento Técnico da Companhia do Metropolitano de São Paulo. São Paulo, 1995.

MAFFEI, Carlos Eduardo Moreira. **Considerações sobre a segurança no projeto de túneis.** In: SIMPÓSIO SOBRE TÚNEIS URBANOS, TURB, 1995, São Paulo. Anais São Paulo: ABGE, CBT, 1995. p.p. 59-63.

MARZIONNA, Jaime. **Sobre o cálculo estático de valas.** São Paulo: EPUSP, 1979. Dissertação de Mestrado – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1979.

MELÂNEO, F. (1994). **Suportes provisórios e definitivos**. Seminário de Túneis Rodoviários. Lisboa, Fevereiro de 1994. p.109-24.

MICRO SENsoRES INDUSTRIAL LTDA. <[www.microsensores.com.br](http://www.microsensores.com.br)> acesso em: 15 jun. 2009.

MORETTI ENGENHARIA CONSULTIVA. Comercial – Instrumentação Geotécnica. São Paulo, 2009.

MURAKAMI, Cláudio Atsushi. **Noções básicas para o acompanhamento técnico de obras de túneis**. 2001. 98 p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2001.

MURAKAMI, Cláudio Atsushi; MAFFEI, Carlos Eduardo Moreira. **A observação de mecanismos de colapso no acompanhamento técnico de túneis em solo**. São Paulo. Disponível em: [http://www.planservi.com.br/file.write/arquivos\\_enviados/colapsoato\\_tuneissolo.pdf](http://www.planservi.com.br/file.write/arquivos_enviados/colapsoato_tuneissolo.pdf). Acesso em: 20 jun. 2009.”

NEGRO Jr, A. Solos da cidade de São Paulo. ABMS / ABEF. São Paulo, 1992.

NETO, Francisco Ribeiro. **Segurança, Ruptura e Colapso de Túneis Urbanos em NATM**. São Paulo: EPUSP, 1999. Dissertação de Mestrado – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1999.

ORLANDO, C. **Contribuição ao estudo da resistência de estacas tracionadas em solos arenosos. Análise comparativa da resistência lateral na tração e na compressão**. Dissertação de doutorado; Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1999, 332p.

PANET, M. **Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement**. Presses de L' École Nationale des Ponts et Chaussées. Paris, 1995.

PINTO, Carlos Souza. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas**. 3<sup>a</sup> edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 355 p.

PREFEITURA DO RECIFE. **ES-C03: Diretrizes executivas de serviços de geotecnia.** Recife, 2004. 30 p.

RAGLAND, Dave; HAWLEY, John; CASSON, Esther. **NATM tunneling in soft rock in San Diego: Integrating design and construction.** Technical Forums I. San Diego, Estados Unidos, 2005.

REVISTA FATOR. Disponível em: <[www.revistafator.com.br](http://www.revistafator.com.br)>. Acesso em: 15 mai. 2009.

REVISTA TÉCHNE. **Como construir – Tirantes.** Edição 123. São Paulo: Editora Pini, junho de 2007.

RIBEIRO NETO, Francisco. **Segurança, ruptura e colapso de túneis urbanos em NATM.** São Paulo, 1999. Dissertação de mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

RIBEIRO NETO, Francisco; KOCHEN, Roberto. **Segurança, ruptura e colapso de túneis urbanos em NATM.** Revista Engenharia, São Paulo, n. 540, p. 55-62, 2000.

SÃO PAULO (Estado). Companhia do Metropolitano de São Paulo. **O metrô de Subterrâneo.** In: Tecnologia. São Paulo, 2009. Disponível em: <<http://www.metro.sp.gov.br/tecnologia/construcao/subterraneo/tesubterraneo.shtml>>. Acesso em: 14 de junho de 2009.

SÃO PAULO (Estado). Companhia do Metropolitano de São Paulo. **O metrô de Subterrâneo.** In: Tecnologia. São Paulo, 2009. Disponível em: <<http://www.metro.sp.gov.br/tecnologia/construcao/subterraneo/tesubterraneo02.shtml>> Acesso em: 14 de junho de 2009.

SZÉCHY, K.: **The Art of Tunnelling**, Hungarian Academy of Sciences, Budapest, Hungary, English Edition, 1961.

TACITANO, Marcelo. **Análise de paredes de contenção através de Método Unidimensional Evolutivo.** Campinas: Unicamp, 2006. Dissertação de Doutorado – 209

Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas, 2006.

TERZAGUI, Karl. **Theoretical Soil Mechanics**. New York; London, 1943. John Wiley and Sons: Chapman & Hall, 1948.

TRONDI, R. R. **Cálculo evolutivo de paredes de contenção**. São Carlos: EESC/USP, 1993. Dissertação de Mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 1993.

VELLOSO, D. *et al.* **Princípios e modelos básicos de análise**. In: **Fundações: Teoria e Prática**. 2<sup>a</sup> Edição. São Paulo: PINI, 1998. p. 163 – 196.

VELLOSO, P.P.C. **O problema da estimativa do comprimento de fundações profundas com base em sondagens de reconhecimento a percussão**. Publicação – Geotécnica S.A., out., 1979.

