

GIOVANNI PALERMO

*CONCRETO PROJETADO
COMO REVESTIMENTO DE TÚNEIS*

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

Área de Concentração:
Engenharia de Construção Civil

Orientador:
Paulo Roberto do Lago Helene

São Paulo
1997

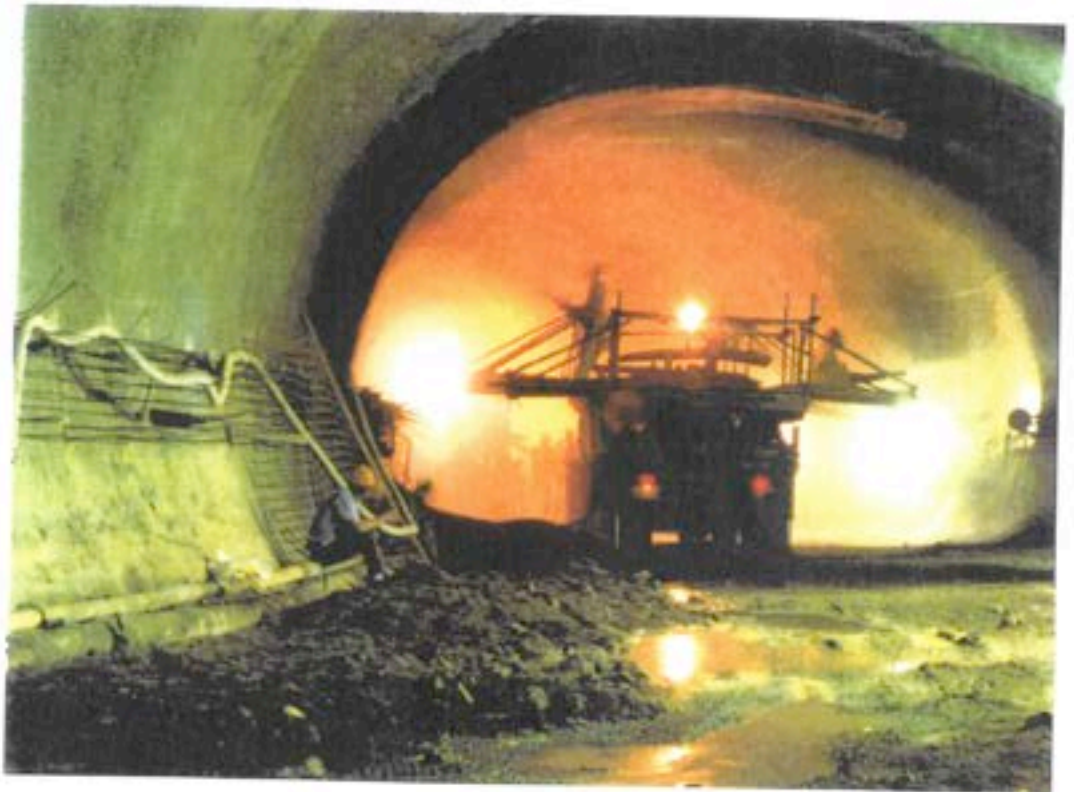
Palermo, Giovanni

Concreto projetado como revestimento de túneis. São Paulo, 1997.

306p.

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Construção Civil.

1. Concreto Projetado 2. Túneis - Método NATM
I. Universidade de São Paulo. Escola Politécnica.
Departamento de Engenharia de Construção Civil II. t



À Marina, Luciana, Priscila,
Rafaella e Giovanna

AGRADECIMENTOS

A finalização deste trabalho representa o alcance de uma antiga aspiração de consolidar e registrar interpretações de conceitos tecnológicos da Engenharia de Materiais empregados no apoio ao desenvolvido e minimização de custos de construções subterrâneas.

Os “tuneleiros” são pessoas com ampla visão, mas conservadores, talvez porque a área historicamente teve a sua evolução lastreada fundamentalmente na observação crítica de obras em execução, pois muitos conceitos e procedimentos fundamentais ainda hoje carecem de explicações teóricas mais precisas.

O ganho de conhecimento ocorrido neste segmento da engenharia somente foi possível através da interação sinérgica das áreas de Engenharia de materiais, construção de túneis, e de custos e contratos.

O meu entendimento desse conhecimento ou, mais importante, o conhecimento de seus limites, só foi possível com a oportunidade de convivência com pessoas, que são educadores natos e verdadeiros formadores de opinião e, que por suas posturas, convicções, e idéias eu tenho um profundo respeito. Assim gostaria de explicitar meus agradecimentos ao apoio dado para minha formação profissional aos colegas Paulo Roberto do Lago Helene, Carlos Eduardo Siqueira Maffei, Kenzo Hori, Alberto Pinto Horta Neto, Ricardo Luis Leonardo Leite, Simão Prizskulnik, Vera Lúcia Amaral Sardinha, Sergio Eduardo Favero Salvadori e Regina Marcela Baccarat Teixeira que me ensinaram a questionar os conceitos estabelecidos com um espírito crítico de pesquisador, a projetar obras com a praticidade de um construtor, e a olhar os seus custos com a visão de um administrador, dentro da regra de viver preconizada pelo Barão de Itararé, “...triste não é mudar de idéia, triste é não ter idéia para mudar”.

Meu muito obrigado aos integrantes da equipe técnica da Companhia do Metropolitano de São Paulo - METRÔ/SP, que pela sua dedicação e empenho na resolução dos problemas encontrados e, autoconfiança na adoção de soluções técnicas inovadoras, me propiciaram um frutífero aprendizado nestes últimos 18 anos.

Para finalizar, meu especial agradecimento à Companhia do Metropolitano de São Paulo - METRÔ/SP pela missão a mim atribuída e pela fonte de problemas que empulsiona meu aprimoramento e alimenta minha satisfação na adoção da melhor solução.

SUMÁRIO

	Página
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 JUSTIFICATIVA.....	1
1.2 PRINCIPAIS CENTROS DE PESQUISA.....	2
1.3 OBJETIVO.....	3
1.4 CONTEÚDO DA DISSERTAÇÃO.....	3
2 MÉTODOS CONSTRUTIVOS DE TÚNEIS	6
2.1 INTRODUÇÃO.....	6
2.2 BREVE HISTÓRICO.....	7
2.3 MÉTODOS PARA ABERTURA DE TÚNEIS.....	10
2.3.1 Métodos Construtivos de Obras Enterradas.....	10
2.3.1.1 Principais Características Limitantes.....	13
2.3.1.2 Sem o Emprego de Paredes de Contenção.....	15
2.3.1.3 Com o Emprego de Paredes de Contenção.....	15
2.3.2 Métodos Construtivos de Obras Subterrâneas Túneis.....	19
2.3.2.1 Principais Características Limitantes.....	21
2.3.2.2 Método Clássico de Abertura de Túneis.....	23
2.3.2.3 Método Austríaco Moderno- NATM.....	27
2.3.2.4 Escavações Mecanizadas- "Shields".....	31
2.3.3 Avaliação da Aplicabilidade dos Métodos Construtivos de acordo com as Características do Maciço.....	35
2.4 NOVO MÉTODO AUSTRÍACO DE ABERTURAS DE TÚNEIS- NATM.....	37
2.4.1 Fenômenos em Jogo na Abertura de Túneis.....	37
2.4.2 O que é NATM sob o Ponto de Vista de Comportamento Estrutural.....	47
2.4.2.1 Efeito de Anel Fechado.....	50
2.4.2.2 Flexibilidade do Revestimento.....	51
2.4.2.3 Efeito do Tempo.....	52
2.4.3 Regras Fundamentais que Formam a Filosofia do NATM.....	53
2.4.4 Processos de Projeção do Concreto Projetado.....	57
2.4.4.1 Via Seca.....	57
2.4.4.2 Via Úmida.....	58
2.5 ANÁLISE CRÍTICA.....	59

3	EVOLUÇÃO DO EMPREGO DO CONCRETO PROJETADO EM TÚNEIS	63
3.1	INTRODUÇÃO.....	63
3.2	BREVE HISTÓRICO DO EMPREGO DO CONCRETO CONVENCIONAL E PROJETADO COM RESPONSABILIDADE DE ESTANQUEIDADE E DE ISOLAMENTO ELÉTRICO EM OBRAS ENTERRADAS E SUBTERRÂNEAS.....	64
3.3	BREVE HISTÓRICO SOBRE O PIONEIRISMO DA ENGENHARIA BRASILEIRA NO EMPREGO DO CONCRETO PROJETADO COMO REVESTIMENTO DEFINITIVO DE TÚNEIS.....	73
3.3.1	Levantamento do Estado do Conhecimento até 1980 sobre Durabilidade do Concreto.....	73
3.3.2	Levantamento do Estado do Conhecimento até 1980 sobre o Emprego do Concreto Projetado.....	76
3.3.3	Convicções Tecnológicas sobre o Material Concreto Projetado emitidas pelas Principais Projetistas de Túneis Brasileiros entre 1975 e 1981.....	83
3.3.3.1	Emprego do Concreto Projetado como Estrutura Definitiva.....	84
3.3.3.2	Definição do Concreto Projetado.....	85
3.3.3.3	Tipo de Cimento a ser Empregado no Concreto Projetado.....	86
3.3.3.4	Diâmetro Máximo dos Agregados.....	86
3.3.3.5	Distribuição Granulométrica.....	87
3.3.3.6	Resistência a Compressão Axial.....	87
3.3.4	Os Principais Passos dados pela Engenharia Nacional para Empregar o Concreto Projetado como Estrutura Definitiva de Túneis a partir de 1980.....	89
3.3.5	A Tomada de Decisão.....	92
3.4	EVOLUÇÃO DOS PROJETOS DE REVESTIMENTO DE TÚNEIS - NATM.....	93
3.5	ANÁLISE CRÍTICA.....	99
4	AValiação DE REVESTIMENTO DE TÚNEIS EM CONCRETO	102
4.1	INTRODUÇÃO.....	102
4.2	METODOLOGIAS DE ENSAIOS.....	103
4.2.1	Durabilidade.....	104
4.2.1.1	Estrutura Interna do Concreto.....	106
4.2.1.2	Lei de Penetração dos Líquidos.....	110
4.2.1.2.1	Capilaridade.....	111
4.2.1.2.2	Permeabilidade - Água sob Pressão.....	116
4.2.1.3	Difusividade.....	118
4.2.1.4	Metodologia de Ensaios.....	121
4.2.2	Resistência.....	122
4.3	LIMITES ESPECIFICADOS.....	124
4.3.1	Durabilidade.....	124
4.3.2	Resistência.....	130
4.3.3	Pontos de Vista sobre algumas Diretrizes Tecnológicas.....	131

4.4	LEVANTAMENTO E DISCUSSÃO DE DADOS.....	139
4.4.1	Experimentos	
4.4.1.1	Experimento de Campo para Análise dos Critérios de Averiguação das Resistências de Projeto	139
4.4.1.2	Experimento de Laboratório sobre o Comportamento das Metodologias de Ensaios de Durabilidade	155
4.4.1.3	Experimento de Campo sobre as Potencialidades de Resistência à Compressão Axial e de Durabilidade do Concreto Projetado	162
4.4.2	Desempenho de Obras Nacionais	167
4.4.3	No Levantamento Bibliográfico de Obras no Exterior	169
4.5	ANÁLISE CRÍTICA.....	175
5	AValiação DOS TúNEIS EM OPERação	178
5.1	INTRODUÇÃO.....	178
5.2	DESCRiÇÃO GENÉRICA DOS PROBLEMAS DE UMA OBRA DE TÚNEL LOCALIZADO NA CIDADE DE SÃO PAULO.....	178
5.2.1	Agressividade das Águas Subterrâneas e do Solo da Cidade de São Paulo.....	178
5.2.2	Discussão sobre o Mecanismo de Deterioração do Revestimento de Concreto de Túneis na Cidade de São Paulo	181
5.2.2.1	Mecanismo como os Íons Agressivos chegam até a Superfície do Concreto	183
5.2.2.2	Movimentação dos Íons Agressivos no Interior do Concreto.....	183
5.2.2.3	Mecanismo de Deterioração do Concreto - Processo Químico da Ação do CO ₂ Agressivo.....	184
5.2.2.4	Mecanismo de Deterioração do Concreto - Processo por Percolação de Água do Lençol Freático	185
5.2.3	Diretriz Tecnológica das Estruturas de Concreto Durável empregadas como Revestimento de Túneis na Cidade de São Paulo	186
5.3	ESCOLHA DOS PARÂMETROS DE DESEMPENHO	188
5.3.1	Durabilidade como Parte da Avaliação de Desempenho	189
5.3.2	Avaliação da Durabilidade por Métodos de Campo.....	189
5.3.3	Parâmetros Eleitos para Avaliação por Desempenho de Túneis na Cidade de São Paulo.....	191
5.4	LIMITES NORMALMENTE ESPECIFICADOS	193
5.5	LEVANTAMENTOS DE CAMPO.....	195
5.6	DIRETRIZES DE PROJETO PARA SE OBTER ESTANQUEIDADE EM TÚNEIS.....	201
5.7	ANÁLISE CRÍTICA.....	203

	Página
6 AVALIAÇÃO DOS CUSTOS DOS TÚNEIS	208
6.1 INTRODUÇÃO.....	208
6.2 CUSTO DE REVESTIMENTOS DE TÚNEIS EXECUTADOS PELO MÉTODO NATM EMPREGANDO CONCRETO PROJETADO.....	214
6.2.1 Rendimentos.....	215
6.2.2 Custos.....	219
6.2.3 Balanço de Materiais.....	220
6.2.3.1 Discussões sobre as Perdas de Material no Lançamento do Concreto Projetado.....	224
6.2.3.2 Cálculo dos Preços Unitários.....	228
6.2.4 Mão de Obra.....	231
6.2.5 Formas Contratuais de Medições e Pagamentos.....	232
6.2.6 Software de Estimativa do Custo de Revestimento de Túnel em Concreto Projetado.....	233
6.3 ANÁLISE CRÍTICA.....	234
7 CONCLUSÕES	239
7.1 INTRODUÇÃO.....	239
7.2 DIRETRIZES TECNOLÓGICAS DO MATERIAL CONCRETO PROJETADO PARA SER EMPREGADO COMO REVESTIMENTO DEFINITIVO DE TÚNEIS.....	242
7.2.1 Controle do Material Concreto Projetado durante a Execução.....	247
7.2.1.1 Materiais.....	247
7.2.1.2 Antes da Projeção.....	247
7.2.1.3 Após a Projeção.....	249
7.2.1.4 Concreto Endurecido.....	249
7.2.2 Controle do Revestimento de Concreto Projetado durante a Execução.....	250
7.2.3 Recebimento da Estrutura Acabada.....	253
7.3 A LIMITAÇÃO DO CONHECIMENTO.....	255
ANEXO A: RESULTADOS DO PLANO DE PESQUISA DAS POTENCIALIDADES DE RESISTÊNCIA E DURABILIDADE DO CONCRETO PROJETADO VIA SECA E VIA ÚMIDA	256
ANEXO B: SOFTWARE DE ESTIMATIVA DO CUSTO DE REVESTIMENTO DE TÚNEL EM CONCRETO PROJETADO MANUAL E DISQUETES	259
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	300

LISTA DE FIGURAS

Figura	Página
2.1 MÉTODO "CUT AND COVER"- DIRETO.....	11
2.2 MÉTODO "CUT AND COVER"- INVERTIDO.....	12
2.3 MÉTODO "CUT AND COVER"EM TALUDE.....	14
2.4 MÉTODO "CUT AND COVER" PERFÍS METÁLICOS, PRANCHÕES DE MADEIRA E TIRANTES.....	16
2.5 MÉTODO "CUT AND COVER"- PAREDE DE CONTENÇÃO TIPO PRÉ MOLDADO OU MOLDADO "IN LOCO".....	17
2.6 DETALHE DE JUNTA DE PAREDE PRÉ-MOLDADA.....	18
2.7 MÉTODO "CUT AND COVER"- PAREDES DE ESTACAS JUSTAPOSTAS OU ESTACAS ESPAÇADAS COM CONCRETO PROJETADO.....	20
2.8 MÉTODO ALEMÃO.....	24
2.9 MÉTODO BELGA.....	25
2.10 MÉTODO AUSTRIACO CLÁSSICO.....	26
2.11 MÉTODO INGLÊS.....	27
2.12 MÉTODO AUSTRIACO MODERNO - NATM.....	28
2.13 SEQUÊNCIA CONSTRUTIVA DO MÉTODO NATM.....	30
2.14 SISTEMA "BLADE SHIELD".....	32
2.15 SISTEMA TBM.....	32
2.16 ESQUEMA DE EVOLUÇÕES DOS DESLOCAMENTOS DA PAREDE DO TÚNEL.....	38
2.17 CURVAS CARACTERÍSTICAS DO MACIÇO.....	39
2.18 EXEMPLO DE COMPORTAMENTO DO MACIÇO-CURVA TIPO IV.....	42
2.19 CURVA CARACTERÍSTICA DE MACIÇO NA REGIÃO DO TETO E NA SOLEIRA.....	44
2.20 MECANISMO DE RUPTURA DE MACIÇO ROCHOSO FRATURADO.....	44
2.21 CURVA CARACTERÍSTICA DE MACIÇO VISCOSO.....	46
2.22 CURVA DA EVOLUÇÃO DO ESFORÇO SOBRE O REVESTIMENTO EM FUNÇÃO DA DISTÂNCIA DA FRENTE DE ESCAVAÇÃO.....	46
2.23 ESTADO DE TENSÕES DO TÚNEL SEM REVESTIMENTO ANTES E IMEDIATAMENTE APÓS A ESCAVAÇÃO.....	49
2.24 TÚNEL COM REVESTIMENTO.....	50
2.25 RESISTÊNCIA DO REVESTIMENTO EM FUNÇÃO DA FLEXIBILIDADE E DO TEMPO.....	52
3.1 SEÇÃO TRADICIONAL DE PROJETO DE TÚNEL.....	94
3.2 SEÇÃO DE PROJETO DO TÚNEL DO METRÔ DE MUNIQUE.....	95
3.3 SEÇÃO DE PROJETO DO TÚNEL DE SANEAMENTO DE VEREINA.....	96
3.4 UTILIZAÇÃO DE CONCRETO PROJETADO COMO ESTRUTURA DEFINITIVA NO METRÔ DE ESTOCOLMO.....	98
4.1 ASCENSÃO DE LÍQUIDOS NO CAPILAR.....	112
4.2 POROSIDADE CAPILAR EM FUNÇÃO DA FRAÇÃO HIDRATADA DO CIMENTO E DA RELAÇÃO ÁGUA-CIMENTO.....	123