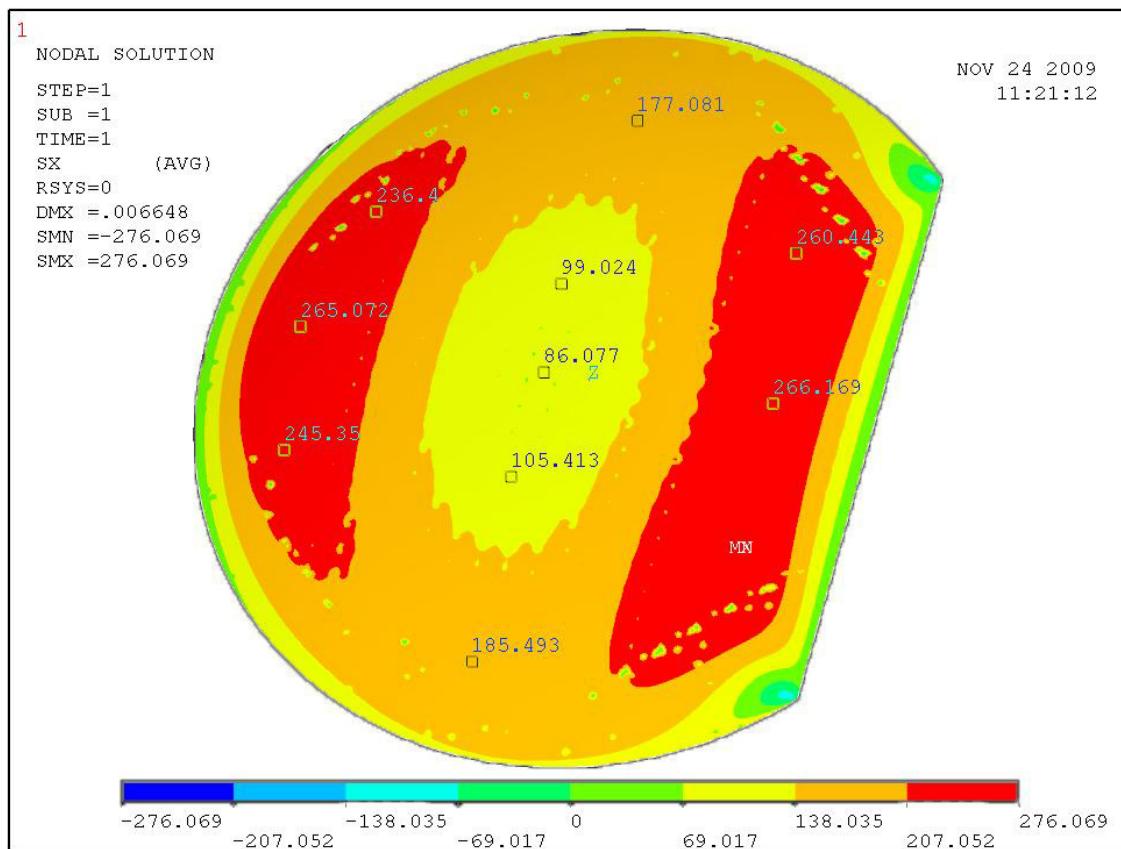
WOOD, Alan Muir. **Tunnelling – Management by design**. Editora: E & FN Spon. Londres, 2000.

## ANEXO I

✓ Laje 2,0m

- **Armação - Flexão**

As tensões obtidas na direção x são apresentadas na Figura I 1.



**Figura I 1 - Distribuição das tensões Sx (tf/m<sup>2</sup>).**

Os momentos fletores podem ser obtidos por:

$$M = \sigma \cdot W \text{ (kN.m)}$$

Sendo:

$\sigma$  – tensão (kN/m<sup>2</sup>)

W – módulo de resistência (m<sup>3</sup>) dado por:  $W = \frac{I}{y} = \frac{b \cdot h^2}{6}$

b = 1,0 m (largura - faixa de 1,0 m da laje)

$h = 2,0$  m (altura da laje)

Para as regiões marcadas em vermelho e laranja na figura Figura I 1:

$$Mx = 2760,69 \cdot 0,6667 = 1840,46 \text{ kN.m}$$

Dessa forma, a posição da linha neutra é dada por:

$$x = 1,25 \cdot d \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{1,4 \cdot M}{0,425 \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right) = 1,25 \cdot 1,95 \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{1,4 \cdot 1840,46}{0,425 \cdot 1,95^2 \cdot \left( 35000 / 1,4 \right)}} \right)$$

$$d = h - d' = 2,00 - 0,05 = 1,95 \text{ m} \quad (5 \text{ cm mínimo para cobrimento})$$

$$x \approx 0,079 \text{ m} \quad \text{e} \quad x/d = 0,041 \text{ Domínio 2}$$

A área de aço necessária é dada por:

$$A_s = \frac{M_d}{(d - 0,4 \cdot x) \cdot f_{yd}} = \frac{1840,46 \cdot 1,4}{(1,95 - 0,4 \cdot 0,079) \cdot 43,5} = 30,89 \text{ cm}^2$$

Tem-se então **10Φ20 mm com 10 cm** de espaçamento. Salienta-se que as armaduras de flexão calculadas para o momento fletor  $Mx$  são instaladas na direção do eixo y.

Para as demais regiões:

$$Mx = 2070,52 \cdot 0,6667 = 1380,35 \text{ kN.m}$$

Dessa forma, a posição da linha neutra é dada por:

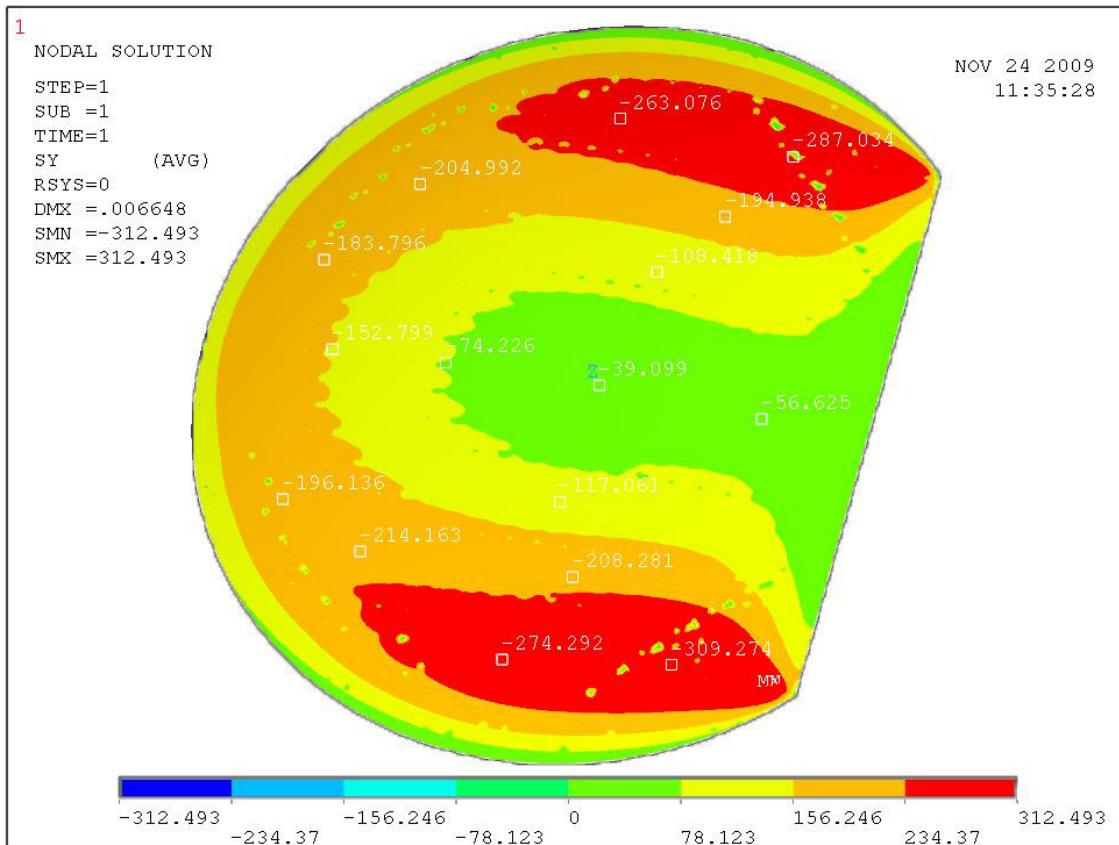
$$x = 1,25 \cdot d \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{1,4 \cdot M}{0,425 \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right) = 1,25 \cdot 1,95 \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{1,4 \cdot 1380,35}{0,425 \cdot 1,95^2 \cdot \left( 35000 / 1,4 \right)}} \right)$$

$$x \approx 0,059 \text{ m} \quad \text{e} \quad x/d = 0,030 \text{ Domínio 2}$$

$$A_s = \frac{M_d}{(d - 0,4 \cdot x) \cdot f_{yd}} = \frac{1380,35 \cdot 1,4}{(1,95 - 0,4 \cdot 0,059) \cdot 43,5} = 23,07 \text{ cm}^2$$

Tem-se então **8Φ20 mm com 13 cm de espaçamento**.

As tensões obtidas na direção y são apresentadas na Figura I 2.



**Figura I 2 - Distribuição das tensões Sy (tf/m<sup>2</sup>).**

Da mesma maneira feita para a direção x calcula-se os momentos na direção y e a área de aço necessária para as regiões marcadas em vermelho e laranja na Figura I 2:

$$My = 3124,43 \cdot 0,6667 = 2082,95 \text{ kNm}$$

Dessa forma, a posição da linha neutra é dada por:

$$x = 1,25 \cdot d \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{1,4 \cdot M}{0,425 \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right) = 1,25 \cdot 1,95 \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{1,4 \cdot 2082,95}{0,425 \cdot 1,95^2 \cdot \left( 35000 / 1,4 \right)}} \right)$$

$$x \approx 0,090 \text{ m} \quad \text{e} \quad x/d = 0,046 \text{ (Domínio 2)}$$

A área de aço necessária é dada por:

$$A_s = \frac{M_d}{(d - 0,4 \cdot x) \cdot f_{yd}} = \frac{2082,95 \cdot 1,4}{(1,95 - 0,4 \cdot 0,090) \cdot 43,5} = 35,04 \text{ cm}^2$$

Tem-se então **8Φ25 mm c/ 13 cm** de espaçamento. As armaduras de flexão calculadas para suportar o momento  $M_y$  são instaladas na direção do eixo x.

Para as demais regiões:

$$M_y = 2343,7 \cdot 0,6667 = 1562,47 \text{ kN.m}$$

Dessa forma, a posição da linha neutra é dada por:

$$x = 1,25 \cdot d \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{1,4 \cdot M}{0,425 \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right) = 1,25 \cdot 1,95 \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{1,4 \cdot 1562,47}{0,425 \cdot 1,95^2 \cdot \left( 35000 / 1,4 \right)}} \right)$$

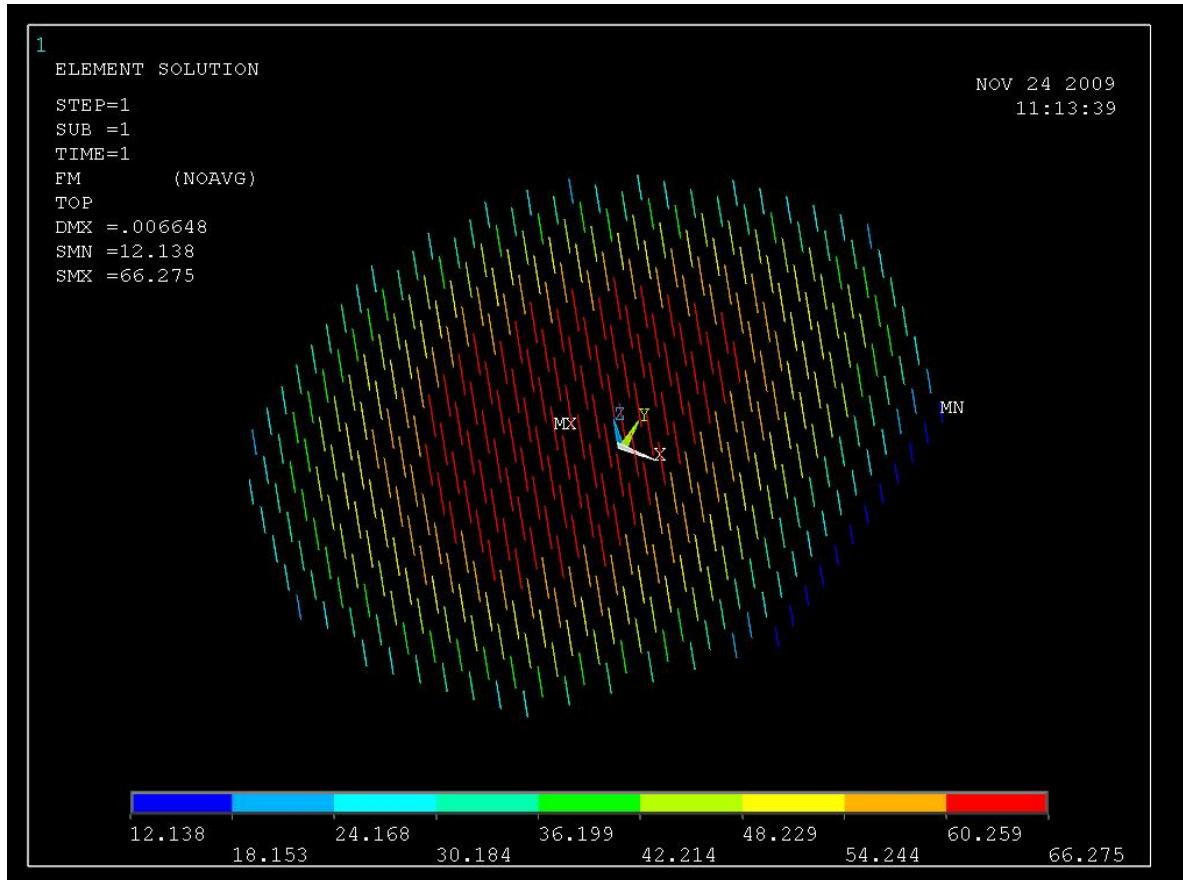
$$x \approx 0,067 \text{ m} \quad \text{e} \quad x/d = 0,034 \text{ Domíno 2}$$

$$A_s = \frac{M_d}{(d - 0,4 \cdot x) \cdot f_{yd}} = \frac{1562,47 \cdot 1,4}{(1,80 - 0,4 \cdot 0,067) \cdot 43,5} = 26,16 \text{ cm}^2$$

Tem-se então **9Φ20 mm c/ 11 cm** de espaçamento.