Figura	Página
4.3 MAPEAMENTO DE CORPOS DE PROVA EXTRAÍDOS DA ESTRUTURA.....	154
4.4 DESEMPENHO DO MÉTODO DE ENSAIO ABSORÇÃO POR IMERSÃO E FERVURA.....	157
4.5 NÍVEL DE POROSIDADE DO CONCRETO EM FUNÇÃO DA FRAÇÃO HIDRATADA DO CIMENTO E O TEMPO DE CURA.....	158
4.6 DESEMPENHO DO MÉTODO DE ENSAIO PENETRAÇÃO SOB PRESSÃO.....	159
4.7 DESEMPENHO DO MÉTODO DE ENSAIO ABSORÇÃO CAPILAR.....	160
4.8 DESEMPENHO DO MÉTODO DE ENSAIO RESISTIVIDADE ELÉTRICA VOLUMÉTRICA E SUPERFICIAL.....	161
5.1 DETALHE DE LIXIVIAÇÃO DO CONCRETO COM CARREAMENTO DE MATERIAL.....	196
5.2 DETALHES DA POROSIDADE DO CONCRETO POR PROBLEMAS DE ARMAÇÃO.....	197
5.3 DETALHE DA REDE DE BACTÉRIAS - IFAS INTERAGINDO COM A PASTA DE CIMENTO.....	199
5.4 FUNGO FILAMENTOSO - IFAS.....	200
6.1 CUSTOS DE TÚNEIS EXECUTADOS EM "SHIELD".....	211
6.2 CUSTO DE TÚNEIS BRASILEIROS ESCAVADOS EM ROCHA DURA.....	212
6.3 EVOLUÇÃO DO CUSTO DO REVESTIMENTO DE TÚNEIS EM FUNÇÃO DO F_{ck}	213
6.4 DETERMINAÇÃO DO VOLUME SECO SOLTO DA MISTURA DE CIMENTO E AGREGADO.....	222
6.5 BALANÇO DE MATERIAL PARA A PROJEÇÃO VIA SECA.....	223
6.6 COMPARAÇÃO ENTRE OS CUSTOS FINAIS DOS REVESTIMENTOS DE TÚNEIS EXECUTADOS COM CONCRETOS NORMAIS E ADITIVADOS COM MICROSSÍLICA.....	237
B.1 FATOR DE REFLEXÃO x ESPESSURA DA CAMADA DE CONCRETO SEM MICROSSÍLICA E PROJEÇÃO POR VIA ÚMIDA - 2ª FASE.....	269
B.2 FATOR DE REFLEXÃO x ESPESSURA DA CAMADA DE CONCRETO COM MICROSSÍLICA E PROJEÇÃO POR VIA ÚMIDA - 2ª FASE.....	270
B.3 FATOR DE REFLEXÃO x ESPESSURA DA CAMADA DE CONCRETO COM MICROSSÍLICA E PROJEÇÃO POR VIA SECA - 2ª FASE.....	271
B.4 FATOR DE REFLEXÃO x ESPESSURA DA CAMADA DE CONCRETO SEM MICROSSÍLICA E PROJEÇÃO POR VIA SECA - 2ª FASE.....	272
B.5 FATOR DE REFLEXÃO x ESPESSURA DA CAMADA DE CONCRETO COM MICROSSÍLICA, EM ROCHA E PROJEÇÃO POR VIA SECA 1ª FASE.....	273
B.6 FATOR DE REFLEXÃO x ESPESSURA DA CAMADA DE CONCRETO COM MICROSSÍLICA, EM SOLO E PROJEÇÃO POR VIA ÚMIDA 1ª FASE.....	274
B.7 FATOR DE REFLEXÃO x ESPESSURA DA CAMADA DE CONCRETO SEM MICROSSÍLICA, EM ROCHA E PROJEÇÃO POR VIA ÚMIDA 1ª FASE.....	275

Figura	Página
B.8 FATOR DE REFLEXÃO x ESPESSURA DA CAMADA DE CONCRETO SEM MICROSSÍLICA, EM SOLO E PROJEÇÃO POR VIA ÚMIDA 1ª FASE.....	276
B.9 FATOR DE REFLEXÃO x ESPESSURA DA CAMADA DE CONCRETO COM MICROSSÍLICA, EM ROCHA E PROJEÇÃO POR VIA SECA 1ª FASE.....	277
B.10 FATOR DE REFLEXÃO x ESPESSURA DA CAMADA DE CONCRETO SEM MICROSSÍLICA, EM ROCHA E PROJEÇÃO POR VIA SECA 1ª FASE.....	278
B.11 FATOR DE REFLEXÃO x ESPESSURA DA CAMADA DE CONCRETO COM MICROSSÍLICA, EM SOLO E PROJEÇÃO POR VIA SECA 1ª FASE.....	279
B.12 FATOR DE REFLEXÃO x ESPESSURA DA CAMADA DE CONCRETO SEM MICROSSÍLICA, EM SOLO E PROJEÇÃO POR VIA SECA 1ª FASE.....	280

LISTA DE TABELAS

Tabela	Página
2.1 MAIORES ESCAVAÇÕES DO MUNDO.....	8
2.2 AVALIAÇÃO DA SUA APLICABILIDADE DOS PRINCIPAIS MÉTODOS CONSTRUTIVOS SUBTERRÂNEOS CONFORME AS CARACTERÍSTICAS DO MACIÇO	36
3.1 ANÁLISE DO REVESTIMENTO DE CONCRETO PROJETADO DOS TÚNEIS DA EXTENSÃO NORTE DO METRÔ/SP	68
4.1 CONSUMO MÍNIMO DE CIMENTO E RELAÇÃO ÁGUA-CIMENTO EM FUNÇÃO DA AGRESSIVIDADE DO MEIO PARA ESTRUTURAS DE CONCRETO CONVENCIONAL.....	126
4.2 LIMITES DE GRADUAÇÃO APRA COMBINAÇÃO DE AGREGADOS PARA CONCRETO PROJETADO.....	129
4.3 EXTENSÃO NORTE / TÚNEL LESTE CRITÉRIO DO ACI 506 - AMOSTRAGEM A CADA 38 M ³	140
4.4 EXTENSÃO NORTE / TÚNEL LESTE CRITÉRIO DA NBR 6118 - AMOSTRAGEM A CADA 2 DIÂMETROS	141
4.5 EXTENSÃO NORTE / TÚNEL LESTE CRITÉRIO DA NBR 6118 - AMOSTRAGEM A CADA 20 METROS.....	142
4.6 EXTENSÃO NORTE / TÚNEL LESTE CRITÉRIO DA NBR 6118 - AMOSTRAGEM A 2 SEMANAS.....	143
4.7 EXTENSÃO NORTE / TÚNEL OESTE CRITÉRIO DO ACI 506 - AMOSTRAGEM A CADA 38 M ³	144
4.8 EXTENSÃO NORTE / TÚNEL OESTE CRITÉRIO DA NBR 6118 - AMOSTRAGEM A CADA 2 DIÂMETROS	145
4.9 EXTENSÃO NORTE / TÚNEL OESTE CRITÉRIO DA NBR 6118 - AMOSTRAGEM A CADA 20 METROS.....	146
4.10 EXTENSÃO NORTE / TÚNEL OESTE CRITÉRIO DA NBR 6118 - AMOSTRAGEM A 2 SEMANAS.....	147
4.11 COMPARAÇÃO ENTRE OS VALORES DE RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA ESTIMADA E OS VALORES MAIS BAIXOS DE CADA LOTE	150
4.12 TRAÇOS DE CONCRETO PROJETADO VIA ÚMIDA REVESTIMENTO	163
4.13 TRAÇOS DE CONCRETO PROJETADO VIA SECA PARA ACABAMENTO	164
4.14 TRAÇOS PROPOSTOS DE CONCRETO PROTADO VIA SECA PARA REVESTIMENTO	165
4.15 LEVANTAMENTO DE DADOS DE RESISTÊNCIA E DURABILIDADE DE OBRAS NACIONAIS	168
4.16 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES	169
4.17 TESTES PRELIMINARES DE CONCRETO PROJETADO PARA O TÚNEL ELIANA	170
4.18 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO.....	171

Tabela	Página
4.19 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NA FLEXÃO.....	172
4.20 MÓDULO DE DEFORMAÇÃO.....	173
4.21 ABSORÇÃO.....	173
4.22 VALORES MÉDIOS DE PERMEABILIDADE.....	174
4.23 PROPRIEDADES DO CONCRETO PROJETADO VIA SECA E VIA ÚMIDA.....	174
4.24 PERMEABILIDADE IÔNICA.....	175
5.1 ANÁLISE DAS ÁGUAS DA REGIÃO DE SÃO PAULO.....	180
5.2 ESCALA DE DEGRADAÇÃO.....	190
5.3 DEFINIÇÃO DO GRAU DE ESTANQUEIDADE PARA ESTRUTURAS SUBTERRÂNEAS EM FUNÇÃO DO USO.....	193
5.4 ESPECIFICAÇÃO DA MÁXIMA INFILTRAÇÃO DAS ENTIDADES ASSOCIAÇÕES U.S. WASTEWATER CONVEYANCE TUNNELS AND U.S. RAPID TRANSIT SYSTEMS DOS ESTADOS UNIDOS.....	194
5.5 LEVANTAMENTO DOS PARÂMETROS DE DESEMPENHO.....	198
5.6 CRITÉRIO TÉCNICO PARA SELEÇÃO ENTRE LÂMINAS PLÁSTICAS E CONCRETO DE BAIXA PERMEABILIDADE PARA TÚNEIS.....	203
5.7 CLASSIFICAÇÃO DOS TIPOS DE INFILTRAÇÕES E TRATAMENTOS.....	204
6.1 COMPARAÇÃO ENTRE OS PROCESSOS VIA SECA ÚMIDA E SEMI-ÚMIDA.....	216
7.1 CONTROLE DO CIMENTO.....	248
7.2 CONTROLE DOS AGREGADOS.....	248
7.3 CONTROLE DOS ADITIVOS.....	249
7.4 FORMAÇÃO DE UM LOTE DE ENSAIOS A SEREM REALIZADOS EM TESTEMUNHOS EXTRAÍDOS DA ESTRUTURA PARA O CONTROLE DE ESTRUTURA.....	254
A.1 RESULTADOS DO PLANO DE PESQUISA DAS POTENCIALIDADES DE RESISTÊNCIA E DURABILIDADE DO CONCRETO PROJETADO VIA SECA E VIA ÚMIDA.....	258
B.1 FATOR DE REFLEXÃO x ESPESSURA DE CAMADA - 1ª FASE.....	267
B.2 FATOR DE REFLEXÃO x ESPESSURA DE CAMADA - 2ª FASE.....	267

RESUMO

Este trabalho apresenta os métodos construtivos de túneis dentro de uma visão crítica de margem de segurança, durabilidade e custo dos revestimentos de concreto.

São registrados diversos procedimentos normalmente adotados pelos "tuneleiros", sendo estes revalidados ou criticados dentro da ótica de durabilidade e nível de estaqueidade mínimos necessários aos túneis.

Detalha cronologicamente o entrosamento entre os engenheiros de túneis, os geólogos e os tecnologistas de concreto, ocorrido nos últimos 20 anos, que permitiu grandes saltos tecnológicos no setor de construção de túneis, tais como, o emprego do concreto convencional e projetado de baixa permeabilidade.

Registra os passos pioneiros da engenharia nacional no emprego do concreto projetado como revestimento de túneis escavados pelo método NATM em solo.

Sob o ponto de vista de durabilidade apresenta análises das metodologias de ensaios e dos seus respectivos limites normalmente especificados, e procede a uma avaliação comparativa do desempenho de alguns túneis em operação.

O ganho de conhecimento obtido através da consolidação crítica das tecnologias e práticas recomendadas empregadas nestes últimos 20 anos foram associadas com pesquisa especialmente realizada para identificar novos potenciais do material concreto projetado, que permitiu a formulação de uma nova proposta de especificação de concreto para túneis.

Fornece ainda subsídios para a determinação dos custos dos revestimentos de túneis visando melhorar a qualidade de decisão na escolha de métodos construtivos.

ABSTRACT

This technical paper presents construction methods of tunnels - within a critical vision of safety margin, durability and cost of the concrete revetments. Various procedures are normally used by "tunnel makers", and they are either revalidated or criticised from the point of view of the minimum durability and staking that are necessary for tunnels.

It also gives full account, chronologically, of the interplay among tunnel designers, geologists and concrete technologists during the last twenty years, that made it possible to obtain great technological improvements in the tunnel construction field of activity, such as the use of low permeability conventional concrete, and shotcrete.

The paper also records the first and pioneer steps of Brazilian engineering in the use of shotcrete as a revetment of tunnels excavated in soil, with the NATM method.

From the durability point of view, it proposes an analysis of the test methodologies and their respective limits normally specified, and makes a comparative evaluation of the performance of several tunnels presently in use.

The knowledge acquired through the critical consolidation of the recommended technologies and practices employed in the two past decades was associated with a research that was specially planned to identify new potentials of the shotcrete material, that allow to propose a new specifications of shotcrete for tunnels.

It also provides subsidies for determining the cost of tunnels revetments, in order to improve the quality of decision for selecting construction methods.

Capítulo 1

INTRODUÇÃO

1.1 JUSTIFICATIVA

O Novo Método Austriaco de Túneis - NATM vem nos últimos anos se estabelecendo como um método de importante papel na construção de túneis, seja pelo seu menor custo seja pela simplicidade envolvida.

Associado a esse ganho de importância do NATM está a do concreto projetado, que tem seu lugar assegurado como principal elemento de viabilização do método.

É de fundamental importância o registro dos passos no desenvolvimento e fixação da tecnologia envolvida; a análise crítica do estado do conhecimento de então; a avaliação das especificações que nortearam a construção das obras existentes; a observação criteriosa dos ensaios e resultados obtidos; e da condição de operação das obras executadas. Somente com esse panorama e com a constatação atual e futura da “qualidade”, no sentido mais amplo, das obras construídas, é possível; reavaliar diretrizes e parâmetros; e aferir conceitos e conhecimentos, de forma a nortear os passos seguintes, possibilitando o desenvolvimento da tecnologia para a viabilização de obras de melhor qualidade a um menor custo.

O NATM que inicialmente foi utilizado praticamente de forma empírica, empregando o concreto projetado com os mesmos parâmetros, ensaios e técnicas que norteavam a análise do concreto convencional, teve nos últimos anos, apesar de insuficiente, muito conhecimento incorporado sobre o material concreto e sua interação com o processo NATM.

Nem essa interação é amplamente dominada e já se atribui ao concreto projetado a responsabilidade de revestimento definitivo.

Este caso de ganho de responsabilidade foi bastante peculiar, pois assim como ocorreu no concreto convencional de baixa permeabilidade o emprego do concreto projetado como estrutura definitiva não se lastreou em pesquisa fundamental, mas sim numa criativa adequação de procedimentos executivos dentro de um quadro de se utilizar o que normalmente existe disponível.

Assim a presente dissertação visa resgatar o histórico da construção de túneis no Brasil e no mundo, relatando o importante papel do NATM e o ganho de conhecimento adquirido ao longo dos anos de utilização.

Objetiva ainda registrar a experiência consolidada na determinação de custo e, como resultado de uma avaliação entre as especificações aplicadas, dos resultados obtidos e da condição das obras hoje em operação, propõe novas especificações para o material concreto projetado para utilização em túneis escavados pelo método NATM.

“...Haverá o dia em que todos os acontecimentos em campo foram previstos no projeto; em que os resultados das análises de laboratório fornecerão as reais medidas das condições das obras e, quem sabe; os registros, as análises, as reavaliações e as novas propostas não sejam mais necessárias.”

1.2 PRINCIPAIS CENTROS DE PESQUISAS

O principais centros de pesquisa atualmente estão vinculados às Universidade. Entre estas destacam-se internacionalmente a Universidade de Bochum na Alemanha e a Universidade de Columbia na Inglaterra. Entre os esforços privados destaca-se o túnel experimental de Hagerbach localizado na Suíça.

1.3 OBJETIVO

O objetivo deste trabalho é analisar o emprego e desempenho do concreto projetado em de revestimento de túneis sob o enfoque de durabilidade, estanqueidade e custo.

1.4 CONTEÚDO DA DISSERTAÇÃO

Este trabalho realiza uma análise técnica e econômica do emprego do concreto como revestimentos de obras enterradas e subterrâneas.

O capítulo 2 apresenta uma descrição detalhada de todos os métodos construtivos de obras enterradas e subterrânea, e procede a uma análise estrutural minuciosa dos fenômenos que entram em jogo no processo NATM- Novo Método Austriaco de Construção de Túneis.

O capítulo 3 registra e analisa cronologicamente a evolução dos conhecimentos tecnológicos, no Brasil e no Exterior, que culminaram com o emprego do concreto como responsável pela estanqueidade de obras subterrâneas; e detalha especialmente o pioneirismo da Engenharia Brasileira no emprego do concreto projetado como revestimento definitivo de túneis escavados em solo. Estes ganhos de conhecimento, obtidos nos últimos 20 anos, são analisados e consolidados no tópico evolução dos projetos de revestimento.

O capítulo 4 analisa os concretos de revestimentos pela ótica de ensaios de durabilidade e resistência à compressão axial. Através de uma análise crítica teórica e experimental do desempenho das metodologias de ensaios comumente empregados para avaliar a durabilidade de concretos empregados em obras em subterrâneas ou enterradas, procede-se a uma discussão dos seus respectivos limites encontrados nas especificações nos últimos vinte anos.

Experimentos especialmente elaborados para verificar o comportamento destes parâmetros nos concretos projetados normais e com o emprego de adições especiais, tais

como: microsilica, polímeros, e aditivos aceleradores não alcalinos, que permitiram a apresentação de uma nova proposta de especificação.

O capítulo 5 complementa as deficiências de análise impostas pelo capítulo 4, isto é, enquanto que a abordagem do capítulo 4 permite uma análise do material concreto, convencional e projetado, o enfoque dado no capítulo 5 permite uma análise visualizando-se o comportamento da estrutura. Esta abordagem, denominada de análise por desempenho, estabelece outros tipos parâmetros que analisam o comportamento do produto em relação ao seu uso. Desta maneira é possível se comparar os vários métodos construtivos subterrâneos e enterrados empregando os mais diversos tipos de revestimentos. Assim sendo, estes novos parâmetros são definidos em função do que se deseja para o empreendimento e não o como ou com que material este será realizado.

Dentro deste contexto o capítulo 5 descreve, de uma forma genérica, os problemas de uma obra subterrânea ou enterrada localizada na cidade de São Paulo a fim de justificar os parâmetros de desempenho que foram eleitos. Com estes parâmetros, onde entre eles destaca-se o nível de infiltração permitido, procede-se a levantamentos em diversas obras executadas na cidade de São Paulo e fruto de uma análise crítica sugerem-se diversas diretrizes de Projeto em função do uso do túnel.

O capítulo 6 apresenta informações sobre custos de túneis em função do método construtivo e orienta sobre os cuidados que devem ser tomados para se estabelecer comparações de custos confiáveis. Apresenta diretrizes de apoio na determinação dos custos do concreto convencional e projetado. No primeiro caso é fornecida tabela de custo relativo do concreto em função do crescimento da resistência à compressão axial; e no segundo caso são fornecidas planilhas eletrônicas que levam em conta as especificidades do método construtivo NATM. Especificamente para o segundo caso também se apresentam informações que permitem o cálculo dos custos de escavação ao se empregar o método NATM, viabilizando-se a comparação com outros métodos construtivos.

No capítulo 7 é realizada uma análise crítica do desenvolvimento tecnológico da utilização do concreto projetado no revestimento de túneis e, é apresentada uma proposta de especificação do concreto para ser empregado como revestimento definitivo

de túneis sob o enfoque simultâneo de ensaios e de desempenho, fruto da consolidação dos estudos deste trabalho. Acrescenta ainda a necessidade de estudos na área que hoje se apresenta premente face a crescente aplicação do concreto projetado como revestimento de túneis e em especial como revestimento definitivo.

Capítulo 2

MÉTODOS CONSTRUTIVOS DE TÚNEIS

2.1 INTRODUÇÃO

Este capítulo tem como objetivo apresentar os principais métodos construtivos de obras executadas sob a superfície contemplando um rápido histórico da evolução de sua tecnologia, e descrevendo sucintamente as respectivas peculiaridades como panorama para uma análise mais detalhada dos conceitos fundamentais do NATM "New Austrian Tunneling Method".

A tecnologia de abertura de túneis tem evoluído muito, principalmente nos últimos anos, atendendo à demanda da sociedade para melhorar o transporte, o saneamento básico, a estocagem de matérias primas e alimentos, a extração de minerais, etc. A necessidade destas obras tem permitido um rápido progresso em diversos ramos científicos, tais como: mecânica dos solos, mecânica das rochas, geologia de engenharia, métodos numéricos, tecnologia de materiais, etc., que associado ao desenvolvimento de computadores, equipamentos de escavação, e equipamentos de monitoramento tem viabilizado obras cada vez mais rápidas baratas e ousadas, e nem por isso menos seguras.⁽¹⁾

Conforme o método construtivo as obras executadas sob a superfície poderão ser denominadas de enterrada ou subterrânea. A grande distinção entre estes conceitos é relativa à destruição ou não da superfície. Enquanto que a obra enterrada é executada a partir da abertura da superfície ("cut and cover" ou trincheira) a obra subterrânea é instalada sem qualquer perturbação desta, isto é, os túneis.

Cabe ressaltar o crescimento do processo NATM nos últimos anos. Na Alemanha, entre os anos de 1963 a 1990, 35% dos túneis construídos foram através do método NATM

empregando o concreto projetado como revestimento provisório. Destaca-se o Metrô de Munique, onde em toda a sua extensão, até o ano de 1990, 93% do total estão sob a superfície, onde 43% foram construídos pelo método "cut and cover" direto, 10% através do "cut and cover" invertido, 10% em "shield", e 30% em NATM. No Japão, entre os anos de 1988 a 1990, foram lançados mais de 2 milhões de m³ de concreto projetado em obras de túneis. Nos Estados Unidos, entre os anos de 1988 a 1991, foi inexpressivo o emprego do método NATM em comparação com sistemas em couraça. Do volume de concreto projetado aplicado no mundo praticamente 95% empregam o processo em via seca. O maior índice de aplicação do processo via úmida encontra-se nos Estados Unidos, aproximadamente 70%.*

2.2 BREVE HISTÓRICO

Os países que atualmente se destacam como polos de fronteira do conhecimento e pesquisas em túneis são a Alemanha Ocidental, a Inglaterra, os Estados Unidos e o Japão, também em consequência de terem esses investido os maiores montantes em obras nos últimos dez anos.