- **Estacas**

As estacas raiz adotadas apresentam diâmetro de 41 cm e são armadas para resistir à tração. Na laje adotada para o modelo existem 410 estacas (820 no total se levado em conta os dois poços). A Figura I 3 apresenta os esforços que devem ser resistidos pelas estacas.



**Figura I 3 - Esforços nas estacas (tf).**

Para o dimensionamento das estacas, foi utilizado o método semi-empírico proposto por Velloso (1979). A fórmula para estimativa da resistência lateral de estacas é dada por:

$$Q_{sf} = \delta \cdot \sum_{z=0}^{z=L} p \cdot \beta \cdot N_1 \cdot \Delta L$$

Onde:

$\delta$  – 0,5 para fundações escavadas;

$\beta$  – 0,8 tf/m<sup>2</sup> para siltes arenosos residuais.

$p$  – perímetro da estaca

$N$  –  $N_{spt}$

$L$  – comprimento da estaca

Para estacas tracionadas, P.P Velloso (1979) recomenda a redução do resultado acima de 70%.

O atrito lateral das estacas deverão ser 2 vezes maior que a carga de trabalho das estacas. Observa-se que um comprimento de 9 metros para as estacas já é suficiente para mobilização do atrito lateral necessário conforme ilustrado na Tabela I 1.

			<b>Método de P.P. Velloso (1979)</b>
<b>Cota (m)</b>	<b>Lestaca (m)</b>	<b>N<sub>SP</sub>T</b>	<b>Q<sub>lat</sub> (tf)</b>
710,102	0	---	---
709,102	1	50	25,8
708,102	2	50	51,5
707,102	3	50	77,3
706,102	4	50	103,0
705,102	5	50	128,8
704,102	6	50	154,6
703,102	7	50	180,3
702,102	8	50	206,1
701,102	9	50	OK

**Tabela I 1 - Comprimento necessário para mobilização do atrito lateral pelo método de P.P Velloso (1979)**

Considera-se 1 m a mais para ancoragem destas estacas totalizando um comprimento de 10 m.

✓ *Laje 1,5 m*

- **Armação - Flexão**

As tensões obtidas na direção x são apresentadas na Figura I 4.

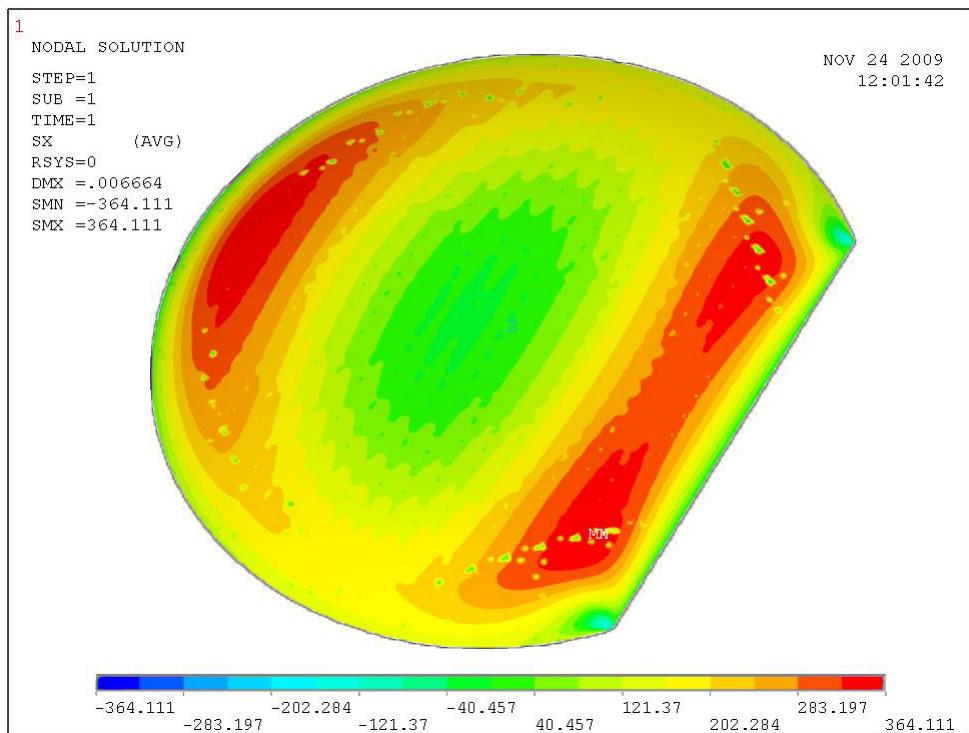


Figura I 4- Distribuição das tensões Sx (tf/m<sup>2</sup>).

A rotina de cálculo é a mesma apresentada no caso da laje com 2,0 m de altura. Apresenta-se a seguir apenas os resultados obtidos.

Para as regiões marcadas em vermelho e laranja na figura x.x:

$$Mx = 3641,11 \cdot 0,375 = 1365,42 \text{ kN.m}$$

Dessa forma, a posição da linha neutra é dada por:

$$x \approx 0,079 \text{ m} \quad \text{e} \quad x/d = 0,055 \text{ Domíno 2}$$

A área de aço necessária é dada por:

$$A_s = 31,00 \text{ cm}^2$$

Tem-se então **10Φ20 mm com 10 cm de espaçamento**.