A construção de túneis, segundo GEHRING⁽¹⁾ tem origem na pré-história, onde o homem, inicialmente, escavava cavernas para o seu abrigo com vários corredores de intercomunicação para agilizar rotas alternativas de fuga, e continua com estruturas para fins militares e religiosos (gregos e romanos) bem como para o transporte de água para as cidades. Atualmente, as maiores preocupações estão direcionadas a estocagem segura de materiais, transporte, e saneamento.

As estruturas enterradas mais antiga que se conhece tem as características de um túnel atual, construído ha cerca de 4.170 anos pela rainha Semiramis (Babilônia), localizado sob o rio Eufrates, ligando o palácio ao templo, com comprimento de quase 1 km, e com seção transversal retangular de 3,6 x 4,5 m.

* Dados fornecidos pela Aliva AG

Destaca-se ainda a adutora construída pelo rei Hesequias há mais 2.700 anos, na Judéia, com 200 m de comprimento. Dessa mesma época tem-se o túnel da ilha grega de Samos com 1,5 km de comprimento, e seção transversal de 1,8 x 1,8 m. De aproximadamente 1800 anos atrás tem-se o aqueduto subterrâneo feito pelo imperador grego Adriano, em Atenas, que foi ampliado em 1925, e funcionando até hoje.

MAIORES ESCAVAÇÕES DO MUNDO

NOME	PAÍS	EXTENSÃO (km)	SEÇÃO (m ²)	VOLUME ESCAVADO 10 ³ m ³	TIPO
Seikan	Japão	53,9	25	1350	viário sob o mar
Canal da Mancha	Inglaterra-França	51,8			ferroviário sob o mar
Daishimiziu	Japão	22,2	46	1030	viário
Simplon	Itália-Suíça	19,8	2x27	1070	viário
Apeninos	Itália	18,6	97	1790	viário
St. Gotthard	Suíça	16,3	75	1230	viário
Orange Fish		82,5	25	2030	adução
Boden	Alemanha-Suíça	24,1	4	96	adução
Litani		17	15	258	adução
Wehr	Alemanha	219	592	129	caverna
Cabora Bassa	Angola	217	1467	318	caverna
Waldek II	Alemanha	106	1850	196	caverna
P. Afonso IV	Brasil	220	1325	291	caverna

FONTE: Dados publicados na Revista "A Construção São Paulo" n.2129

TABELA 2.1

Muitos exemplos podem ser obtidos nas civilizações egípcias, astecas (México), incas (Andes), romanas (catacumbas-rede de galerias e salas na rocha servindo de túmulo para mais de 6 milhões de cristãos).

O explosivo no desmonte de rocha foi empregado pela primeira vez na abertura de minas pelos húngaros, em 1627, e somente em 1679, na França, é empregado na construção de túneis. Até esta data a técnica empregada era o martelo e cinzel associado pelo processo de aquecimento-resfriamento rápido da rocha.

O túnel mais antigo que atravessa um rio data de 1842, com início de construção em 1807 para a passagem rodoviária de 360 m de comprimento sob o rio Tâmis, em Londres. Foi paralisado diversas vezes por dificuldades construtivas, e somente foi viabilizado por Brunel, que empregou o primeiro "shield" com seção retangular de 6,8 x 11,4 m (a velocidade do túnel foi 25 cm por dia).

Em 1857 empregou-se pela primeira vez uma máquina de escavação hidráulica com os primeiros princípios do pneumático (idealizada por Someiller). Nobel inventa a dinamite em 1864, viabilizando em 1871 o término do túnel de "Mont-Cenis", entre a França e a Itália, com 13,6 km de comprimento.

A partir de 1826 tem-se as grandes obras de estradas de ferro, francesas e inglesas, dando início a grande interligação ferroviária da Europa.

O ar comprimido é empregado pela primeira vez na Itália no túnel "Gático" com 3,3 Km de comprimento. Foi empregado para expulsar a água da frente de escavação, pois se tratava de uma obra cujo lençol freático situava-se acima da geratriz superior do túnel.

O primeiro "shield" cilíndrico data de 1869 foi idealizado por Greathead para a construção do túnel Tower, de 402 m, empregando anéis de aço. Greathead patenteou, em 1874 o "slurry shield". Empregando esta técnica, tem-se um túnel em Nova Iorque construído por Beach. A combinação do "shield" com o ar comprimido é então imediata quando se deseja atravessar sob rios ou quando se encontra o lençol freático.

Em 1950 o NATM é empregado pela primeira vez na construção do túnel de Lodano-Mosagno, no aproveitamento hidroelétrico de Maggia, por Rabcewicz, que aplica seus conhecimentos obtidos na abertura de túneis de mineração. O processo é aplicado nos

EUA, em 1968, na construção de um trecho do Metrô de Whashington, e no Brasil em 1970 na construção da rodovia dos Imigrantes.

No Brasil, as escavações subterrâneas mais antigas são as de mineração, e presume-se que sejam as efetuadas na Mineração Morro Velho em 1725. Outra que se destaca é a adutora Rio Claro, construída em 1917, com comprimento total de 86 Km. Nos trechos de túneis o revestimento é em anéis de ferro fundido.

Data de 1936 o túnel da Avenida Nove de Julho, e de 1937 o túnel de Moringuinho (Rua da Assembléia). As maiores escavações do mundo são relacionadas na Tabela 2.1.

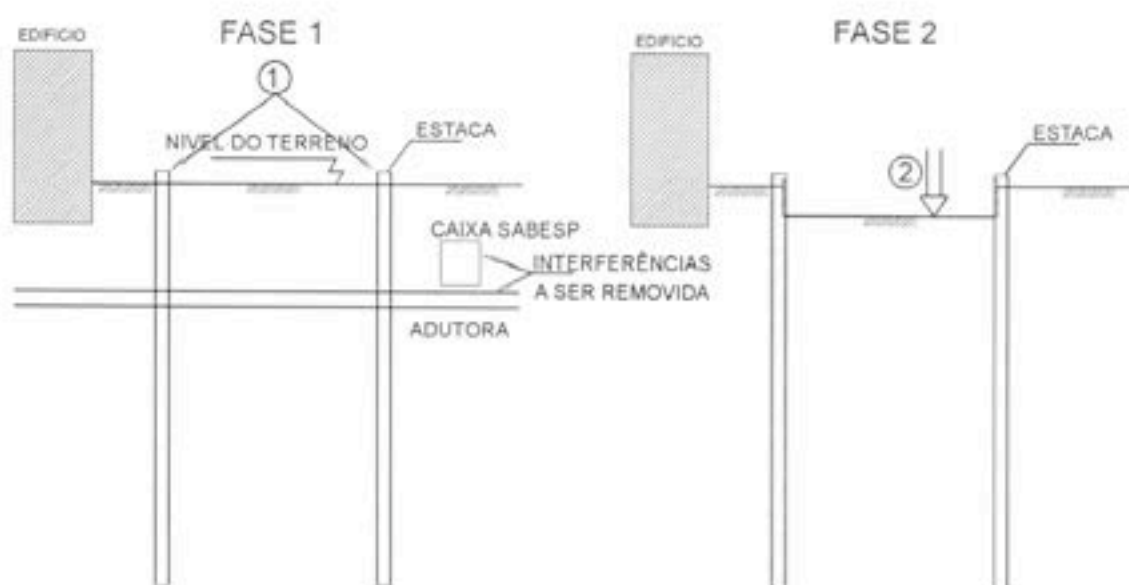
2.3 MÉTODOS PARA ABERTURA DE TÚNEIS

2.3.1 Métodos Construtivos de Obras Enterradas

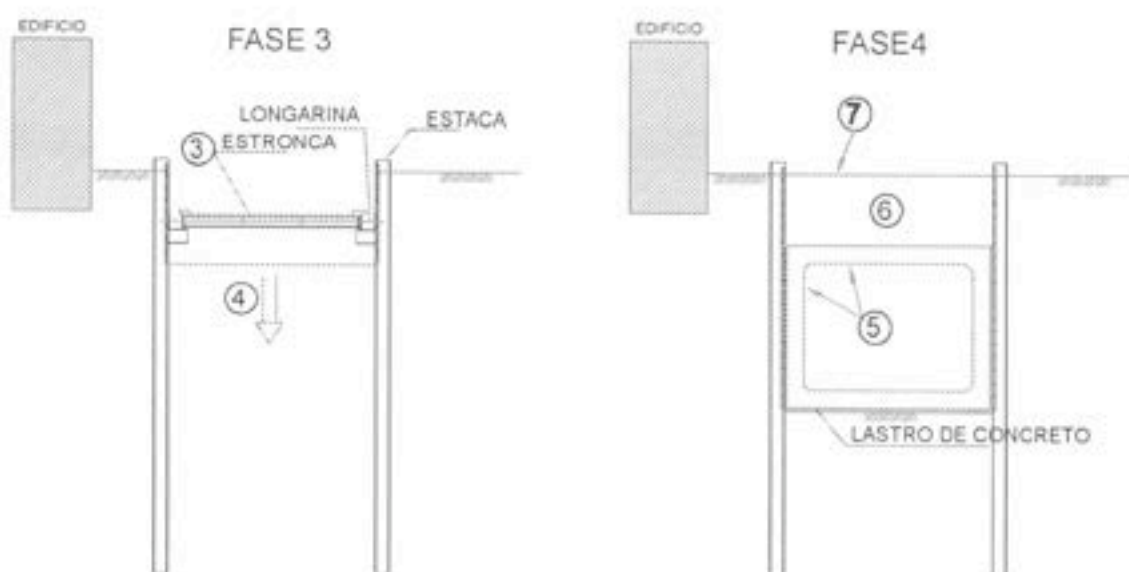
Denominado comumente de trincheira ou "Cut and Cover", este método, segundo CURY⁽²⁾, caracteriza-se pela abertura de uma vala a céu aberto, e consiste em escavar, escorar, construir e cobrir a vala reconstituindo a superfície. A Figura 2.1 apresenta a seqüência básica do método construtivo direto, e a Figura 2.2 do método construtivo indireto. Evidencia-se neste tipo de método a interrupção temporária da superfície e a sua interferência sobre as utilidades públicas e as obras lindeiras.

Este método é viável em qualquer tipo de solo ou rocha devendo apenas haver compatibilidade técnica entre o solo e o tipo de escoramento, a forma da seção transversal, os equipamentos de escavação a serem utilizados.

É viável em qualquer nível de lençol freático desde que se empreguem adequadamente os recursos de sistemas de rebaixamento, e/ou drenagens, ou paredes especiais como as diafragma.



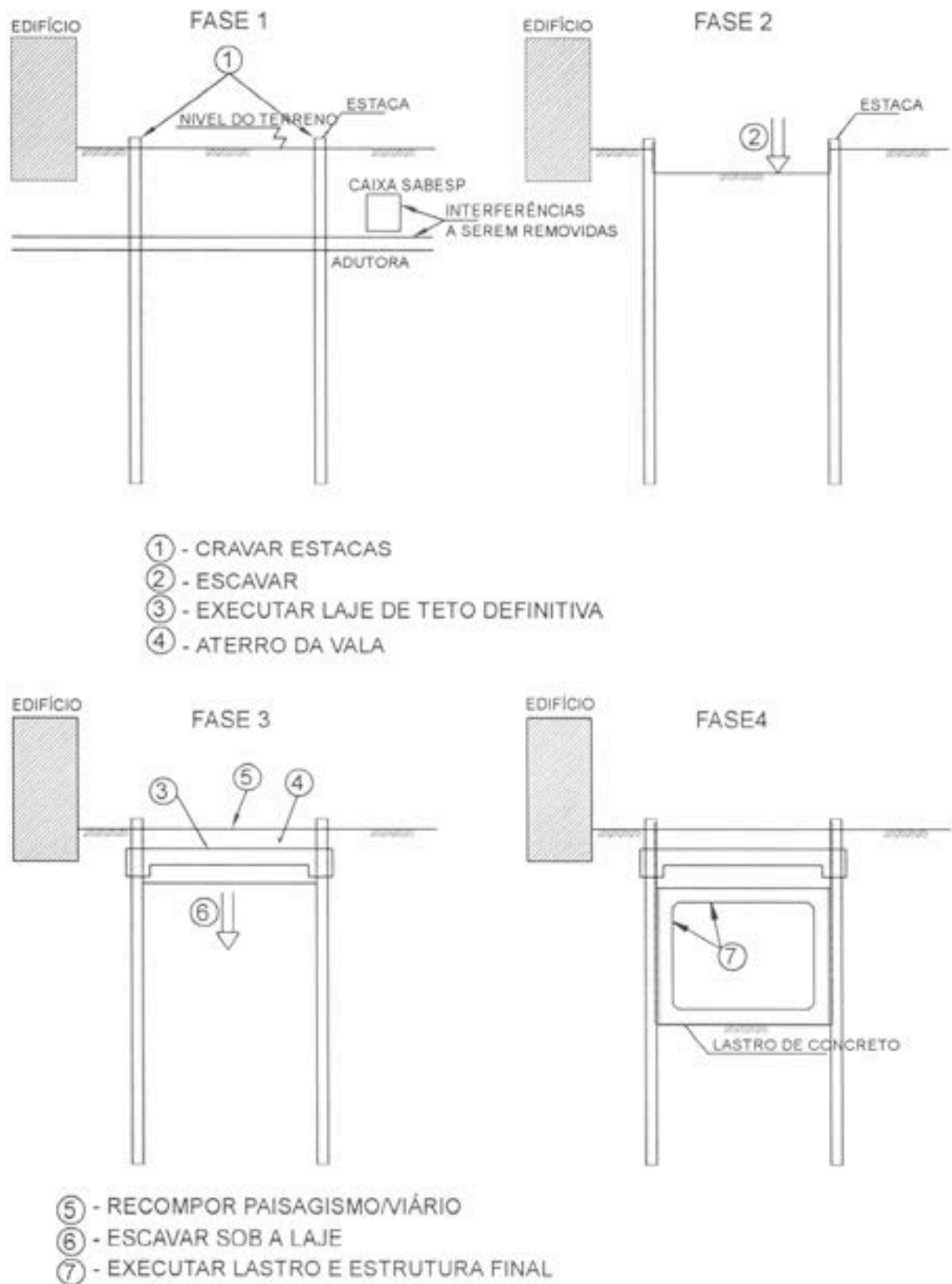
- ① - EXECUTAR PAREDE PERFIL/PRANCHADO
- ② - ESCAVAR
- ③ - ESCORAR PAREDE
- ④ - DAR CONTINUIDADE NA ESCAVAÇÃO



- ⑤ - EXECUTAR LASTRO E ESTRUTURA FINAL
- ⑥ - ATERRO DA VALA
- ⑦ - RECOMPOR PAISAGISMO/VIÁRIO

MÉTODO "CUT AND COVER" - DIRETO

FIGURA 2.1



MÉTODO "CUT AND COVER" - INVERTIDO

FIGURA 2.2

2.3.1.1 Principais Características Limitantes

O emprego está condicionado principalmente pelos fatores:

– **Interferências com utilidades públicas**

Fator especialmente importante em obras urbanas, onde existe um grande número de interferências, muitas vezes cadastradas de maneira inadequada ou até mesmo não cadastradas, tais como: redes de água e esgotos, tubulações de gás, redes de eletricidade e de telefones. Muitas destas interferências precisam ser realocadas provisoriamente, ou até mesmo definitivamente, para viabilizar o emprego deste método construtivo; outras são mantidas no local através da construção de estruturas de sustentação provisórias. Os custos dos remanejamentos, muitas vezes chegam a milhares de dólares podendo inviabilizar o método. No metrô de Paris, conforme TOUGH⁽³⁾, muitas obras apresentam custos de remanejamento de interferências da ordem de 20% do valor da obra civil;

– **Edificações lindeiras**

Exige uma análise de risco de estabilidade estrutural de todas as obras lindeiras à vala. Conforme o tipo de construção existente tem-se os recalques admissíveis para um certo nível de danos às construções. O nível de risco poderá ser minimizado através de reforços de fundações e de estruturas destas edificações, ou através de injeções no maciço visando sua consolidação. Faz-se um balanço técnico-econômico entre o tipo de escoramento de vala (pois, este define o nível de deformações) e o risco das edificações lindeiras existentes;

– **Tipo de escoramento**

O tipo de escoramento é escolhido, fundamentalmente, em função do terreno, e do nível de risco das edificações lindeiras. Estruturalmente o tipo de escoramento pode ser definido entre flexível (estacas) e rígido (parede diafragma), dependendo do nível admissível de risco dos recalques das estruturas lindeiras e da estratégia de incorporação do escoramento à estrutura permanente; e

– **Espaço disponível para a instalação do empreendimento.**

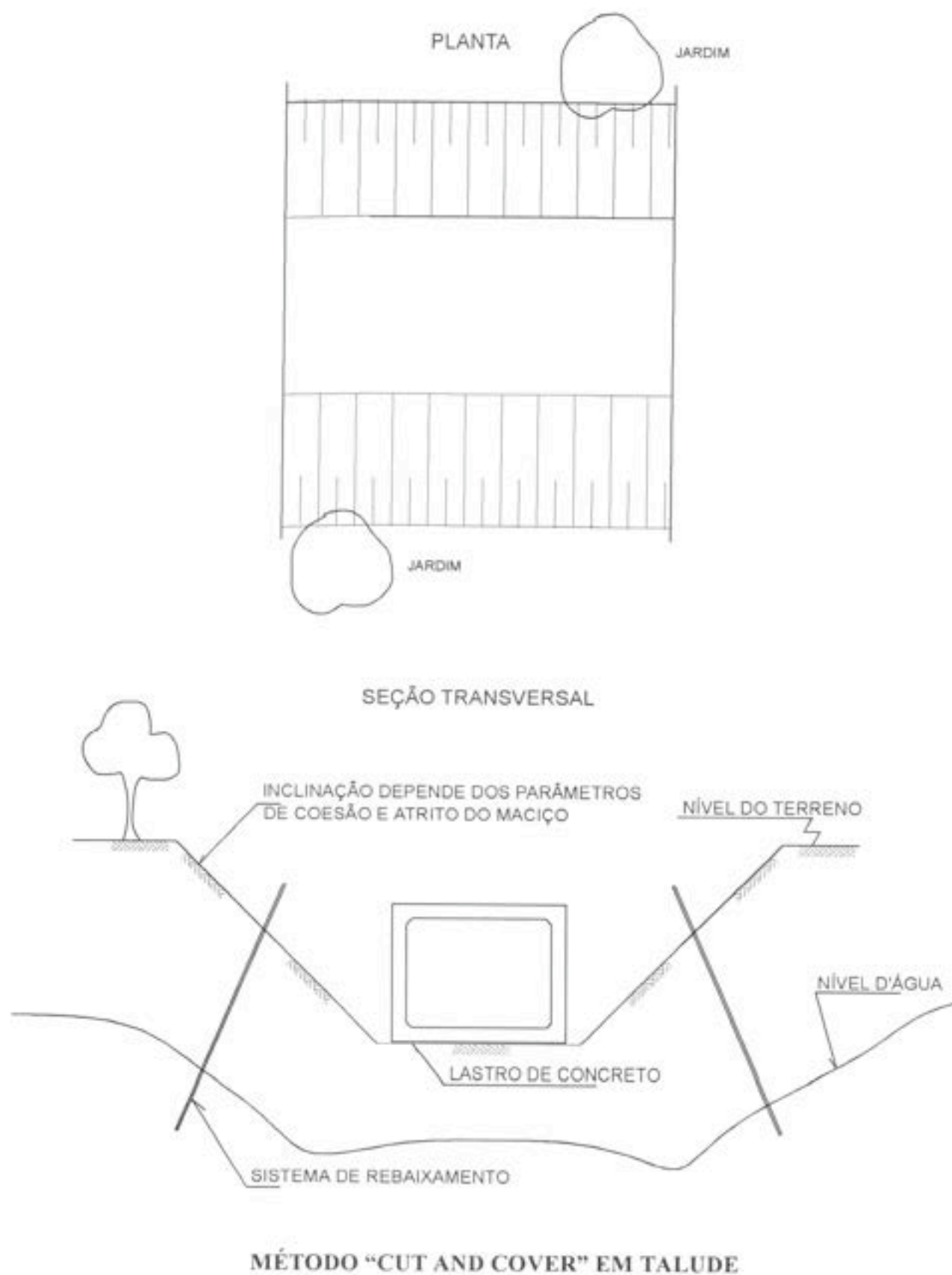


FIGURA 2.3

2.3.1.2 Sem o Emprego de Paredes de Contenção

Tratam-se das obras escavadas em talude. Este tipo de solução depende fundamentalmente do espaço disponível e dos parâmetros de coesão e atrito do maciço.

Quando o nível do lençol freático é elevado, para minimizar riscos de rupturas pode-se empregar sistemas de rebaixamento ou sistemas de consolidação por meio de injeções de cimento ou químicas, que melhoram os parâmetros geotécnicos de coesão e atrito do maciço.

A Figura 2.3 apresenta o método construtivo “Cut and Cover” para o sistema em talude.

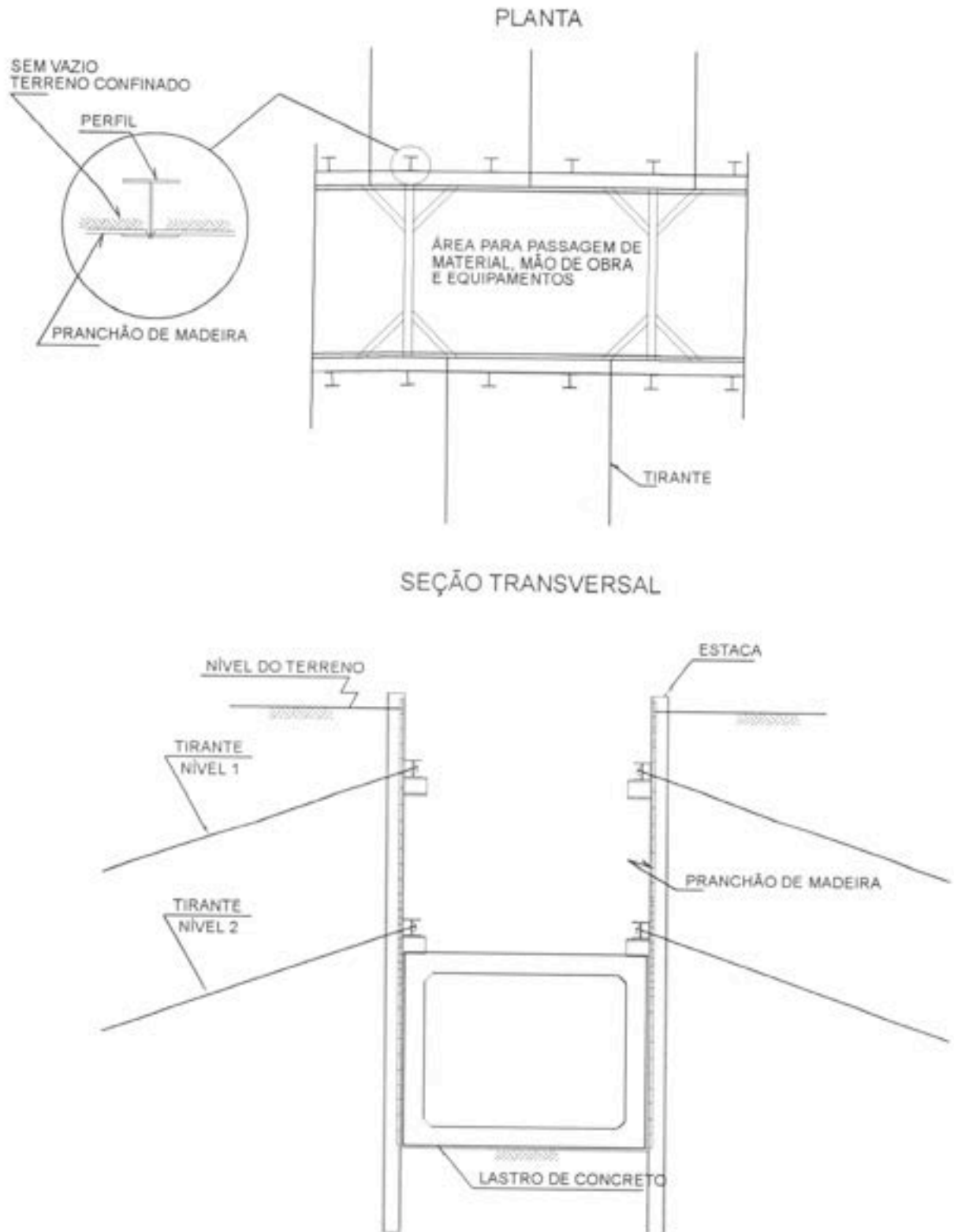
2.3.1.3 Com o Emprego de Paredes de Contenção

O emprego de paredes de contenção é solução adequada quando tem-se falta de espaço, e quando o nível do lençol freático as exige estruturalmente.

O tipo de parede a ser empregada depende da profundidade da vala, do comportamento estrutural do maciço, das sobrecargas construtivas limdeiras à vala, e do tipo e condições das edificações limdeiras. É muito importante o controle de recalques diferenciais em edifícios e tubulações.

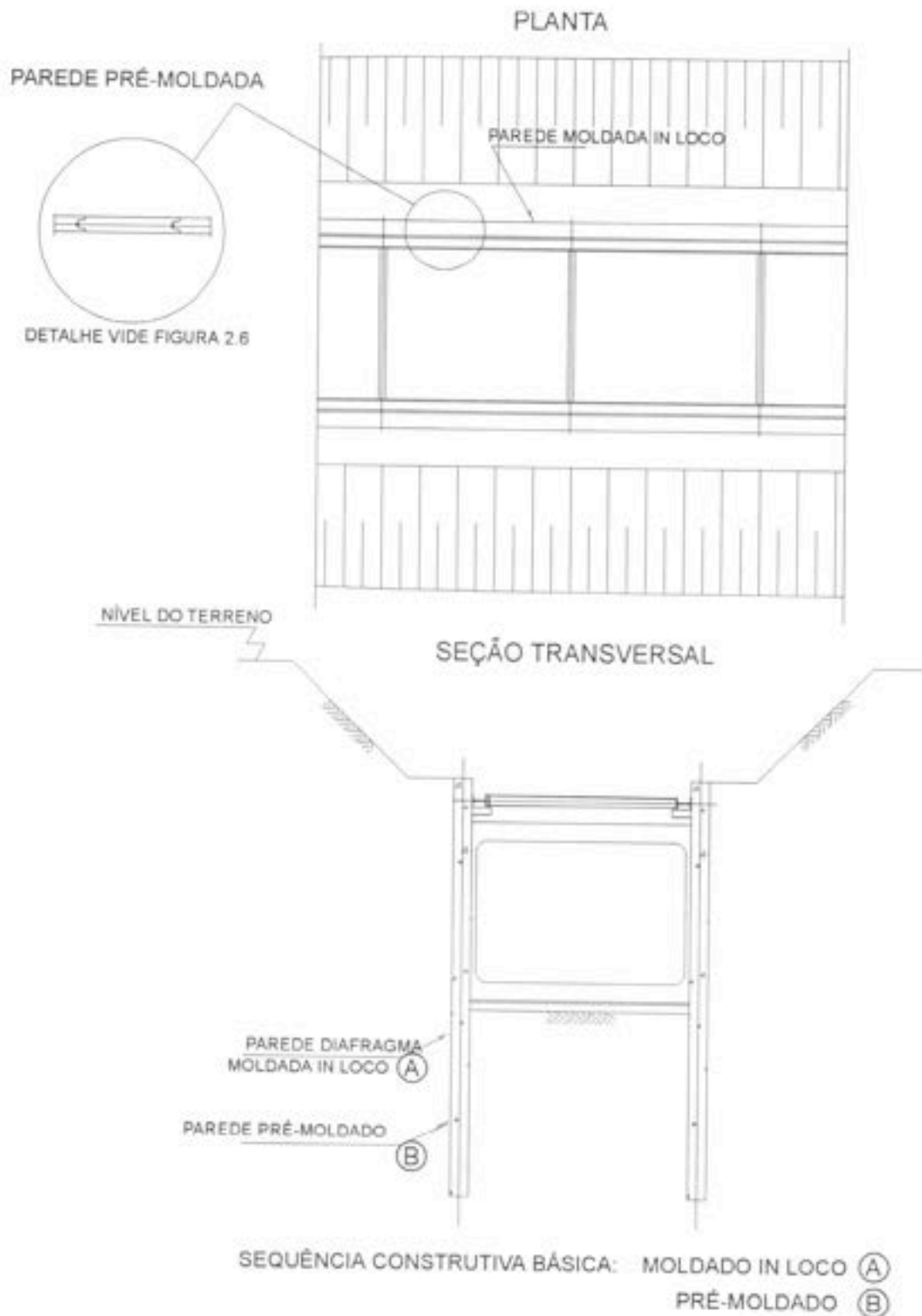
As paredes podem apresentar-se livres (balanço) ou com travamentos (apoios).

Os tipos de apoios das paredes são as estroncas e as longarinas. A sua quantidade depende de uma análise estrutural balizada pela estabilidade e pela deformabilidade (limitada pelas interferências e edificações), que compatibilizada com áreas mínimas estabelecidas pelo processo construtivo determina uma modulação ideal. Desta maneira a disposição dos apoios permite os trabalhos de escavação (passagem de máquinas, mão de obra, e materiais), de construção (etapas de concretagem), e de proteção das interferências.



MÉTODO "CUT AND COVER"
PERFÍS METÁLICOS, PRANCHÕES DE MADEIRA E TIRANTES

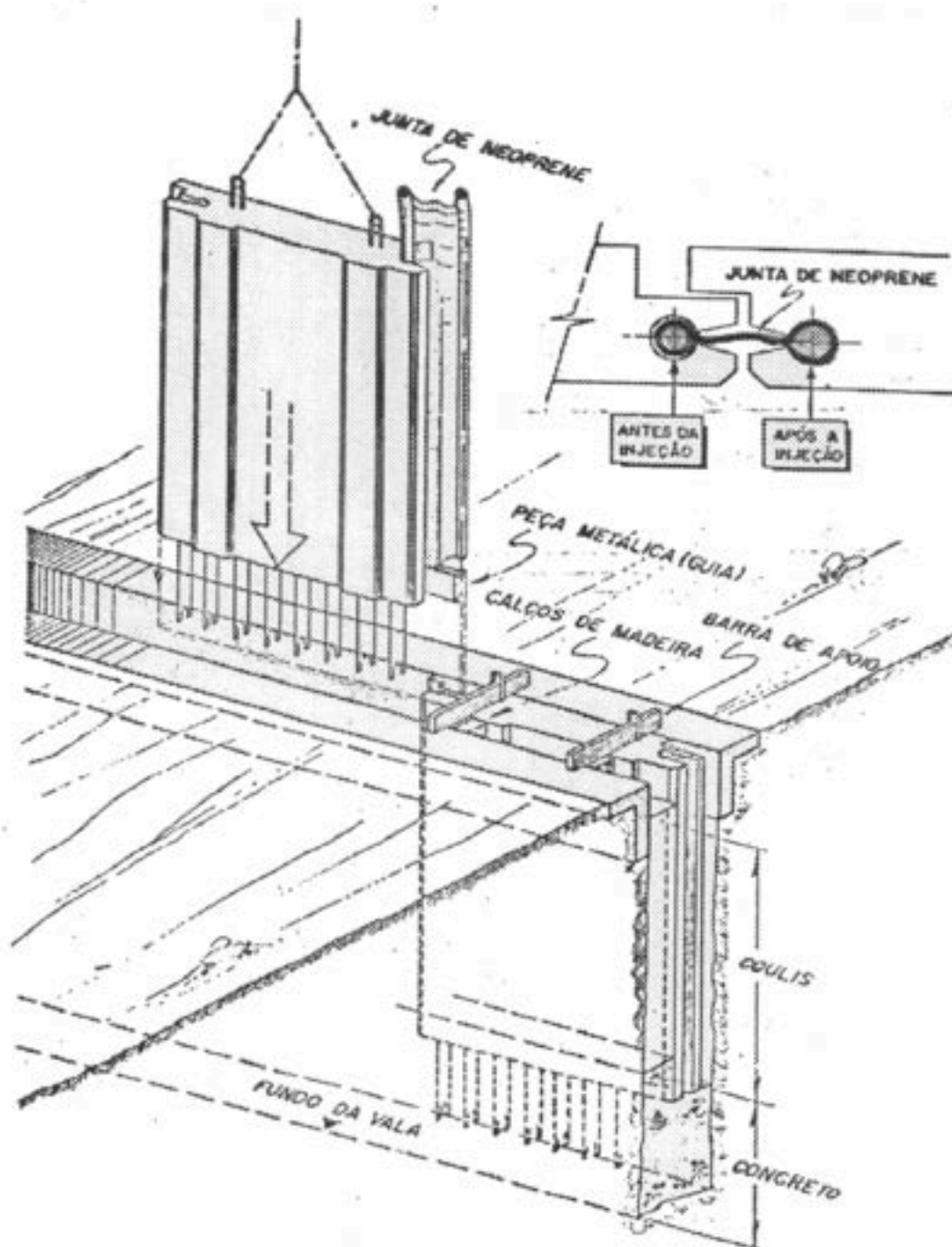
FIGURA 2.4



- | | |
|---|------------------------------|
| ① — ESCAVAR AS LAMELAS COM LAMA BENTONÍTICA | ④ — EXECUTAR ESTRUTURA FINAL |
| ② (A) — CONCRETAGEM SUBMERSA | ⑤ — REATERRAR |
| ② (B) — COLOCAÇÃO DAS PLACAS | ⑥ — REURBANIZAR |
| ③ — ESCAVAR E ESCORAR | |

**MÉTODO “CUT AND COVER” - PAREDE DE CONTENÇÃO
TIPO PRÉ MOLDADO OU MOLDADO “IN LOCO”**

FIGURA 2.5



DETALHE DE JUNTA DE PAREDE PRÉ-MOLDADA

FIGURA 2.6

Quando tem-se valas de larguras elevadas (acima de 40 m), ou quando o método construtivo necessita de maiores espaços vazios; ou quando as paredes precisam ser menos deformáveis pela presença de interferências ou edificações próximas; ou, até

mesmo, quando a estronca apresenta comprimentos que ocasionem tensões ou deformações acima das admissíveis devido a variação de temperatura, é freqüente o emprego de tirantes.

A geometria do escoramento interfere definitivamente no dimensionamento da parede de contenção e da estrutura definitiva. O processo de cálculo do escoramento e da estrutura definitiva é evolutivo, pois deve considerar: as diversas etapas da escavação; as fases de construção da estrutura permanente; a retirada progressiva do estroncamento e respectiva transferência dos apoios da parede de contenção para a estrutura definitiva; e o reaterro. É na etapa de transferência dos apoios da parede para a estrutura definitiva recém construída, porém incompleta, que normalmente ocorrem os maiores esforços.

A Figura 2.4 apresenta um exemplo de parede constituída com perfis metálicos, pranchados de madeira, e tirantes. A Figura 2.5 apresenta o exemplo de parede constituída por pré-moldados, ou moldados "in loco"; e a Figura 2.6 apresenta detalhe típico de juntas de parede pré-moldado. A Figura 2.7 apresenta as paredes compostas por estas justapostas; e por uma associação de estacas justapostas com concreto projetado.

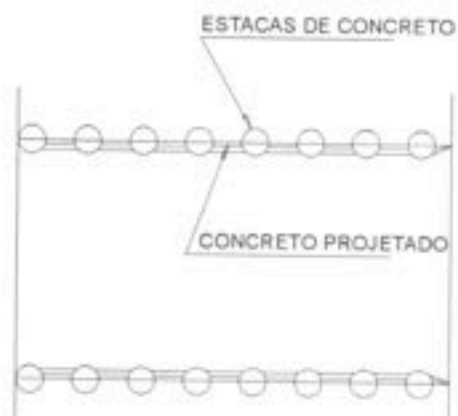
2.3.2 Métodos Construtivos de Obras Subterrâneas Túncis

Este método se caracteriza pela minimização de interferência com a superfície, porém apresenta dificuldades e limitações construtivas maiores que as preconizadas pelo método trincheira.

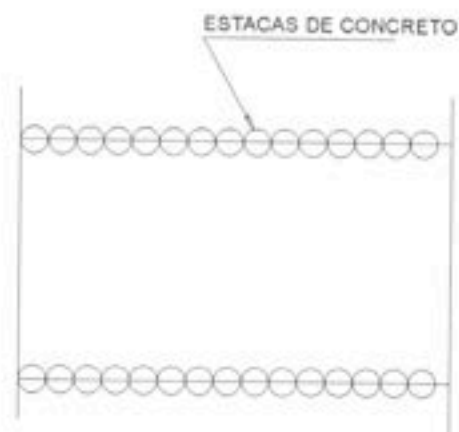
Este se distingue pela etapas:

- rebaixamento do lençol freático;
- tratamento do maciço;
- construção de um poço de acesso a escavação do túnel;
- escavação propriamente dita; e
- instalação do revestimento.

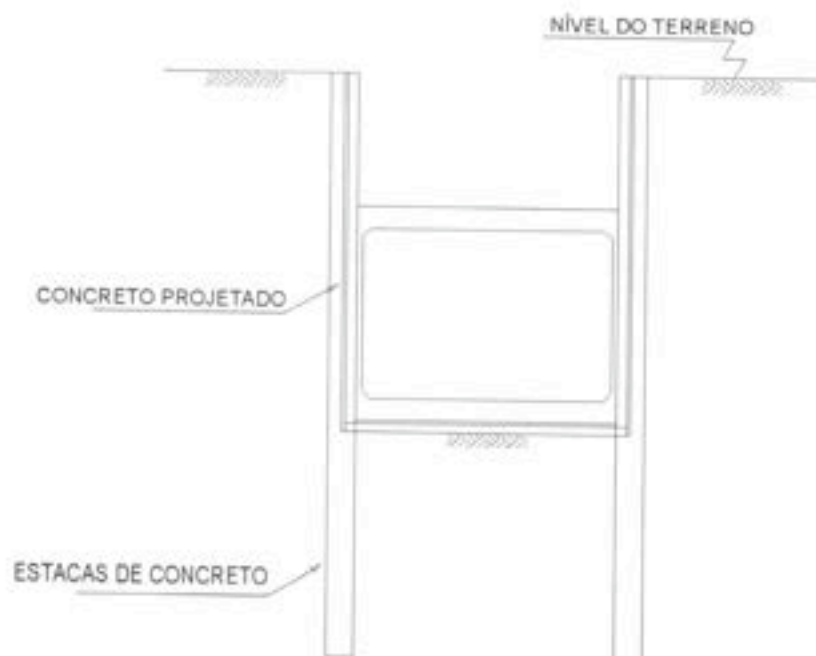
PLANTA
ESTACAS ESPAÇADAS COM
CONCRETO PROJETADO



PLANTA
ESTACAS JUSTAPOSTAS



SEÇÃO TRANSVERSAL



**MÉTODO "CUT AND COVER" - PAREDES DE ESTACAS
JUSTAPOSTAS OU ESTACAS ESPAÇADAS COM CONCRETO PROJETADO**

FIGURA 2.7

Serviços auxiliares, tais como: rebaixamento de lençol (inclusive empregando ar comprimido), e tratamentos ou consolidação do terreno (empregando injeções químicas ou de cimento ou até congelamento) são normalmente empregados.

A localização do poço e o seu “lay out” tem especial importância, pois é por ele que entram e saem equipamentos, mão de obra, as peças que irão compor o revestimento, e todo o material de escavação.

A execução do revestimento depende fundamentalmente do método construtivo do túnel, que por sua vez depende do tipo de maciço. A responsabilidade do revestimento na estabilidade estrutural e na estanqueidade da obra é maior nos maciços de solo e decresce a medida que o maciço se aproxima da rocha sã.

2.3.2.1 Principais Características Limitantes

As características físicas do terreno e o nível do lençol são os condicionantes deste tipo de obra. Evidenciam-se aqui os problemas de instabilidade da frente de escavação, carreamento de material e alagamento do túnel.

No caso de túnel em solo o principal controle se refere ao de evitar recalques na superfície, sendo a instalação do revestimento o principal elemento de estabilização.

No caso de túnel em rocha o principal controle é no efeito de vibração da rocha sobre a superfície devido ao método de desmonte da rocha.