Para as demais regiões:

$$Mx = 2831,97 \cdot 0,375 = 1061,99 \text{ kN.m}$$

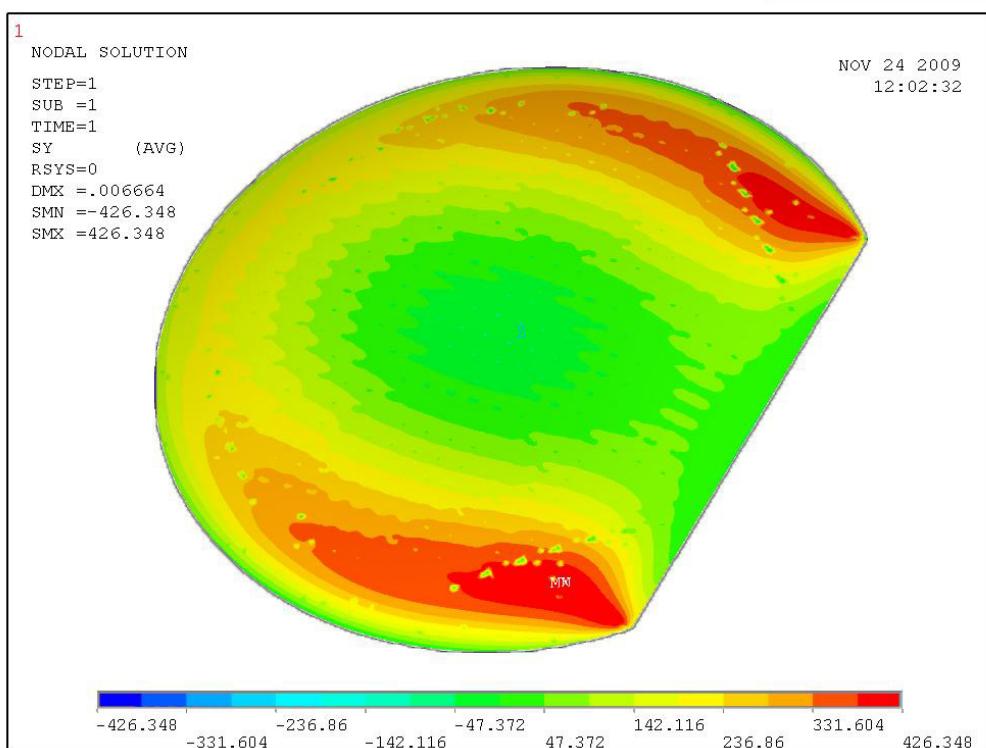
Dessa forma, a posição da linha neutra é dada por:

$$x \approx 0,061 \text{ m} \quad \text{e} \quad x/d = 0,042 \text{ Domíno 2}$$

$$A_s = 23,99 \text{ m}^2$$

Tem-se então **8Φ20 mm com 13 cm de espaçamento**.

As tensões obtidas na direção y são apresentadas na Figura I 5.



**Figura I 5 - Distribuição das tensões Sy (tf/m<sup>2</sup>).**

Para as regiões mais solicitadas marcadas com as cores vermelho e laranja na Figura I 5, adota-se a tensão de 426,35 tf/m<sup>2</sup> (4263,48 kN/m<sup>2</sup>)

$$My = 4263,48 \cdot 0,375 = 1598,81 \text{ kN.m}$$

Dessa forma, a posição da linha neutra é dada por:

$$x \approx 0,093 \text{ m} \quad \text{e} \quad x/d = 0,064 \text{ Domíno 2}$$

A área de aço necessária é dada por:

$$A_s = 36,46 \text{ cm}^2$$

Adota-se então **8Φ25 mm com 13 cm** de espaçamento.

Para as demais regiões:

$$My = 3316,04 \cdot 0,375 = 1243,52 \text{ kN.m}$$

Dessa forma, a posição da linha neutra é dada por:

$$x \cong 0,072 \text{ m} \quad \text{e} \quad x/d = 0,050 \text{ Domíno 2}$$

$$A_s = 28,18 \text{ cm}^2$$

Tem-se então **9Φ20 mm com 11 cm** de espaçamento.

- **Estacas**

Efetua-se o dimensionamento das estacas com o mesmo procedimento ilustrado no caso da laje de 2,0 m. Neste caso a estaca deve resistir cerca de 66,4 tf (Figura I 6).

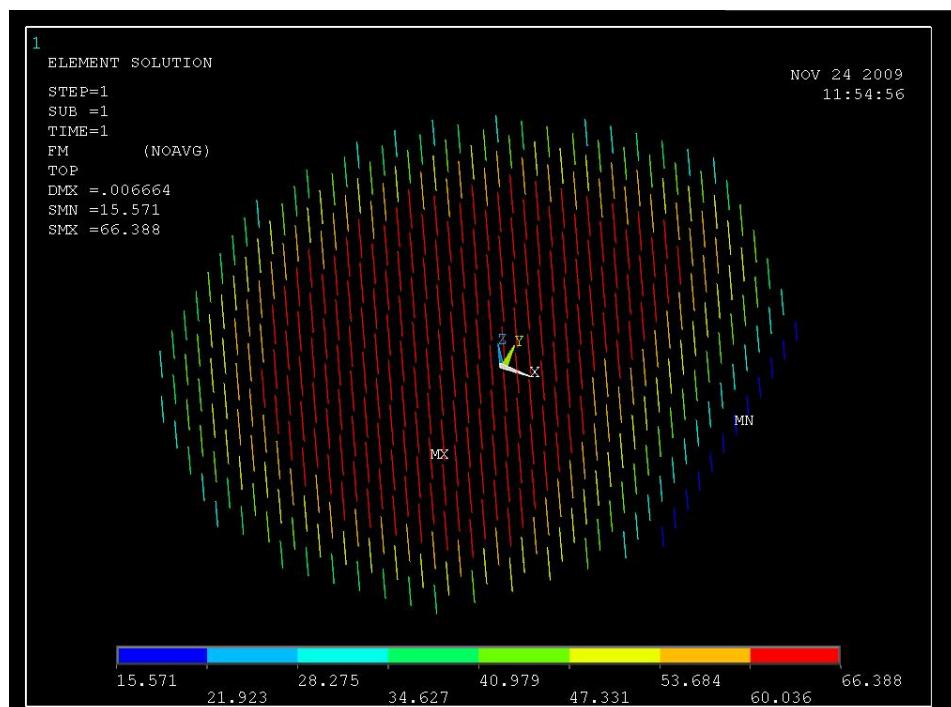


Figura I 6 - Esforços nas estacas (tf).

Método de P.P. Velloso (1979)			
Cota (m)	Lestaca (m)	N <sub>SPT</sub>	Q <sub>lat</sub> (tf)
710,102	0	---	---
709,102	1	50	25,8
708,102	2	50	51,5
707,102	3	50	77,3
706,102	4	50	103,0
705,102	5	50	128,8
704,102	6	50	154,6
703,102	7	50	180,3
702,102	8	50	206,1
701,102	9	50	OK

**Tabela I 2 - Comprimento necessário para mobilização do atrito lateral pelo método de P.P Velloso (1979)**

Observa-se na Tabela I 2 que um comprimento de 9 m para as estacas já é suficiente para mobilização do atrito lateral necessário. Considera-se 1 m a mais para ancoragem destas estacas totalizando um comprimento de 10 m.

✓ *Laje 1,0 m*

- **Armação - Flexão**

As tensões obtidas na direção x são apresentadas na Figura I 7.

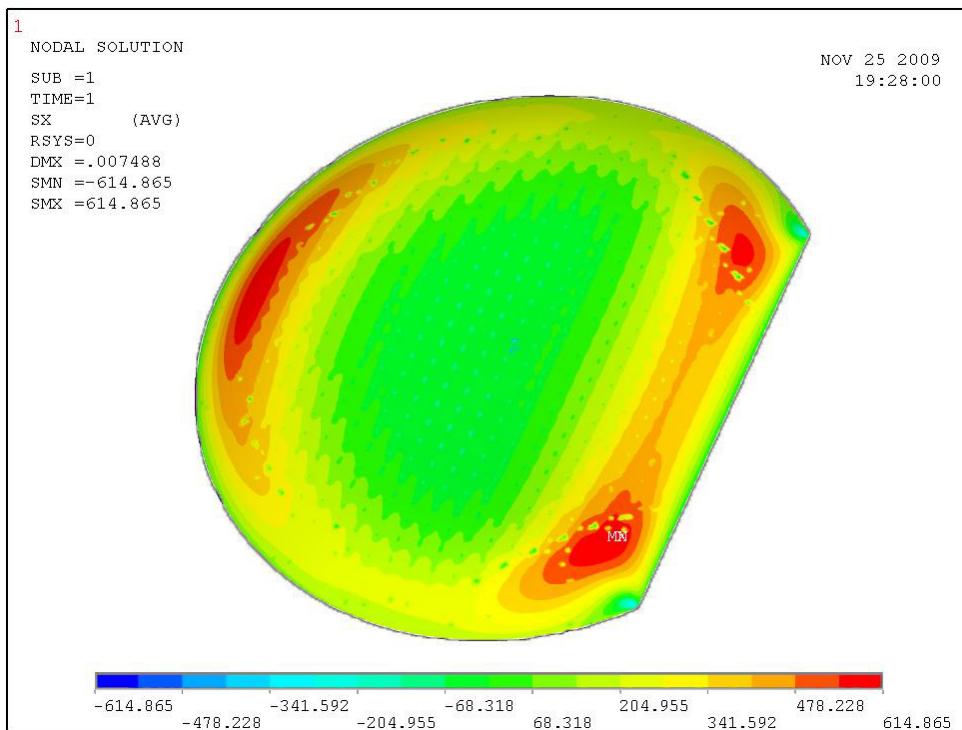


Figura I 7 - Distribuição das tensões Sx (tf/m<sup>2</sup>).

Apresenta-se a seguir apenas os resultados obtidos. Neste caso, a tensão de 614,87 tf/m<sup>2</sup> não foi considerada para o dimensionamento das armaduras de flexão da laje por se tratar de uma tensão localizada provocada pelo “efeito de borda”. Admite-se portanto, para as regiões marcadas em laranja e vermelho na Figura I 7 uma tensão de 478,228 tf/m<sup>2</sup> (4782,28 kN/m<sup>2</sup>):

$$M_x = 4782,28 \cdot 0,167 = 797,05 \text{ kN.m}$$

Dessa forma, a posição da linha neutra é dada por:

$$x \cong 0,071 \text{ m} \quad \text{e} \quad x/d = 0,075 \text{ Domíno 2}$$

A área de aço necessária é dada por:

$$A_s = 27,85 \text{ cm}^2$$

Tem-se então **9Φ20 mm com 11 cm de espaçamento**.

Para as demais regiões:

$$Mx = 3415,90,0,167 = 569,32 \text{ kN.m}$$

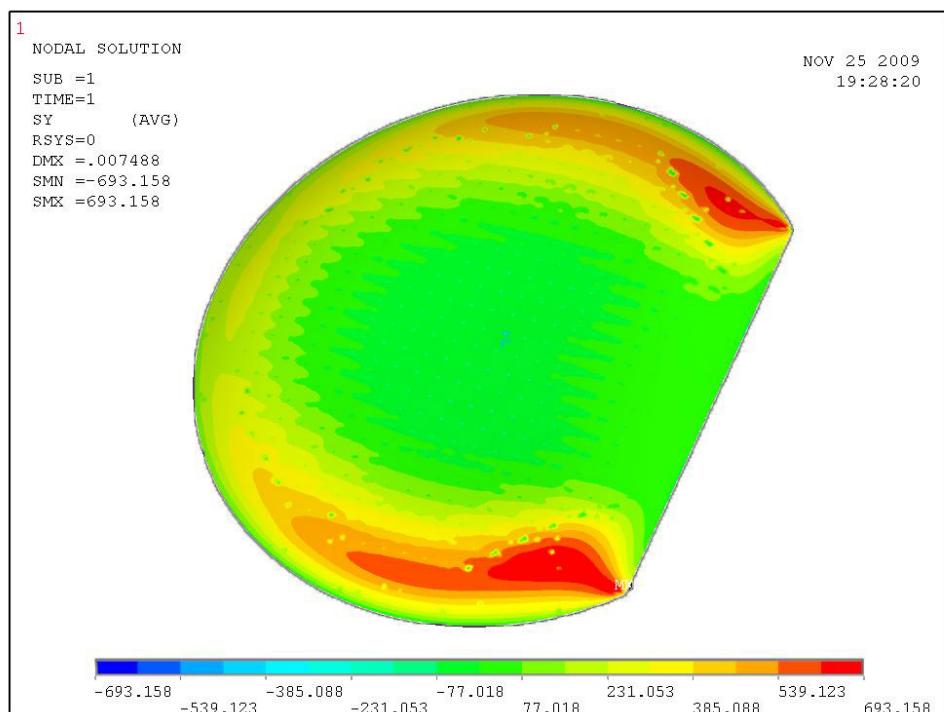
Dessa forma, a posição da linha neutra é dada por:

$$x \approx 0,050 \text{ m} \quad \text{e} \quad x/d = 0,053 \text{ Domíno 2}$$

$$A_s = 19,72 \text{ cm}^2$$

Tem-se então **7Φ20 mm com 14 cm de espaçamento**.

As tensões obtidas na direção y são apresentadas na Figura I 8.