A seguir se apresenta o sistema de abertura de túneis em função do tipo de maciço:

- em solo e transição solo-rocha:

Nestes casos são empregados sistemas de aberturas de túneis que a seguir se discute o sistema de abertura de túneis em função do tipo de maciço: permitam um controle da escavação relativo às deformações do túnel e da superfície. Normalmente empregam-se cambotas metálicas com pranchões de madeira ou

chapas metálicas, concreto projetado ou couraças metálicas (“shield”) para a sustentação provisória da escavação.

Nos casos de riscos de rupturas localizadas, durante o processo de abertura denominadas de rupturas de frente, o solo é “reforçado” através do emprego de enfilagens metálicas cravadas em torno da abertura injetadas ou não com calda de cimento.

– em rocha sã e fraturada:

Nestes casos o material não pode ser mais escavado exigindo técnicas de desmonte devido a sua elevada resistência e dureza. É possível que um sistema de contenção de abertura seja dispensado.

Os principais sistemas de contenção empregados em túneis em rocha são tirantes, chumbadores, concreto projetado e telas metálicas.

A principal diferença entre o chumbador e o tirante é que o primeiro é passivo e o segundo é ativo. Enquanto o primeiro só trabalha quando houver movimento do maciço, o segundo solidariza blocos de rocha melhorando as condições de suporte.

– desmonte a fogo (blasting):

Processo de ruptura da rocha através do emprego de explosivos, pois outros processos mecânicos ou físicos são economicamente inviáveis. Este processo praticamente não tem restrições quando bem executado.

O processo de desmonte apresenta as seguintes operações:

- furação;
- carregamento dos furos com explosivos;
- denotação;
- ventilação;
- bateção de choco (desgalhamento);
- limpeza e instalação de escoramento provisório (se necessário); e
- retomada do ciclo.

Esse tipo de obra exige controle das vibrações do solo através de geofones de frequência, e medidores de vibrações no ar através de sensores de choque acústico.

2.3.2.2 Método Clássico de Abertura de Túneis

São métodos empregados tradicionalmente pelo mineiros na abertura de túneis e por isso também conhecidos por métodos mineiros. O seu processo poderá ser somente manual ou empregando equipamentos de escavação de frente. ⁽¹⁾

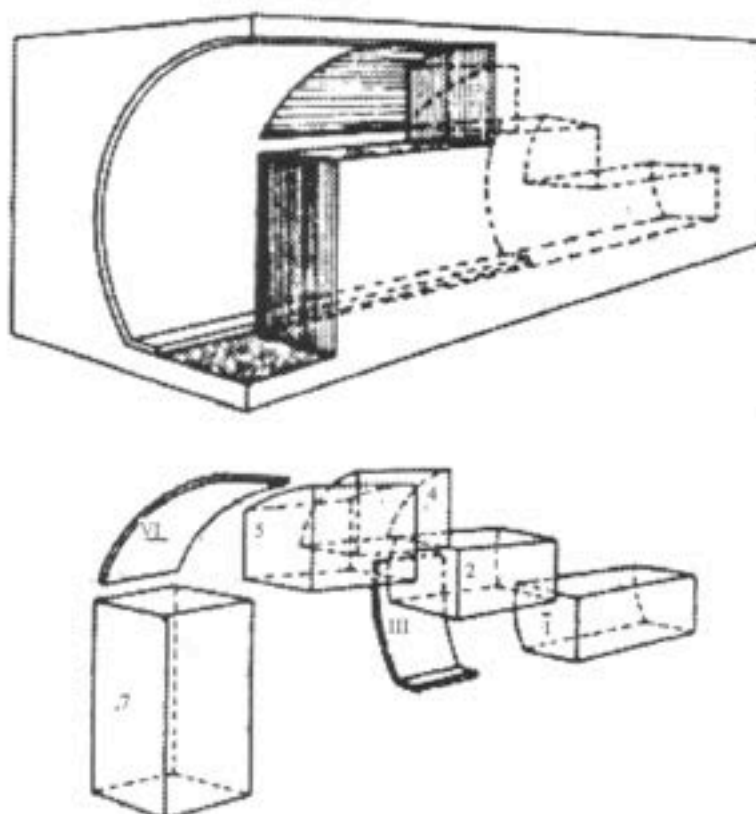
A estratégia de abertura pode ser resumida nos seguintes passos:

- escavar um pequeno lance, (visando pouca deformação). A presença de lençol freático elevado impondo grande quantidade de água dentro da escavação pode exigir sistemas auxiliares de rebaixamento de lençol e/ou o emprego de ar comprimido. O ar comprimido expulsa a água e auxilia na contenção do solo, mas reduz o tempo de trabalho da mão de obra;
- escorar o trecho escavado. Poderá haver contenções no teto, parede, e até mesmo no piso;
- repetir o ciclo escavar-escorar. Em função das dimensões da abertura a ser escavada e do tipo de solo e das deformações admissíveis pode-se empregar esquema de aberturas parciais progressivas; e
- instalar revestimento definitivo.

a) Método alemão ou do núcleo de apoio:

O método alemão é o mais tradicional e foi utilizado na França em 1803 na abertura do túnel de Tronquoy, e em 1824 no túnel de Pouilly. Pode ser aplicado para aberturas de grandes seções transversais, pois apoiado no núcleo central, provoca pequenas deformações. Somente após a colocação do escoramento definitivo nas laterais é que o núcleo central (na abóbada) é removido. É um método recomendado para locais com problemas geológicos e tem sido utilizado, ainda recentemente, em túneis para o metrô (Wuppertal, na Alemanha), associado a técnica do concreto projetado; e em escavações de cavernas na Suécia. Este método necessita de maiores prazos de execução e seus custos são relativamente mais elevados.

A Figura 2.8 apresenta as características do método.



A numeração em arábico indica a sequência de escavação e em romano a instalação do revestimento.

MÉTODO ALEMÃO

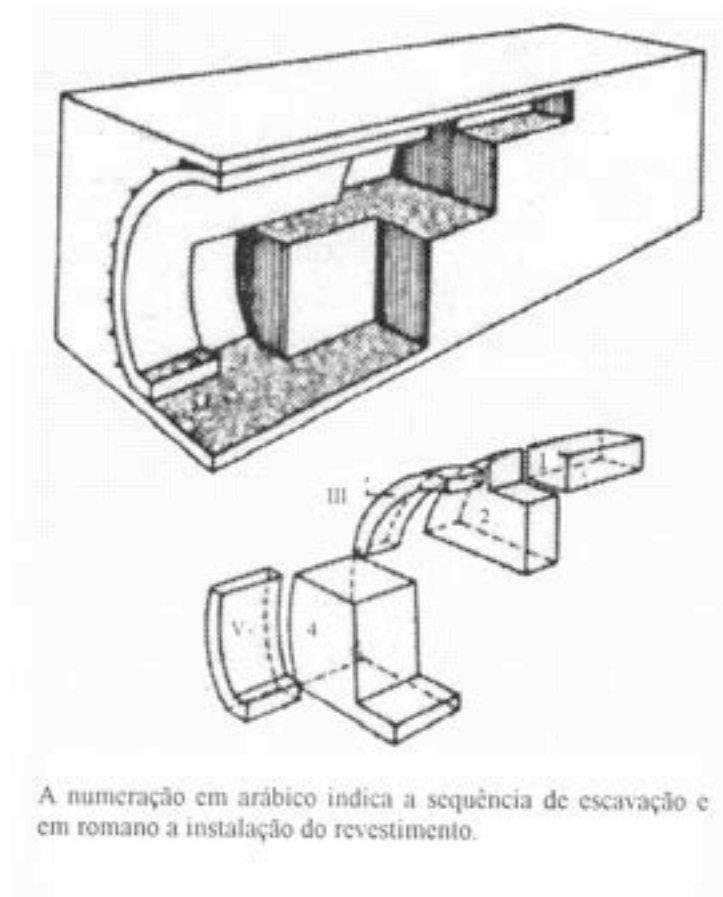
FIGURA 2.8

b) Método belga:

Este método construtivo foi empregado pela primeira vez, em 1828, no túnel de Charleroy, na Bélgica, e em outras de grandes extensões nos Alpes, como o de Mont-Cenis (12,5 km) e no antigo St. Gothard (15 km). Ao contrário do método de núcleo de apoio, neste, as primeiras etapas prevêem a abertura da abóbada e a colocação do suporte definitivo, após o escoramento provisório de madeira. As fases seguintes caracterizam-se pelas aberturas laterais. Durante a sua aplicação constata-se algumas dificuldades do tipo: grandes deformações em maciços com comportamento plástico, suporte insuficiente para resistir a eventuais pressões horizontais do maciço,

e junção do revestimento da abóbada com a parede lateral insatisfatória. Aplicações modernas do método são a do metrô de Duisburg, Alemanha, em 1981, onde foi realizado com utilização de tirante e concreto projetado, semelhante ao NATM.

A Figura 2.9 apresenta as características deste método.



MÉTODO BÉLGA

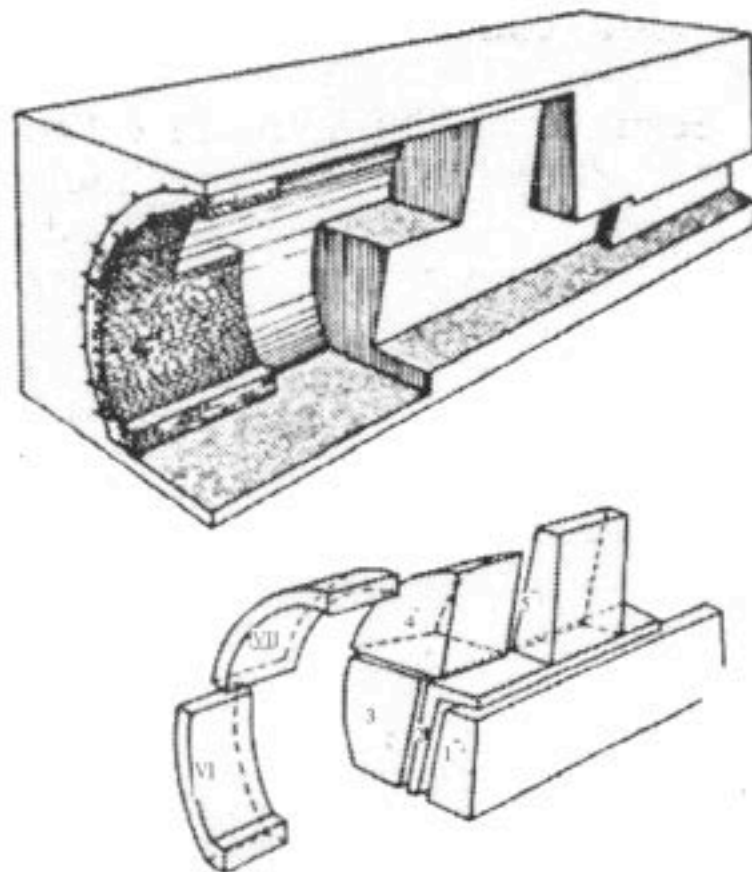
FIGURA 2.9

c) Método austríaco clássico:

Este método foi empregado pela primeira vez em Leipzig-Dresden, na Alemanha, em 1837, e em seguida nos Alpes em 1848. Caracteriza-se pela abertura total da seção escavada e escorada provisoriamente por madeiramento. Em seguida, é colocado o suporte definitivo a partir do pé das paredes laterais até o fechamento da abóbada. A última etapa é o fechamento do piso. Tal concepção pode provocar grandes

deformações no maciço, o que torna esta metodologia não recomendável para escavações de grandes seções transversais.

A Figura 2.10 apresenta as especificidades do método.



A numeração em árabe indica a sequência de escavação e em romano a instalação do revestimento.

MÉTODO AUSTRIACO CLÁSSICO

FIGURA 2.10

d) Método inglês:

Aplicado pela primeira vez em 1830 na Inglaterra, em túneis ferroviários, é semelhante ao austríaco clássico. A face é totalmente escavada e escorada provisoriamente com madeira. Logo após, é iniciada a colocação do suporte

definitivo. Apesar de terem sido registrados avanços diários de 3 a 6 m, este método também tem o inconveniente de gerar grandes deformações no maciço, além de consumir muita madeira para escoramento provisório. A abertura de galerias de avanço permite o reconhecimento in loco das condições geológicas a frente, trazendo alguma facilidade para evitar problemas localizados.

A Figura 2.11 apresenta as especificidades deste método.

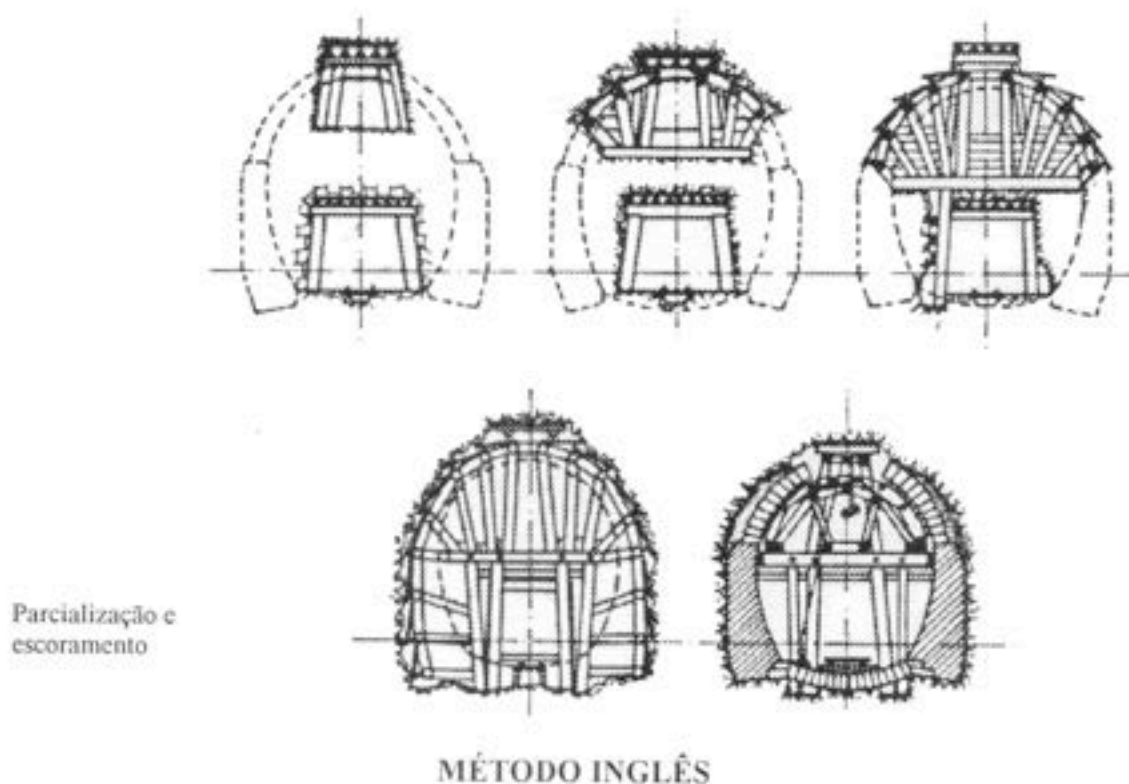
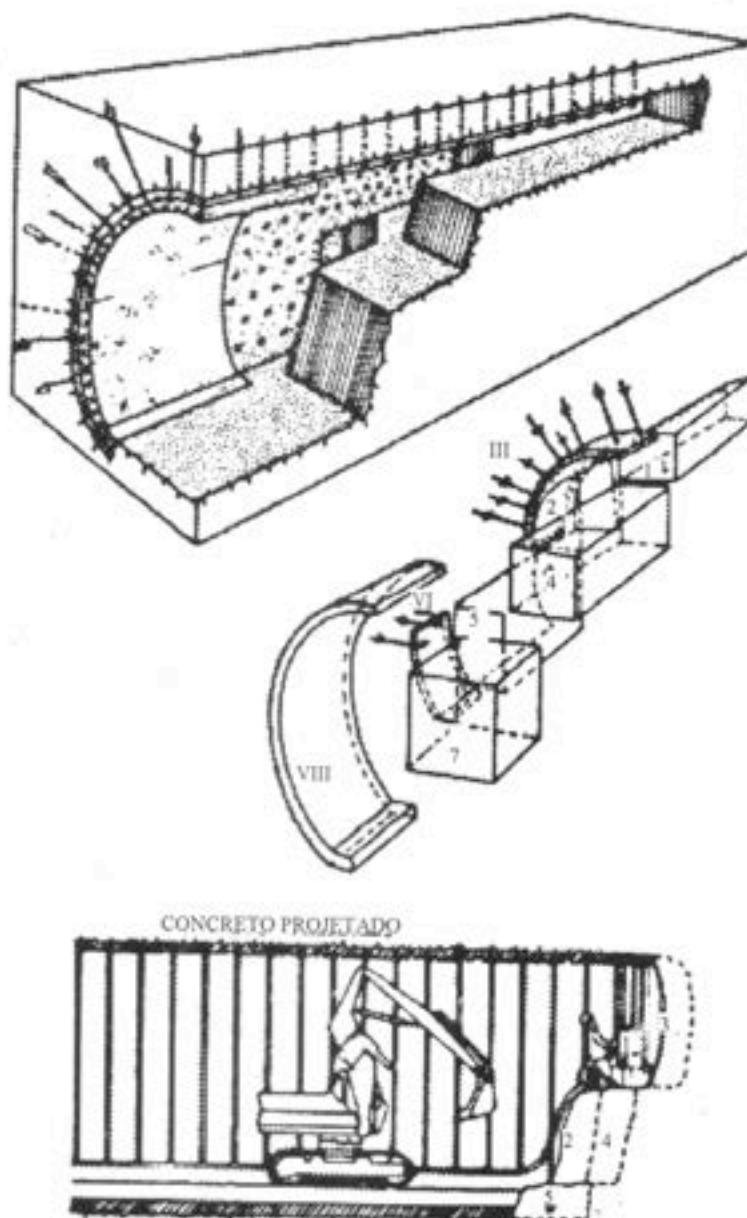


FIGURA 2.11

2.3.2.3 Método Austríaco Moderno- NATM

O "New Österreichische Tunnelbauweise" (Novo Método Austríaco de Abertura de Túneis - NATM), assim denominado por Rabcewicz em 1963, teve significativo desenvolvimento entre 1957 a 1965, a partir da experiência adquirida em minas de carvão.

Observou-se que os escoramentos de madeira colocados nas galerias de minas, após a ruptura dos primeiros suportes provisórios, devido a esforços do maciço, podiam ser mais leves que aqueles rompidos em consequência do alívio de tensões instalados.



A numeração indica a sequência de escavação no maciço, sendo que os números em romano indicam a instalação de suportes.

MÉTODO AUSTRIACO MODERNO - NATM

FIGURA 2.12

O NATM é um método que, basicamente, logo após a escavação parcial da face é colocado o suporte.