**Figura I 8 - Distribuição das tensões Sy (tf/m<sup>2</sup>).**

Para as regiões mais solicitadas marcadas com as cores vermelho e laranja na Figura I 8, adota-se a tensão de 539,123 tf/m<sup>2</sup> (5391,23 kN/m<sup>2</sup>) também não considerando o “efeito de borda” para o dimensionamento.

$$My = 5391,23,0,167 = 898,54 \text{ kN.m}$$

Dessa forma, a posição da linha neutra é dada por:

$$x \approx 0,081 \text{ m} \quad \text{e} \quad x/d = 0,085 \text{ Domíno 2}$$

A área de aço necessária é dada por:

$$A_s = 31,53 \text{ cm}^2$$

Adota-se então **11Φ20 mm com 9 cm de espaçamento**.

Para as demais regiões:

$$My = 3850,88 \cdot 0,167 = 641,81 \text{ kN.m}$$

Dessa forma, a posição da linha neutra é dada por:

$$x \approx 0,057 \text{ m} \quad \text{e} \quad x/d = 0,060 \text{ Domíno 2}$$

$$A_s = 22,29 \text{ cm}^2$$

Tem-se então **8Φ20 mm com 13 cm de espaçamento**.

- **Estacas**

O dimensionamento das estacas é feito da mesma maneira apresentada nos casos anteriores. A estaca deve resistir neste caso a 74,3 tf (Figura I 9).

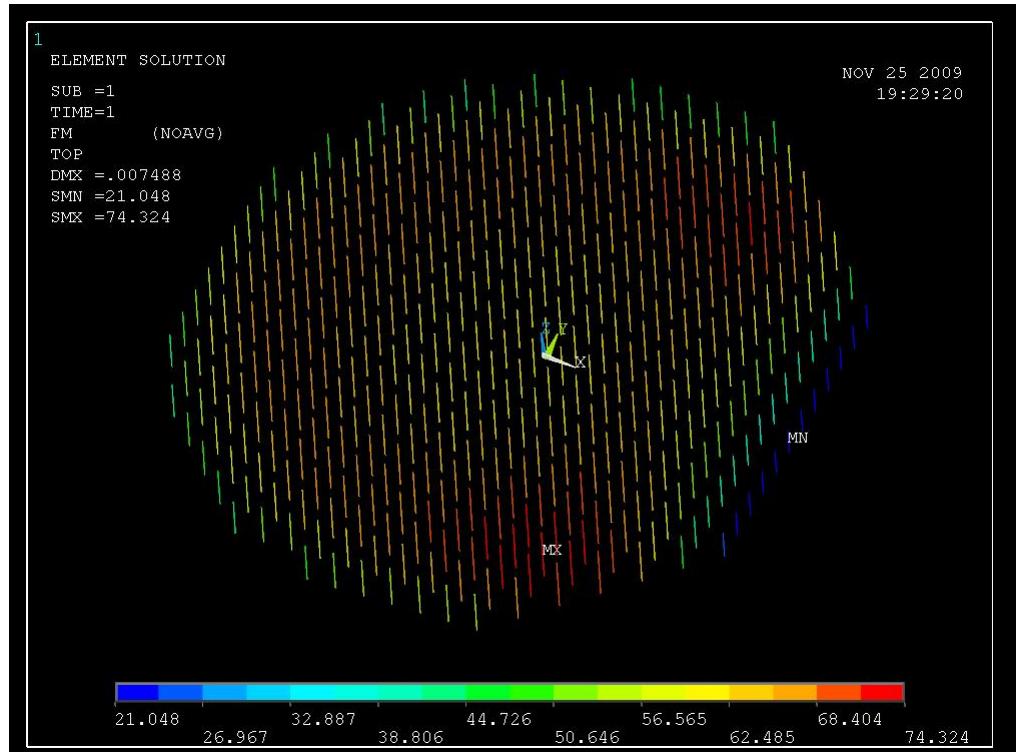


Figura I 9 - Esforços nas estacas (tf).

Um comprimento de 10 m para as estacas já é suficiente para mobilização do atrito lateral necessário conforme observado na Tabela I 3. Considera-se 1 m a mais para ancoragem destas estacas totalizando um comprimento de 11 m.

			<b>Método de P.P. Velloso (1979)</b>
<b>Cota (m)</b>	<b>Lestaca (m)</b>	<b>N<sub>SP</sub>T</b>	<b>Q<sub>lat</sub> (tf)</b>
710,102	0	---	---
709,102	1	50	25,8
708,102	2	50	51,5
707,102	3	50	77,3
706,102	4	50	103,0
705,102	5	50	128,8
704,102	6	50	154,6
703,102	7	50	180,3
702,102	8	50	206,1
701,102	9	50	231,8
700,102	10	50	OK

**Tabela I 3 - Comprimento necessário para mobilização do atrito lateral pelo método de P.P Velloso (1979)**

Devido ao pequeno comprimento das estacas, uma verificação referente à flutuação do fundo da estrutura do poço deve ser realizada.

A cota de fundo da escavação da laje de 1,0 m está situada a 26,9 m da cota da superfície do terreno, ou seja, a altura da pressão d'água a ser resistida é de 26,9 m + 10 m. A subpressão de aproximadamente 36,9 tf/m<sup>2</sup> deve ser suportada pelo peso próprio da estrutura do poço, pelo peso próprio do bloco formado pela laje de fundo e pelo bloco de solo formado pelo solo situado entre as estacas. O fator de segurança desejado é no mínimo 1,1.

Admitindo-se que a estrutura do poço apresenta 1,0 m de espessura (a favor da segurança, uma vez que a espessura das paredes é um pouco maior), e a laje de fundo tenha apenas 1,0 m de altura, temos:

$$\sigma_{subpressão} = 35,9 \text{ tf/m}^2$$

$$R_{subpressão} = 35,9 \cdot \frac{43,2^2 \cdot \pi}{4} = 52620 \text{ tf}$$

$$\begin{aligned}
R_{bloco} &= \left( 1,0 \cdot \frac{43,2^2 \cdot \pi}{4} \cdot 2,5 \right) + \left( \frac{\pi}{4} \cdot (43,2^2 - 42,2^2) \cdot 26,1 \cdot 2,5 \right) + \left( 2,1 \cdot 10 \cdot \frac{43,2^2 \cdot \pi}{4} \right) = \\
&= 38821 \text{ tf}
\end{aligned}$$

O mesmo detalhe adotado no projeto original (figura 40) pode ser adotado também neste caso para que uma cunha de solo triangular ao redor dos poços possa contribuir no combate à flutuação. Essa cunha apresenta aproximadamente 5° de inclinação com a vertical que passa na extremidade do “dente”.