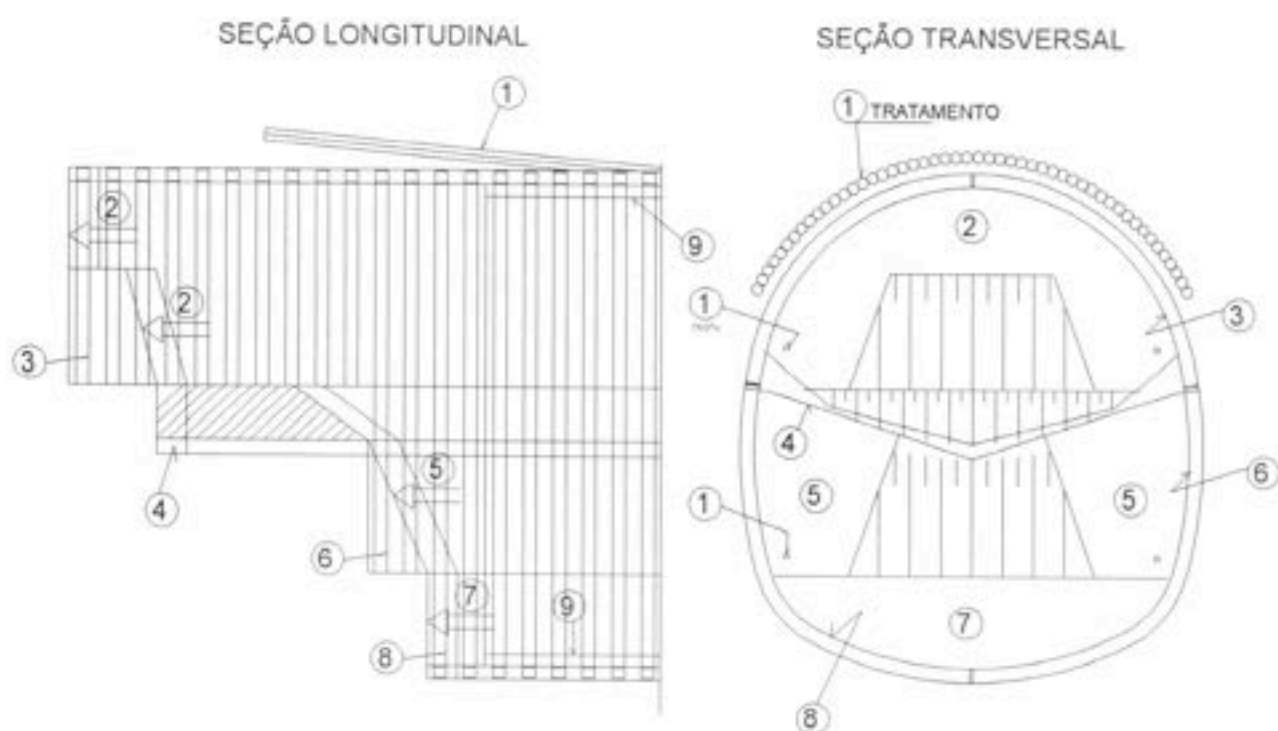
O suporte é constituído de concreto projetado e complementado por tirantes, telas, cambotas ou treliças. Nesta metodologia, que a princípio parece simples, estão embutidos muitos conceitos fundamentais que extrapolam o cálculo.

O sucesso do NATM depende fundamentalmente deste conceitos e da experiência das pessoas nele envolvidas.

O processo de abertura do túnel é progressivo, com contínuos alargamentos na geometria de escavação da seção até se alcançar a seção projetada. Também é contínuo o avanço longitudinal da escavação (é possível a abertura da seção em uma única etapa). O suporte do túnel é constituído de concreto projetado associado a cambotas metálicas, com tirantes e enfilagens conforme necessário. Nota-se que o revestimento de concreto deve apresentar flexibilidade de instalação para se compatibilizar com esta versatilidade de escavação. Evidencia-se aqui o concreto projetado pela sua rapidez e facilidade de aplicação de camadas adicionais como reforço, pela facilidade de emendas e pelo baixo módulo e resistência nas primeiras idades permitindo a deformação do maciço.

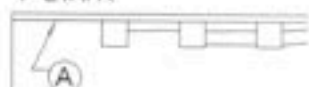
As Figuras 2.12 e 2.13 apresentam as especificidades deste método.

O NATM pode ser empregado em regiões com elevadas coberturas ou com pequena cobertura. A diferença básica entre estas duas situações são: na deformação limite da abertura de escavação e no recalque de superfície admissível para o maciço em função das edificações e interferências existentes. Para o caso das deformações da abertura nos túneis profundos tem-se grandes regiões disponíveis de plastificação enquanto que nos túneis rasos não; assim, os túneis profundos apresentam valores de deformações admissíveis maiores antes de atingir o ponto de ruptura ou desagregação total de material. Para o caso de recalques de superfície admissíveis os túneis rasos impõem valores muito inferiores quando comparados com o túneis profundos devido a rápida comunicação entre a deformação da escavação e o recalque de superfície. Nestes casos os túneis rasos apresentam seqüência executiva que impõem menor perturbação do maciço.



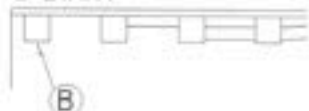
DETALHE TÍPICO DE INCORPORAÇÃO
DE CABBOTAS COM CONCRETO PROJETADO

1ª ETAPA



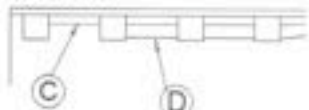
- (A) APLICAÇÃO DE UMA CAMADA DE CONCRETO PROJETADO SOBRE A SUPERFÍCIE ESCAVADA

2ª ETAPA



- (B) COLOCAÇÃO DA CABBOTA

3ª ETAPA



- (C) EXECUÇÃO PARCIAL DA 2ª CAMADA DE CONCRETO PROJETADO
(D) COMPLEMENTAÇÃO DA 2ª CAMADA DE CONCRETO PROJETADO NO PASSO ANTERIOR

SEQUÊNCIA EXECUTIVA :

- ① - EXECUTAR TRATAMENTOS E DHPs.
- ② - ESCAVAR AVANÇO NA 1/2 SEÇÃO
- ③ - INSTALAR CABBOTA + CONCRETO PROJETADO DA 1/2
- ④ - EXECUTAR O ARCO INVERTIDO PROVISÓRIO
- ⑤ - ESCAVAR O REBAIXO EM NICHOS LATERAIS
- ⑥ - INSTALAR CABBOTA + CONCRETO PROJETADO DO REBAIXO
- ⑦ - ESCAVAR O ARCO INVERTIDO DEFINITIVO
- ⑧ - FECHAR A CABBOTA + CONCRETO PROJETADO DO ARCO
- ⑨ - EXECUTAR REVESTIMENTO FINAL

SEQUÊNCIA CONSTRUTIVA DO MÉTODO NATM

FIGURA 2.13

2.3.2.4 Escavações Mecanizadas- “Shields”

Os métodos de escavações mecanizadas são baseados na utilização de um equipamento, o “shield”, destinado a execução de túneis de maneira protegida por uma couraça cilíndrica à frente da escavação e pelo revestimento definitivo na sua parte traseira. A escavação segundo HORI⁽⁴⁾ é feita por ferramenta de corte localizada na frente do equipamento. O avanço é feito através de macacos hidráulicos, que se apoiam nos anéis do revestimento. Estes anéis são montados na parte traseira, ainda dentro da couraça, sendo que o espaço anelar que fica entre o anel e a parede escavada pela couraça é preenchido com uma argamassa de cimento. Para cada avanço é montado um anel do revestimento e desta forma o túnel está finalizado.

Existem atualmente, “shields” equipados com os mais diversos tipos de ferramentas, acessórios e processo de execução para as mais variadas condições geológicas, portanto a definição acima é geral.

Os equipamentos tipo “shield” podem ser classificados em:

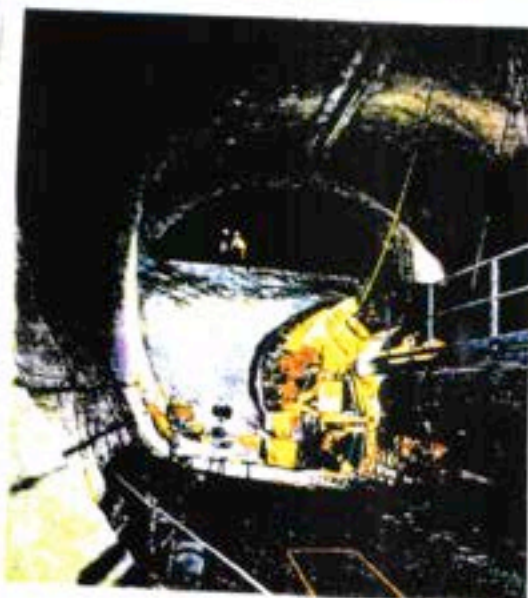
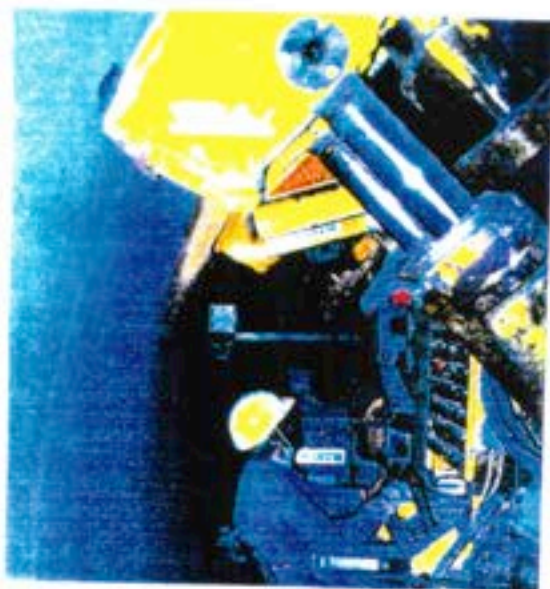
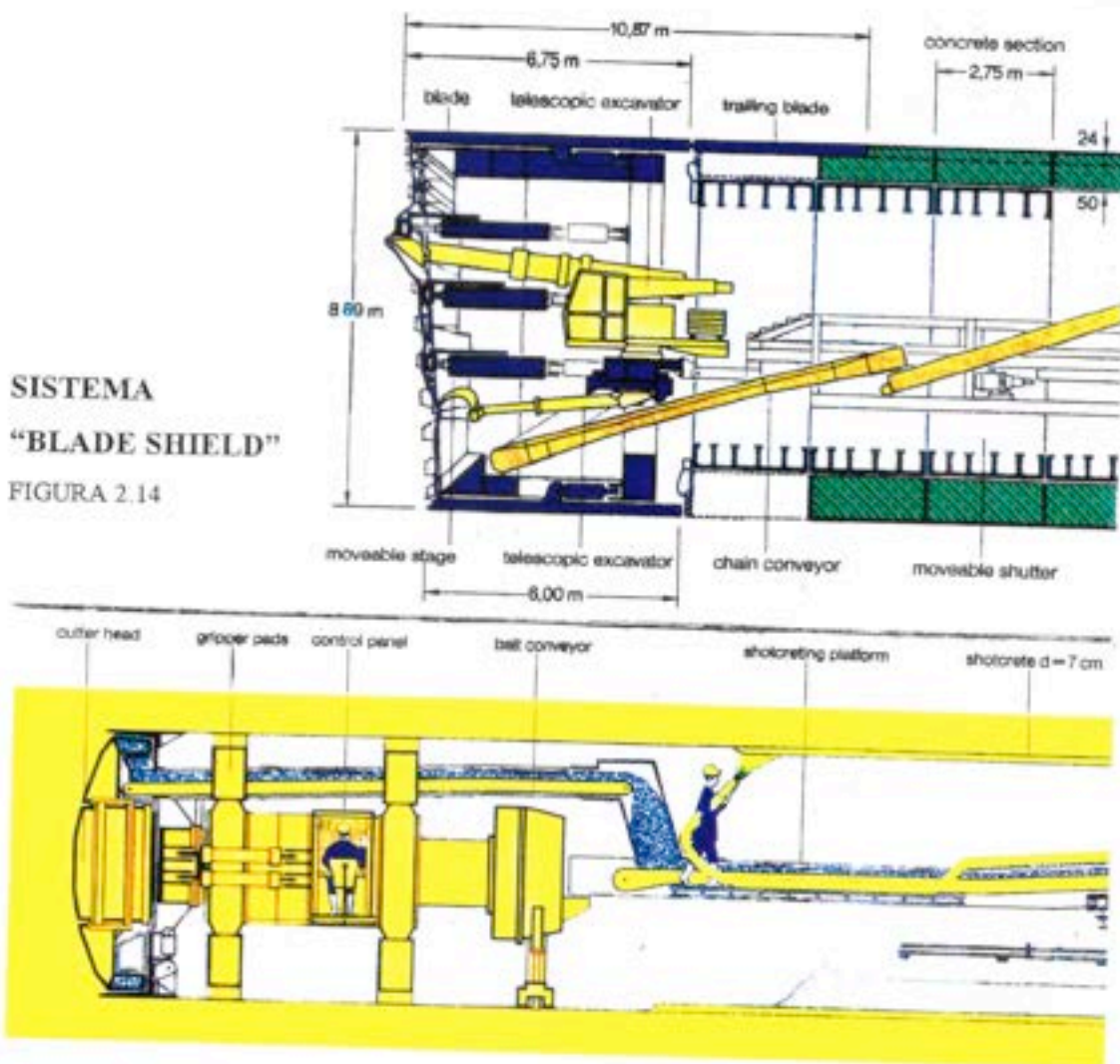
- manual;
- frente aberta, empregado acima do nível de água em material consistente e estável;
- frente fechada, empregado abaixo do nível de água em áreas instáveis. Existem vários tipos de frentes em função das condições geológicas. Neste caso os materiais de contenção da frente de escavação poderão ser: ar comprimido, o próprio solo, água, lamas, produtos químicos, espuma, etc; e
- túnel pressurizado empregando câmaras e eclusas.

Os “shields” também podem ter uma classificação em função do revestimento empregado pelo equipamento onde os aspectos de vedação, estratégia de fabricação e estocagem, e transporte e montagem são fundamentais para o sucesso do empreendimento:

- anéis metálicos;
- anéis de concreto pré-moldado parafusados ou expandidos; e
- moldados “in loco”.

SISTEMA
"BLADE SHIELD"

FIGURA 2.14



SISTEMA TBM

FIGURA 2.15

Os tipos de “shield” e o seu campo de utilização é bastante amplo, e poderia ser subdividido da seguinte maneira:

- micro e mini “shield”, que são os “shields” não tripulados;
- “pipe-jacking”, que são os tubos cravados;
- “blade shield”, que são os shields de lâminas;
- “slurry shield”, são aqueles que empregam lama bentonítica;
- “poly ou mix shield”, que são os processos mistos dos anteriores;
- “shield” com pressões de terra equilibradas;
- “shieldão”, que são os que fazem a via dupla em uma única etapa;
- “dot-double-o-tunnel”, trata-se dos equipamentos que fazem um túnel duplo; e
- “tunneling machines”, fresas para escavação pelo desgaste ou quebra das rochas.

As vantagens de se empregar o “shield”, podem ser assim resumidas:

- escavação mecanizada e de alta produtividade;
- escavação exata do túnel;
- interferência mínima com a superfície;
- trabalho com segurança aos operadores;
- emprego de pouca mão de obra;
- não é poluente;
- o revestimento é homogêneo e de boa qualidade; e
- exige somente um poço de acesso e um de retirada.

As principais desvantagens podem ser assim relacionadas:

- exige longo tempo de planejamento, preparação e fabricação;
- requer um aprendizado específico e experiência na operação;
- equipamentos de alto custo e inclui diversos auxiliares e acessórios indispensáveis;
- somente se torna econômico para grandes extensões;
- pode ter grandes alterações de produtividade em função da variação da geologia;
- predomina a forma circular e permite somente pequenas variações;
- mudanças no diâmetro e expansões tem normalmente um custo muito alto;

- o revestimento necessita ser dimensionado pelas maiores cargas de todo o trecho, e aos esforços de apoio do shield; e
- a fabricação dos anéis deve ser de produção industrial.

Dentre os sistemas de escavação mecanizada, segundo CURY⁽²⁾, um dos primeiros tipos foi o Messer-Bernold. Trata-se de um sistema que emprega equipamento de contenção. Este equipamento móvel, serve como suporte de terreno junto à frente de escavação. O revestimento é instalado imediatamente após o avanço do equipamento.

O sistema Messer baseia-se em um equipamento composto de uma estrutura em forma de pórticos travados associados a facas móveis que penetram no solo a ser escavado como se fossem enfilagens. O solo é retirado por equipamentos de escavação. O sistema “Messer shield” ou “Blade shield” desenvolvido na Alemanha apresenta a mesma estratégia. Pode se observar seção longitudinal do Sistema “Blade Shield” na Figura 2.14. O problema é criado na movimentação do equipamento, que deixa vazios entre o revestimento de concreto e o solo devido a presença das facas.

O sistema Bernold consiste de um processo de construção de revestimento onde a armação do concreto armado é composto por um conjunto de chapas metálicas corrugadas, que são montadas atrás do equipamento de contenção e preenchidas com concreto.

Existem várias maneiras de se conter a frente conforme o tipo de equipamento, a saber:

- sem problemas de percolação de água:
 - fechando parcialmente a frente. Neste caso o fechamento da frente pode ser efetuado pelas próprias facas de corte do solo como nas máquinas tipo “BADE”, onde as facas ao mesmo tempo que escavam cortando (fatiando) o solo através de seu movimento de rotação sustentam a frente através da aplicação de uma pressão na frente de escavação implementada pelos macacos em reação com o revestimento já instalado;
 - instalação de placas de madeira fixada por macacos hidráulicos (“breast jacks”) como no sistema Calweld; e
 - escavação da frente em prateleiras

- com problemas de percolação de água
 - rebaixamento do lençol;
 - emprego de ar comprimido; e
 - emprego de bentonita na frente de escavação através de uma câmara estanque (“soil pressure balanced shield”). Esta câmara fica constantemente sob uma pressão compatível com a exercida pela frente de escavação de modo a manter a frente balanceada e estabilizada. A pressão é exercida por uma mistura de água bentonita e solo escavado. Esta mistura é retirada da câmara via bombeamento e se repõe outra composta de água e bentonita, descontaminada de solo escavado, mantendo-se a pressão adequada na frente de escavação. Se por qualquer motivo houver uma mudança de pressão na frente da escavação esta será contrabalançada automaticamente pelo equipamento “shield”.

O revestimento instalado dentro da couraça tem a finalidade de conter o terreno, impermeabilizar o túnel, e servir de estrutura de reação para avanço da couraça. O revestimento é composto de anéis, que podem ser de: aço, ferro fundido, concreto e mistos.

Outro sistema de escavação é o “Tunneling Machines”, mais conhecido como TBM. Este é um equipamento tipo fresa para escavação de túneis a plena seção ou a seção parcial. As máquinas a plena seção são também chamadas de “Boring Machines”. O sistema de escavação é através do desgaste ou quebra das rochas através do choque de componentes da frente da máquina, os bits. As condições para o seu emprego são as durezas das rochas e o diâmetro do túnel. A Figura 2.15 apresenta seção longitudinal com detalhes do sistema TBM.

2.3.3 Avaliação da Aplicabilidade dos Métodos Construtivos de acordo com as Características do Maciço

A Tabela 2.2 consolida a avaliação da aplicabilidade dos principais métodos construtivos de obras subterrâneas considerando parâmetros como: a presença de lençol freático, a presença de edificações de grande porte nas áreas lindeiras, e o tipo maciço.⁽²⁾⁽⁴⁾

**AValiação da sua aplicabilidade dos principais
MÉTODOS CONSTRUTIVOS SUBTERRÂNEOS
CONFORME AS CARACTERÍSTICAS DO MACIÇO**

MÉTODOS CONSTRUTIVOS	ROCHAS	SOLOS RUJOS	SOLOS MOLES	PRESENÇA DE NÍVEL DE ÁGUA	PRESENÇA DE EDIFICAÇÕES DE GRANDE PORTE
Cut and Cover Convencional	somente aplicado no caso de seção mista solo-rocha	aplicável sem problemas paredes com estacas pode exigir pré-furo	são necessários cuidados especiais principalmente no caso de paredes tipo perfil pranchado	há necessidade de rebaixamento de lençol	pode ser necessário o emprego de paredes rígidas ou estroncas pré-comprimidas, tirantes ou reforço das edificações
Cut and Cover Invertido	somente aplicado no caso de seção mista solo-rocha	aplicável sem problemas	aplicável sem problemas quando se empregam paredes diafragmas ou estacas secantes	há necessidade de rebaixamento de lençol	pode ser necessário o emprego de escoramento intermediário ou reforço de edificações
Métodos Mineiros	são aplicáveis e o revestimento depende do tipo de maciço variando desde chumbadores até tirantes ou cambotas	se esta for não fissurada pode ser empregado sem problemas	existe risco de ruptura de frente de escavação	é imprescindível o emprego de sistema de drenagem	especial seqüência de escavação deve ser empregada para minimizar deformações
Sistema Bernold	perfeitamente aplicável	aplicável desde que compatível com o stand up time do maciço	não é aplicável	imprescindível o emprego de sistema e controle de água	especial seqüência de escavação deve ser empregada para minimizar deformações
NATM	aplicável com vantagens; método faz com que o maciço colabore na estabilização	aplicável	alto risco	imprescindível o emprego de sistema de controle de água	especial seqüência de escavação deve ser empregada para minimizar deformações
Couraça Manual	não é aplicável	aplicável	pode ser empregado, mas exige elevado controle dos recalques e dirigibilidade do equipamento	é imprescindível o emprego de sistema de controle de água e tem-se elevado risco de "blow out" quando se emprega ar comprimido	especial seqüência de escavação deve ser empregada para minimizar deformações
Couraça Mecânica	não é aplicável	aplicável			especial seqüência de escavação deve ser empregada para minimizar deformações
Couraça Bentonítica	não é aplicável	aplicável	aplicável	aplicável	baixíssimo risco
Blade Shield (Messer)	não é aplicável	aplicável	riscos elevados	é imprescindível o emprego de sistema de controle de água	especial seqüência de escavação deve ser empregada para minimizar deformações
Desmorte a fogo	é perfeitamente aplicável	não é aplicável	não é aplicável	exige drenagem e esgotamento da água na frente de escavação	especial seqüência de escavação deve ser empregada para minimizar deformações
Tunneling Machines	aplicável desde a rocha não seja muito abrasiva	aplicável	não é aplicável	exige drenagem e esgotamento da água na frente de escavação	especial seqüência de escavação deve ser empregada para minimizar deformações

TABELA 2.2

2.4 NOVO MÉTODO AUSTRIACO DE ABERTURAS DE TÚNEIS- NATM

2.4.1 Fenômenos em Jogo na Abertura de Túneis

Este item pretende focar, de maneira sintética e em termos qualitativos, os fenômenos físicos essenciais que ocorrem nas aberturas subterrâneas pelo NATM.*

Considere-se inicialmente a escavação de um túnel de seção circular num maciço submetido a um estado de tensão inicial, hidrostático, de grandeza P_i . Do ponto de vista físico, escavar um túnel traduz-se na ação de retirar as tensões iniciais P_i , que se encontram aplicadas na superfície do túnel, onde resulta uma completa modificação do estado de tensão do maciço na vizinhança da abertura, além de deslocamentos da parede e da frente. Se o túnel não tiver revestimento, tensões radiais nos pontos da parede da escavação se anularão e as tensões tangenciais serão máximas.

Conforme pode ser observado na Figura 2.16, os deslocamentos dos pontos da parede da escavação são mínimos na seção junto à frente. Contudo, vão aumentando à medida que nos afastamos até que, a partir de uma determinada seção, os deslocamentos são constantes.

Esta variação dos deslocamentos dos pontos das paredes do túnel deve-se ao efeito tridimensional da frente, estando a extensão desta zona limitada a "2D" sendo "D" diâmetro do túnel.

Nas seções afastadas da frente a uma distância superior a "2D", os pontos da parede da escavação, em linha paralela ao eixo, tem deslocamentos iguais. Logo, pode-se afirmar que as seções estão em um estado plano de deformação, isto é, os deslocamentos que ocorrem em seção afastada da frente são iguais aos de outra seção vizinha, desde que o estado inicial de tensão P_i seja o mesmo.

* Relatório Interno do Escritório Técnico Figueiredo Ferraz e anotações de aula sobre "Ponderações de Cálculo do NATM".

correspondente. As hipóteses admitidas na sua formulação foram: maciço homogêneo isótropo e a mecânica do meio contínuo.

A curva I, conforme Figura 2.17 (a), representa o caso de comportamento elástico do maciço onde se abre o túnel. O deslocamento final das paredes terá o valor δ_1^0 , não sendo pois, em princípio, necessário o suporte.

A curva II, da Figura 2.17 (b), representa o caso mais geral do comportamento do maciço, que deixa de ser linear a partir de um certo nível de tensão na parede do túnel, podendo também ficar sem suporte com um deslocamento das paredes δ_2^0 .

Estas duas curvas representam o caso dos maciços não plastificáveis ou autoportantes, tipo rocha (competentes), onde a estabilização é comandada não mais pelos condicionantes da mecânica de meio contínuo e sim pelas descontinuidades, as quais podem provocar o desprendimento de certo volume de blocos.

A estabilização neste caso tem como objetivo impedir o início do movimento de queda de blocos.

Conforme Figura 2.17 (c), a curva III representa o caso em que, a partir de um certo nível de tensão, o maciço já tem um comportamento elasto-plástico. Aqui os deslocamentos para os quais se anularia a tensão inicial p_i podem ser excessivos, obrigando a uma sobrecavação exagerada para manter o gabarito interno ou provocar recalques nas superfícies de terreno, o que é incompatível em túneis que passam por zonas urbanizadas ou ultrapassa o δ_{limite} do material. Este caso representa o comportamento dos materiais elasto-plásticos tipo solo.

Para se limitar os deslocamentos, por exemplo, ao valor de δ_3 é necessário prever um sistema de estabilização que aplique às paredes dos túneis uma pressão p_3 .

Ainda na Figura 2.17 (d), a curva IV representa o comportamento elasto-plástico do maciço e corresponde à situação de a pressão aumentar a partir de um determinado deslocamento δ_4 tendendo posteriormente a um valor limite.

O maciço, neste caso, não pode se manter sem um sistema de estabilização que aplique às paredes dos túneis uma pressão igual ou superior ao valor mínimo.

O menor valor da pressão a ser aplicado é p_4 , que limita o deslocamento ao valor de δ_4 . Para deslocamentos menores que δ_4 , deve-se aplicar pressões maiores que p_4 . Conhecendo a curva característica do revestimento, isto é, a relação carga-deslocamento do Sistema de Estabilização, pode-se determinar a rigidez necessária para limitar os deslocamentos a valores desejados, conforme a Figura 2.17 (e).

O comportamento representado pela curva IV é consequência de progressivas roturas localizadas e desarticulação do maciço rochoso ou solo, com conseqüente redução da resistência.

Esta desarticulação se inicia a partir de um certo valor da deformação, mas ainda continua homogênea, isto é, todos os pontos do elemento considerado tem a mesma deformação específica. Não há deslizamento entre as superfícies (rupturas).

O aparecimento de uma curva do tipo IV, conforme Figura 2.17 (d), pode ser exemplificado através de uma viga infinitamente rígida, com uma carga de 3.000 kgf aplicada no meio. Esta viga se apoia em dois pilares de rocha de área de 177 cm² cada um, com diagrama tensão deformação igual ao da Figura 2.18 e, no meio, uma máquina rígida que permite deslocamentos controlados.

Inicialmente, para deslocamento algum na máquina ($\delta = 0$), os pilares não absorverão parcela alguma de carga e a reação da máquina P , será igual a 3.000 kgf.. Se ocorrer um deslocamento de 0,3 cm na máquina, a viga toda sofrerá uma translação de 0,3 cm (viga infinitamente rígida) e, portanto, também os pilares. Um deslocamento de 0,3 cm dos pilares representa uma deformação específica de $0,3/30=0,01$ ou seja 1%, a qual, por sua vez, corresponde a uma tensão de 5 kgf/cm², de acordo com o diagrama tensão-deformação da rocha do pilar (Figura 2.18). Esta tensão de 5 kgf/cm² multiplicada pela área dos 2 pilares corresponde à parcela de carga de 1.770 kgf transferida. A máquina passa então a ser carregada com 1230 kgf (3.000-1.770). Se forem realizados deslocamentos de 0,45 cm, 0,90cm etc., conforme Tabela da Figura 2.18, obtém-se a carga que carrega a máquina para cada deslocamento dado.

Pode-se observar no diagrama da carga P , em função dos deslocamentos δ que a curva obtida é do tipo da curva IV, representativa dos materiais elasto-plásticos com ruptura progressiva. O comportamento dos pontos da parede do túnel, semelhante a estas curvas, só depende das características geomecânicas do maciço e do estado de tensão inicial ao qual está submetido. Como exemplo, deve-se considerar um maciço que tenha como tensão característica $\sigma_c = 20 \text{ kgf/cm}^2$ (tensão uniaxial). Caso sua cobertura seja da ordem de 20 m, e não houver tensão residuais, o comportamento dos pontos da parede do túnel será o da curva I ou curva II, e se ela for da ordem de 50 m o comportamento será o da curva III ou curva IV.

Como o exemplo é de um túnel circular submetido a um estado inicial de tensão hidrostático, todos os seus pontos têm uma mesma deformação final e um mesmo estado de tensão final. Na prática, porém, os túneis não são circulares e não estão submetidos a um estado inicial de tensão hidrostático. Portanto, cada ponto em torno da escavação tem uma deformação e um estado de tensão, diferentes entre si. Mesmo na hipótese de túnel circular submetido a um estado inicial de tensão hidrostático, a pressão atuante em suas paredes deixa de ser uniforme para um mesmo valor do deslocamento δ , passando o seu valor a decrescer desde P_t (no teto) até P_b (na soleira).

Isto se deve ao fato de as forças de massa que atuam no teto terem sentido desfavorável, ajudando a iniciar a progressiva rotura e desarticulação do maciço, enquanto as que atuam na soleira agem no sentido favorável à estabilização. Como exemplo mostra-se na Figura 2.19 que, nestas condições, se o comportamento dos pontos do maciço na região do teto corresponde à curva IV, os da soleira corresponderão a curvas tipo III ou II.

Na abertura de túneis em maciço onde as características geomecânicas e o estado inicial de tensão correspondem a um comportamento descrito pelas curva I e II (autoportantes) o mecanismo de ruptura e desarticulação nestes maciços é comandado pelas superfícies de baixa resistência, em especial as diaclases.

À medida que a pressão p diminui, devido à modificação de estado de tensão, e com a ação das forças de massa, ocorre ruptura pelas superfícies de baixa resistência mais desfavoravelmente orientadas. Os blocos vão se separando e mesmo caindo.

Pela Figura 2.20, nota-se que a queda inicia-se pelo bloco 1, seguindo-se a dos blocos 2 a 5. Importante frisar que se evitar a queda do bloco 1 os demais não cairão.

Pode-se também supor que, devido a concentração de tensões (modificações do estado inicial de tensão) na zona da junta entre os blocos 6 e 7, poderá haver ruptura localizada, provocando a queda dos blocos 6 a 12.

Este processo de desarticulação e queda de blocos é comandado pela atitude e conjugação de superfícies de baixa resistência e da resistência ao corte e tração das mesmas. Este processo é muito influenciado pela perturbação do maciço provocado pela escavação.

O NATM tem como característica principal controlar as deformações do maciço com vista a minimizar a solicitação do sistema de estabilização.

É importante lembrar que a evolução da pressão com deslocamento é bastante influenciada pelo fator tempo em maciços com comportamento viscosos.

O fenômeno do comportamento viscoso pode ser representado em função das curvas características, como visualizado na Figura 2.21. Em cada instante se tem uma certa curva característica. A indicada com o tempo "0" é válida para o momento em que está sendo efetuada a escavação, ao passo que aquela com o tempo $t=\infty$ correspondente ao estado final de equilíbrio.

Na vizinhança da frente, região onde é colocado o sistema de estabilização, os fenômenos da interação do maciço com o suporte são tridimensionais.

Ao se estudar os deslocamentos dos pontos da parede de uma seção do túnel a uma distância "d" da frente de escavação, como se observa na Figura 2.16, nota-se o incremento de tensões tangenciais.

Na Figura 2.22 indica-se a influência da distância nas deformações esperadas, sendo "d" a distância do revestimento à frente de escavação, "D" o diâmetro do túnel em escavação, δ a deformação correspondente à distância "d", e δ_m a deformação livre das paredes sem

revestimento numa seção a uma distância da frente onde o efeito tridimensional não mais atua.

Pode-se observar que, se o revestimento estiver junto à frente ($d=0$), 25% da deformação livre δ_m já se realizou e o revestimento será carregado pela interação maciço-suporte correspondente a 75% da deformação livre δ_m .

Ao colocar o revestimento a uma distância $d=0,5D$ ($d=5\text{m}$ para $D=10\text{m}$), a deformação livre correspondente a esta seção será de $0,85 \delta_m$, o que indica pouca eficácia do revestimento, pois 85% das deformações já se realizaram sem sua presença, ou seja, o revestimento só será carregado pela interação maciço-suporte correspondente a 15% da deformação final, o que é muito pouco para o revestimento. Esta é a razão pela qual o Sistema de Estabilização deve ser colocado junto à frente de escavação.

Quanto a influência do fator tempo na determinação da curva da Figura 2.25, não é possível considerá-la atualmente, pois não há modelo de simulação matemático que leve este fator em consideração.

O valor de deformação livre δ_m depende do estado inicial de tensão na seção do túnel e das características mecânicas do maciço a ser atravessado.

É importante evidenciar que a relação δ/δ_m é constante para um mesmo valor de d/D e não depende de outros fatores.

A curva que representa o efeito tridimensional da frente foi calculada analiticamente por vários autores e confirmada através da instrumentação de diversos túneis no Brasil e no exterior.

2.4.2 O que é NATM sob o Ponto de Vista de Comportamento Estrutural

Desenvolvido na década 1940/50 por RABCEWICZ⁽⁶⁾ o NATM cresceu a partir da observação e experiência de campo. Hoje o método é internacionalmente reconhecido e cientificamente baseado na teoria e em ensaios de modelos. O assim denominado

“SALZBURGER KREIS” “Círculo de Salzburg” - RABCEWICZ, MILLER, PACHER levaram o NATM a um sucesso mundial.

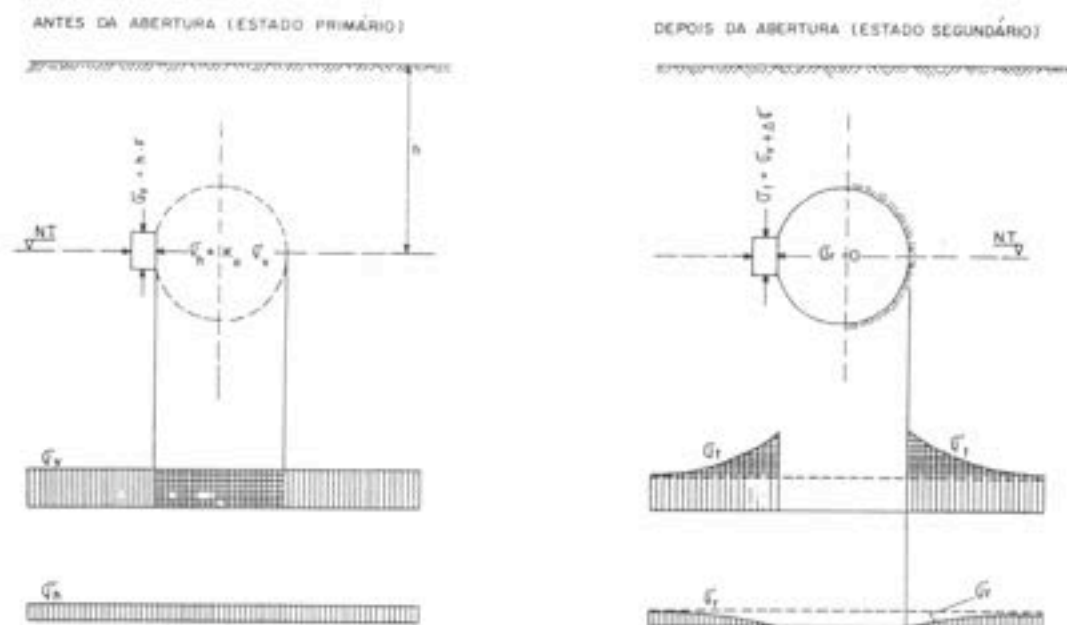
O seu princípio básico pode ser avaliado através da denominação dada por PACHER⁽⁵⁾: “Abertura de túneis suportada pelo próprio maciço”. Em comparação com o método norte americano “Abertura de túneis suportada por revestimento de aço”. Evitando qualquer expansão excessiva da rocha, o revestimento age como superfície resistente forçando a rocha a se auto-suportar ao invés de ele mesmo suportar o carregamento como uma estrutura independente.

Quando uma cavidade é aberta num processo de abertura de túnel, as tensões resultantes no material circundantes (solo ou rocha) mudam de um chamado estado primário de tensões para um estado secundário ⁽⁷⁾. As tensões radiais na fronteira aumentam de maneira a suportar o carregamento, que antes era suportado pelo material escavado. O rearranjo de tensões é acompanhado de deformações para dentro da abertura do túnel.

Assumindo, para maciço rochoso, que a resistência à compressão não confinada é maior que as tensões tangenciais que se desenvolvem, o túnel é estável sem a necessidade de “ajuda” aparecendo somente pequenas deformações, na maior parte elásticas (Figura 2.23).

Se a tensão tangencial atinge a resistência à compressão não confinada, o material (rocha ou solo) plastificará localmente mantendo sua resistência residual com aplicação do concreto projetado durante o processo de abertura, não somente este proporciona suporte ao maciço como também permite ao maciço um aumento nas tensões radiais na fronteira. Este confinamento implica num acréscimo na resistência tangencial (Figura 2.24). A rocha circundante forma um revestimento externo junto com o concreto projetado.

Quanto maior for a região atingida pelo rearranjo de tensões, maiores serão as deformações esperadas. Se estas deformações são de grandeza suficiente para causar um amolecimento (loosening) excessivo na “zona plastificada” torna-se necessário a utilização de um revestimento que proporcione uma resistência P_1 à rocha (Figura 2.24).

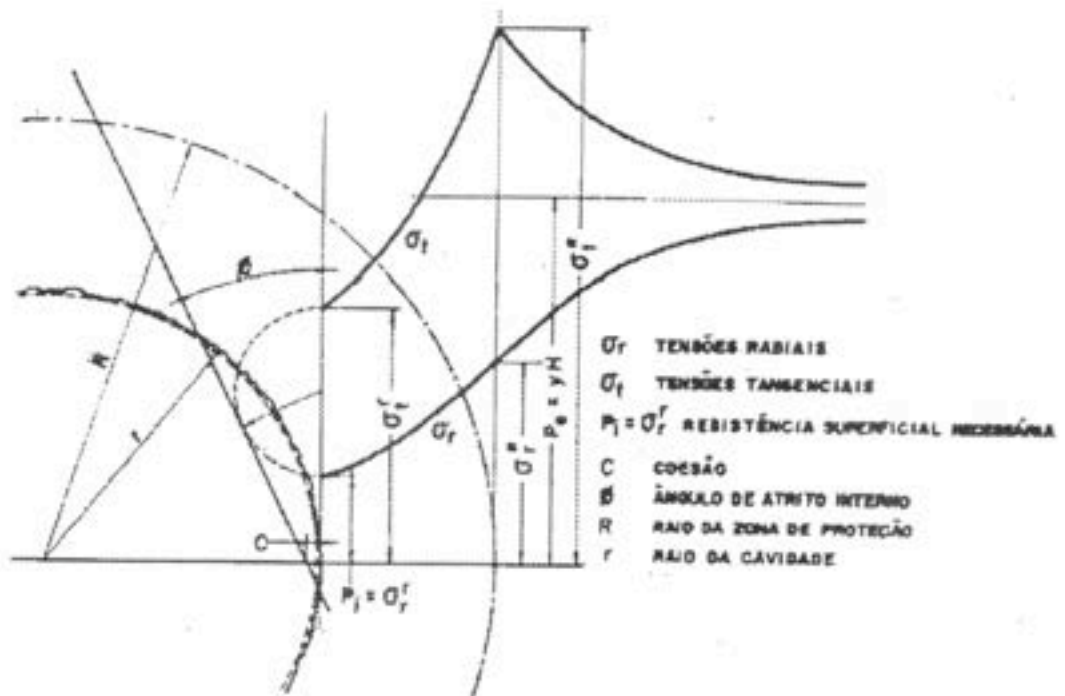


ESTADO DE TENSÕES DO TÚNEL SEM REVESTIMENTO ANTES E IMEDIATAMENTE APÓS A ESCAVAÇÃO

FIGURA 2.23

Graças a esta resistência as tensões radiais na fronteira não são mais nulas e a resistência na direção tangencial aumenta e torna-se mais alta que a resistência a compressão não confinada.

Se a resistência proporcionada pelo revestimento P_i não for suficiente para evitar deformações excessivas é usado o sistema de ancoragens. Os tirantes protendidos aumentam bastante as tensões radiais aumentando também a resistência P_i . As "zonas plastificadas" são limitadas ainda mais se não desaparecem.



REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DAS TENSÕES NAS VIZINHANÇAS DE UMA CAVIDADE CIRCULAR SOB PRESSÃO HIDROSTÁTICA (SEGUNDO KASTNER) (7)

TÚNEL COM REVESTIMENTO

FIGURA 2.24

2.4.2.1 Efeito de Anel Fechado

A resistência P_i pode se tornar mais alta se aplicada em um anel fechado. Ensaios em modelos de grandes dimensões ⁽⁸⁾ mostraram que um revestimento circular flexível com bom contato com o material circundante, solo ou rocha, não rompe devido a momento fletores mais sim devido a tensões cisalhantes.