O volume de terra que contribui para evitar a flutuação neste caso é calculado pela diferença entre o volume do cone de raio 22,6 + 2,3 m (24,9 m) e a soma entre os volumes do cilindro de raio 21,6 m e altura 26,1m e do cone inferior cuja base possui 22,6 m de raio. A Figura I 10 apresenta um esquema simplificado do problema.

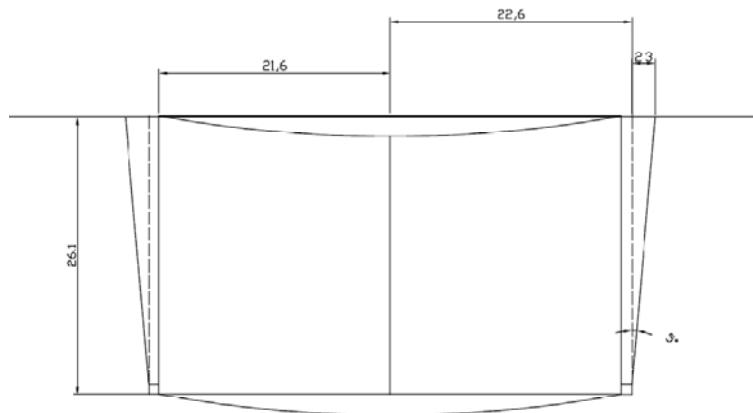


Figura I 10 - Esquema simplificado do volume de terra a ser calculado.

Assim:

$$V_{terra} = \left( \frac{\pi \cdot 24,9^2 \cdot 23,2}{3} \right) - \left( \frac{\pi \cdot 21,6^2}{2} \cdot 26,1 \right) - \left( \frac{\pi \cdot 22,6^2 \cdot 20,4}{3} \right) = 22390 \text{ m}^3$$

$$Peso_{terra} = 22390 \cdot 1,7 = 38063 \text{ tf}$$

$$FS = \frac{38821 + 38063}{52620} = 1,46 \text{ Ok.}$$

Como o caso para laje de 1,0 m de espessura é crítico em relação à flutuação por apresentar menor peso próprio da laje e maior pressão hidrostática, automaticamente os demais casos estão seguros quanto à flutuação.

Deve-se garantir também que a resistência do atrito lateral das estacas deverá ser menor que o peso do solo contido entre as mesmas com um fator de segurança maior que 1,1 para que não haja formação de um mecanismo de colapso referente ao desprendimento das estacas e o bloco de solo.

$$V_{terra} = 1225 \cdot 10 = 12250 \text{ m}^3$$

$$Peso_{terra} = 12250 \cdot 2,1 = 26355 \text{ m}^3$$

O valor médio dos esforços nas estacas é de cerca de 60 tf.

$$Atrito_{estacas} = 61.410 = 25010 \text{ tf}$$

$$FS = \frac{26355}{25010} = 1,1 \text{ OK.}$$

## ANEXO II

Pela Figura 36, podem-se obter as seguintes relações matemáticas:

$$\begin{cases} pv = pn \cdot \cos \theta \\ \cos \theta = \frac{30 - z}{30} \Rightarrow pv_{(z)} = \frac{1020 - 64z + z^2}{30} = 34,4 - 2,13z + 0,0333z^2 \\ pn_{(z)} = 34,4 - z \end{cases} \quad (I)$$

Considerando-se a projeção horizontal da casca esférica (vista em planta), tem-se um círculo. A força vertical infinitesimal ( $dF_v$ ) causada pela parcela vertical do empuxo de água ( $pv$ ) é definida pela seguinte relação:

$$dF_v = pv(r) \cdot 2\pi r dr \quad (II)$$

Para se obter  $pv$  em função do raio  $r$ , deve-se encontrar uma relação entre a profundidade  $z$  ( $0 \leq z \leq 8,58$ ) e o raio ( $0 \leq z \leq 21,0$ ). Como se pode notar, essa relação é uma equação de segundo grau, tal que  $z = 0,01945r^2$  (III). Assim, calculou-se a força vertical resultante ( $F_v$ ) integrando-se a equação diferencial (II), substituindo-se (III) em (I). Dessa forma, tem-se que:

$$\begin{aligned} F_v &= \int dF = \int_0^{21} 2\pi r \left( 34 - 2,13 \cdot (0,019456 \cdot r^2) + 0,0333 \cdot (0,01945 \cdot r^2)^2 \right) dr \\ &= 2\pi \int_0^{21} (34r - 0,0415r^3 + 0,0000126r^5) dr \\ F_v &= 2\pi \left[ (17.21^2) - (0,01037521^4) + (0,000002121^6) \right] \end{aligned}$$

$$F_v \approx 35560,0 \text{ tf}$$

Finalmente, a partir da equação de equilíbrio global, obtiveram-se os valores de  $N_1$ ,  $N_v$  e  $N_h$ :

$$\begin{cases} 2\pi \cdot 21 \cdot N_v = 35560 \Rightarrow N_v \approx 270,0tf \\ N_1 = \frac{N_v}{\sin(44,43^\circ)} \Rightarrow N_1 \approx 386,0tf \\ N_h = N_1 \cdot \cos(44,43^\circ) \Rightarrow N_h \approx 276,0tf \end{cases}$$

✓ **Cálculo da área e do volume das cascas esféricas**

O volume de uma esfera pode ser calculado através de uma integral tripla em coordenadas esféricas, cujo Jacobiano é  $J = r^2 \cdot \sin\Phi$ . Assim, sendo  $\Phi$  o ângulo de giro de uma reta na vertical e  $\theta$  o ângulo de giro na horizontal, o volume de uma esfera de raio  $R$  é dado por:

$$\iiint r^2 \cdot \sin\Phi \cdot dr \cdot d\theta \cdot d\Phi = \frac{4}{3} \cdot \pi \cdot R^3 \cdot (1 - \cos\phi)$$

No caso, pela Figura 36, tem-se  $\Phi = 44,5^\circ$  aproximadamente. Considerando que a casca tem 50 cm de espessura, calculou-se o volume de uma laje esférica como:

$$V = \frac{4}{3} \cdot \pi \cdot 30,25^3 \cdot [1 - \cos(44,5)] - \frac{4}{3} \cdot \pi \cdot 29,75^3 \cdot [1 - \cos(44,5)] \approx 800 \text{ m}^3$$

Assim, o volume total é de aproximadamente  $1600 \text{ m}^3$ . Por sua vez, a área total é dada por  $A = 1600 / 0,5 = 3200 \text{ m}^2$ .