Esta ruptura não é catastrófica (ruína total da abertura) como seria de se esperar no caso de uma ruptura por flexão. Neste último tipo os fragmentos de rocha devem penetrar na cavidade depois que o revestimento perdeu sua função em suportá-los.

Verifica-se no entanto que o túnel, aberto com NATM , não rompe catastroficamente no caso de uma ruptura por cisalhamento no revestimento. O túnel se deforma até que haja

rearranjo de tensões de tal maneira que o “revestimento externo” (solo ou rocha circundante mais partes intactas do revestimento) seja suficiente para suportar a nova situação.

O revestimento e o maciço funcionam no NATM como o aço e o concreto respectivamente em uma seção mista de uma ponte.

2.4.2.2 Flexibilidade do Revestimento

Estas observações explicam porque um revestimento de pouca espessura e flexível é bastante superior a um revestimento rígido superdimensionado, que não tem condições de acompanhar as deformações necessárias para um rearranjo de tensões sem romper antes por flexão. Além disso extensas regiões de solo ou rocha já separados do restante do maciço, em torno do túnel convencional, pioram as conseqüências aumentando o carregamento e retirando o apoio contínuo que existia anteriormente para o revestimento.

Deve-se notar também na Figura 2.25 que um revestimento rígido teria que ser dimensionado para um P_1 bem mais alto que um revestimento flexível. Entretanto se o revestimento permite deformações maiores que D , o efeito de amolecimento faz com que P_1 aumente novamente.

Por outro lado em obras tipo metrô, não se permite deformações exageradas devido à presença de edifícios na superfícies, o revestimento deve proporcionar uma resistência P_1 a mais próxima possível daquela correspondente ao estado inicial.

revestimento “estabilizante” da escavação. Os túneis executados por este sistema são em rocha de boa qualidade, na sua maioria auto-portantes. Nestes maciços foi empregado o concreto projetado, pois os riscos eram pequenos e este servia apenas para prevenir deslocamentos de blocos. Mas, quando se tratava de uma rocha de pior qualidade, fraturada, empregava-se um revestimento de segunda fase confeccionado em concreto convencional e considerava-se o revestimento de concreto projetado como simples camada de sacrifício.

O primeiro empreendimento que resolveu empregar o concreto projetado como revestimento definitivo em maciço de rocha de elevado fraturamento e com a presença de grande quantidade de infiltrações de água foi o Metrô de Washington ⁽¹³⁾, em 1970. Como o concreto projetado não conseguia “estancar” as infiltrações adotou-se uma manta de PVC entre o revestimento de primeira e segunda fase, ambos de concreto projetado. Esta alteração de projeto foi a opção do construtor alterando o projeto inicial que era em “cut and cover”. Note que nesta obra o revestimento de segunda fase em concreto projetado foi aplicado sobre a manta de PVC, e hoje o próprio fabricante-fornecedor desta manta de PVC não recomenda esta diretriz de projeto, indicando o emprego do concreto convencional como revestimento de segunda fase, pois existe o risco de perfurar a manta durante a projeção do concreto.

Mesmo com a execução desta obra nos Estados Unidos os projetos continuaram empregando o concreto projetado apenas como revestimento provisório.

Na década de 70 a tecnologia do concreto auto-adensável ainda não está disponível e as concretagens de revestimentos de túneis, que empregam formas e concreto convencional, apresentam muitas dificuldades construtivas e falhas ⁽¹⁰⁾, impulsionando o emprego de mantas nos projetos de túneis, o que por sua vez impõe o concreto convencional como revestimento de segunda fase.

A partir da década de 80 a tecnologia de concreto evolui e são empregados polímeros, aditivos plastificantes, redutores de água e até superplastificantes ⁽¹⁰⁾, modificando diversos projetos de revestimento, que passaram a dispensar as mantas de PVC e empregam o concreto projetado em primeira fase como sacrifício e o concreto convencional em segunda fase com tecnologia de estanqueidade.

Dentro deste quadro tecnológico o Brasil, em 1979, através da SABESP, constrói o primeiro túnel urbano, em solo de boa qualidade, e no mínimo 2 m acima do nível d'água, empregando o concreto projetado monolítico de baixa permeabilidade como revestimento único e definitivo, sem o emprego de sistemas impermeabilizantes.⁽¹⁴⁾ Trata-se de um túnel onde foram instaladas duas adutoras de aço, e com exigências operacionais de estanqueidade à água, não muito severas. Em uma análise minuciosa da qualidade do concreto projetado das paredes deste túnel denominado Eliana, procedida em 1982, após 5 anos de operação, ficou demonstrada a grande potencialidade deste material como revestimento definitivo de túneis. O concreto de revestimento do túnel apresentou, após 5 anos, resistências superiores a 19,5 MPa, absorção por imersão inferior a 7,8%, e permeabilidade à compressão de $7,4 \cdot 10^{-9}$ cm/s.*

Baseado neste dados e em levantamentos procedidos em diversos órgãos internacionais de pesquisa, conforme será detalhado a seguir, o METRÔ/SP implementou pesquisa complementar para tentar produzir o concreto projetado monolítico de baixa permeabilidade, de caráter definitivo, para execução dos túneis da Extensão Norte. Estes eram compostos de um túnel duplo de 660 m e dois túneis singelos de 120 m localizados em maciço composto de solo aluvionar com várias lentes de areia, totalmente submerso. O túnel apresentou muitos problemas construtivos inclusive com acidentes envolvendo rupturas de frente de escavação e global.⁽¹⁵⁾ A pesquisa implementada tratava-se de uma verificação da qualidade obtida nos dois túneis pequenos.⁽¹⁶⁾ Cabe aqui ressaltar que o empreendimento foi iniciado com a premissa de que o revestimento de concreto projetado era provisório, e caso se constatasse que o material fornecido tivesse potencial de ser aceito como definitivo haveria então uma modificação de projeto. Os principais resultados obtidos da pesquisa constam na Tabela 3.1, que caracterizaram o concreto projetado com qualidade similar ao concreto convencional, sendo então este aceito como revestimento definitivo. A segunda fase, que no início do empreendimento estava definida como convencional, foi alterada para projetado. Estas mudanças de diretrizes de projeto foram associadas a modificações nos materiais constituintes do traço especialmente na composição química do cimento e dos aditivos aceleradores de pega, em novos detalhes de projeto, em novas especificações de materiais e serviços e, em

* Relatório Interno da Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo - SABESP - "Vistoria Técnica do Túnel Eliana", julho de 1982.

**ANÁLISE DO REVESTIMENTO DE CONCRETO PROJETADO
DOS TÚNEIS DA EXTENSÃO NORTE DO METRÔ/SP**

ENSAIOS REALIZADOS	C.P. EXTRAÍDO DE PAINEL				C.P. EXTRAÍDO DA ESTRUTURA				C.P. ESPECIFICADO			
	f _q	fck estimado			f _q	fck estimado			f _q	fck estimado		
		ACI - 506 fck	MENOR VALOR	NBR 6118		ACI - 506 fck	MENOR VALOR	NBR 6118		ACI - 506 fck	MENOR VALOR	NBR 6118 fck
RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL (MPa)	10 horas	5,0	1,9	2,6	-	-	-	3,0	2,5	2,2	3,0	
	24 horas	11,9	8,9	9,3	-	-	-	-	-	-	-	
	3 dias	18,2	15,5	15,7	-	-	-	6,0	5,0	4,5	6,0	
	7 dias	23,7	20,1	19,5	-	-	-	-	-	-	-	
	28 dias	28,4	24,1	24,1	23,1	19,7	16,7	18,0	15,0	13,5	18,0	
	90 dias	29,6	25,2	22,5	-	-	-	-	-	-	-	
VALORES MÉDIOS		34,5			25,6		23,0					
MÓDULO DE DEFORMAÇÃO (GPa) (28 dias)		0,159			0,097			0,2				
COEFICIENTE DE POISSON		5,8			6,8			≤ 8				
ABSORÇÃO POR IMERSÃO (%)		2,20			2,18			2,3 a 2,45				
MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA (kg/dm ³)		2,53			2,63			-				
MASSA ESPECÍFICA REAL (kg/dm ³)		13,3			17,0			-				
VAZIOS PERMEÁVEIS (%)		1,5			-			1,0 a 2,0				
RESISTÊNCIA À TRACÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL (MPa)	28 dias	2,1			-			-				
	90 dias				-			-				

FONTES: Resultados de ensaios fornecidos pela Companhia do Metrô de São Paulo - METRÔ/SP

TABELA 3.1

novos procedimentos de fiscalização de obras de túneis e técnicas de controle. A obra foi concluída no final de 1982. Estas informações foram padronizadas e serviram de base para a construção da Linha Paulista, e talvez a diversas outras similares realizadas por outras empresas e instituições.

Em 1990 surge na Europa o primeiro trecho de túnel experimental com o emprego do concreto projetado de baixa permeabilidade. Trata-se de um túnel metroviário de 60 m de extensão, em rocha fraturada com infiltrações, construído na cidade de Munique. As diretrizes tecnológicas são o emprego de concreto projetado aditivado com microssilica sem o emprego de qualquer aditivo acelerador, mas no dimensionamento o revestimento de primeira fase ainda é considerado como de sacrifício. ⁽¹⁷⁾⁽¹⁸⁾

Nesta mesma época surge o projeto de túnel de Vereina na Suíça, que tem uma extensão total de 20 km, onde em uma parte deste está previsto a passagem de esgoto. Trata-se de um túnel em rocha e foi executado em concreto projetado aditivado com microssilica sem o emprego de aditivo acelerador no conceito de revestimento definitivo. ⁽¹⁷⁾⁽¹⁸⁾⁽¹⁹⁾

A seguir apresenta-se alguns fatos marcantes sob o ponto de vista de estanqueidade das estruturas de túneis através das modificações nos critérios de projetos. ^{(10)*}

- **Dos Babilônios até o século XIX** - Empregava-se fundamentalmente betume para minimizar a entrada de água.
- **No século XIX** - Os engenheiros de minas da Alemanha usavam madeira ou anel de ferro-fundido para vedar "shafts" e túneis, enquanto que o ingleses empregavam a estratégia de drenagem.
- **Final do século XIX** - Época de início de construção de grandes túneis devido a ampliação das ferrovias e dos seus limites de declividade das linhas. Os túneis eram construídos com ladrilhos, tijolos ou pedras assentados com argamassa nas juntas. A água era drenada através de buracos ou pequenos canais de encaminhamento.
- **Início do século XX** - Tem-se os primeiros túneis ferroviários construídos em Budapeste, Londres e em Moscou empregando anéis segmentados de ferro-fundido.

* Relatório Interno da Companhia do Metropolitano de São Paulo - METRÔ/SP

- **Antes de 1916** - Trabalhos precoces de recuperação são necessários em diversos túneis ferroviários. Como exemplo, pode-se relatar as patologias detectadas no túnel de St. Gotthard:
 - águas moles originárias de depósitos graníticos, e com baixo teor de carbonato de cálcio, atacaram e dissolveram os componentes de cálcio da argamassa de assentamento dos tijolos;
 - águas com baixo teor de carbonato de cálcio e com níveis críticos de agressividade devido a presença de ácido carbônico livres; e
 - sulfato de cálcio em concentração elevada 0,03% (0,3g/l de água), sulfato de magnésio 0,2% (2 g/l de água), causando a microfissuração através da expansão das argamassas.

As técnicas de recuperação empregadas envolveram detalhes cuidadosos nas juntas, e tamponamentos com camadas de argamassa de cimento de pega rápida; drenos de material tipo lã, mastiques, e aplicação de placas de cimento amianto ou de folhas de zinco.
- **1916 / 1922** - A eletrificação da linha de St.Gotthard exige um aumento da estanqueidade dos túneis. Foi empregado grande quantidade de argamassas à base de cimento de pega rápida. Nos túneis de Coldrerio e Massagno problemas de deterioração advindos da ação gelo-degelo e da atuação dos gases das locomotivas exigiram uma camada de concreto projetado em todo o revestimento.
- **Posterior a 1921** - Recuperações de estanqueidade e tentativas de selagem em túneis construídos na Alemanha, Áustria, Itália, Espanha e França.
- **1934 / 1935** - No túnel Hochtort and Mittelortl em Grossglockner construído em chapa corrugada laminada para drenar lateralmente a grande quantidade de entrada de água. Foi empregado argamassa de pega rápida na face externa destas chapas.
- **Aproximadamente em 1935** - Tentativas do emprego de mantas de "polyisobutylene" para vedar o túnel Siegfried na Alemanha.
- **1942 / 1944** - Primeira vez em que se emprega o sistema Oberhasli, que até hoje é empregado em muitos sistemas de túneis. Trata-se de uma rede de tubos de borracha para drenagem, na forma de espinha de peixe, de intensidade e dimensões compatíveis com a quantidade de infiltrações. Posteriormente este sistema é injetado com argamassa de cimento de pega rápida.

- **1949 / 1959** - O túnel Semmering na Áustria é impermeabilizado empregando uma membrana "Oppanol", sem contudo resolver totalmente o problema.
- **1945 / 1965** - Produz-se um sistema de drenagem associado a uma manta impermeável. Este sistema é composto de um concreto poroso sem finos em contato com o solo, seguido de uma camada de argamassa projetada, posteriormente uma camada de isolamento composto de múltiplas camadas de betume e feltro, sobre esta uma nova camada de argamassa projetado, e finalmente um revestimento de concreto convencional.
- **1956** - Um túnel rodoviário denominado Kaptenberg na Áustria é o pioneiro no emprego de um polímero modificador de cimento no concreto de revestimento;
- **1959** - Sistemas impermeabilizantes baseados em camadas de feltro-asfalto.
- **1959 / 1963** - Um túnel rodoviário denominado Jauntal localizado no sul da Áustria emprega o concreto poroso como elemento de drenagem em áreas que apresentam pesadas infiltrações de água.
- **1960 / 1965** - Tem-se 20 a 30 túneis construídos neste período na Alemanha, Áustria e Suíça que empregam um sistema de fibra de vidro reforçado com resina de "polyester".
- **1960 / 1972** - A face interna dos túneis é acabada com um concreto impermeável "vedante" aditivado com polímeros.
- **1965 / 1968** - Empregado pela primeira vez na Áustria uma manta plástica impermeável fixada mecanicamente em diversos pontos. Esta apresentava espessura da ordem de 1mm e conseqüentemente perfurava facilmente.
- **1965 / 1972** - Pinturas impermeáveis à base de látex, neoprene e betume foram aplicadas em diversos túneis no Oeste da Alemanha e na Suíça.
- **1969** - O túnel de Rofla em Via Mala na Suíça foi impermeabilizado com uma manta plástica impermeável fixada de maneira contínua através de uma colagem ao substrato empregando uma cola adesiva à quente via "spray".
- **1970** - Emprego do concreto projetado como revestimento definitivo no metrô de Washington. Trata-se de obra em rocha fraturada empregando manta de impermeabilização de PVC e placas de concreto como acabamento.
- **1972** - Aplicação mecanizada de manta plástica impermeável de dupla cor, que visa detectar pontos de defeitos. Como exemplo pode-se citar o túnel de St. Gotthard.

- **Aproximadamente em 1972** - Túneis do metrô de Munique são especificados sem impermeabilização, cabendo ao concreto a responsabilidade de estanqueidade. É introduzida a tecnologia do concreto de baixa permeabilidade para obras construídas pelo método "cut and cover".
- **1977** - A SABESP constrói reservatórios com o emprego do concreto convencional de baixa permeabilidade dispensando sistemas auxiliares de impermeabilização.
- **1979** - O METRÔ/SP emprega o concreto convencional de baixa permeabilidade nas obras de túneis construídas pelo método "cut and cover".
- **1979** - A SABESP termina o primeiro túnel urbano escavado pelo método NATM em solo empregando o concreto projetado como revestimento definitivo.
- **1982** - O METRÔ/SP termina o túnel metroviário empregando concreto projetado monolítico de baixa permeabilidade como revestimento definitivo de túneis escavados em solo pelo método NATM.
- **1990** - O metrô de Munique constrói trecho experimental empregando concreto projetado como revestimento monolítico definitivo de túneis.
- **1992** - O METRÔ/SP inaugura um trecho da Linha Paulista consolidando projetos, especificações, e procedimentos construtivos e de fiscalização de obras executadas pelo método NATM empregando o concreto projetado monolítico como revestimento definitivo de túneis em maciço de solo.

Diversos projetos de revestimentos empregaram o concreto projetado como estrutura definitiva, entre eles destacam-se:

- túneis rodoviários da Estrada Marechal Rondon da DERSA Desenvolvimento Rodoviário S.A.;
- o complexo viário Jânio Quadros da Prefeitura Municipal de São Paulo;
- o túnel rodoviário de Campinas da Prefeitura do Município de Campinas;
- a Linha do METRÔ-DF de Brasília;
- túneis de águas servidas do Sistema de Despoluição dos Rios Pinheiros e Tietê da SABESP.

3.3 BREVE HISTÓRICO SOBRE O PIONEIRISMO DA ENGENHARIA BRASILEIRA NO EMPREGO DO CONCRETO PROJETADO COMO REVESTIMENTO DEFINITIVO DE TÚNEIS

Este tópico procura esclarecer as condições de contorno que subsidiaram a Engenharia Nacional na opção pioneira pelo concreto projetado como revestimento monolítico definitivo de túneis escavados em solo pelo método NATM.

Para melhor esclarecer quais eram os limites do conhecimento disponível em 1979 apresenta-se inicialmente um panorama geral dos principais princípios tecnológicos sobre durabilidade dos concreto até esta data.

3.3.1 Levantamento do estado do conhecimento até 1980 sobre durabilidade do concreto

Segundo METHA⁽²⁰⁾, atualmente há consenso de que a permeabilidade do concreto é a chave para todos os problemas de durabilidade. O interessante é que este conhecimento consta nos anais do SEGUNDO SIMPÓSIO INTERNACIONAL DE QUÍMICA DO CIMENTO realizado em 1938, e que antes desta data praticamente não se ressaltavam problemas de durabilidade, totalmente ao contrário do que foi constatado a partir de 1970.

Tem-se a seguinte evolução do conhecimento desde 1868 a meados de 1991.⁽²¹⁾

- **1868** - REID, Henry apud METHA⁽²⁰⁾ publica que "...somente poderemos fazer um bom concreto utilizando a menor quantidade de água possível".
- **1910** - Utiliza-se o cimento pozolânico em peças marítimas devido aos problemas ocorridos em obras costeiras construídas a partir de 1870 na Dinamarca.
- **1918** - ABRAMS apud METHA⁽²⁰⁾ formula a hipótese da correlação entre o "fator água-cimento com a resistência".
- **1938** - Já bem conhecido que águas contendo dióxido de carbono, sulfato ou cloretos eventualmente debilitavam as propriedades do cimento e não se poderia

permitir a sua penetração em argamassas ou concreto. A resistência química era dependente da estrutura e em especial da sua permeabilidade. Nesta época não existem relatos de problemas de corrosão de armadura, ataque por sulfato, carbonatação ou reação álcali-agregados.

- **Término da Segunda Grande Guerra** - Criando-se a necessidade social de rápida reconstrução da Europa, precisava-se do aumento da velocidade dos métodos construtivos tradicionais. A escassez do aço viabiliza o concreto.
- **1945** - Power apresenta a teoria de pressão hidráulica de expansão devido ao efeito de congelamento.
- **1947** - O consumo mínimo de cimento nos traços praticados pelo mercado é de 380 kg/m^3 e a relação água cimento máxima estava em torno de 0,47. A indústria cimenteira da época responde às expectativas do mercado desenvolvendo cimentos de resistências mais elevadas através do aumento da finura e do incremento da relação $C_3S:C_2S$ do cimento Portland.
- **1950** - A finura do cimento é de aproximadamente $100 \text{ m}^2/\text{g}$ e a relação $C_3S:C_2S$ era de aproximadamente 30%. O concreto bombeado cresce de popularidade. Surgem grandes mudanças nos equipamentos de concreto fluido. Começa a se utilizar concreto pré-misturado transportado por caminhões betoneiras misturador. Essas mudanças alimentam uma construção rápida. Surge a indústria de pré-moldados para conglomerados residenciais, e a tecnologia de aditivos redutores de água.
- **1952** - Chega-se ao conhecimento do mecanismo de ataque químico por sulfatos através de formas físicas de cristalização como a primeira causa de expansão e perda de resistência. Estabelece-se problemas de durabilidade do concreto associado ao CaO livre, MgO e aos álcalis do cimento.
- **1956** - O consumo mínimo de cimento nos traços praticados pelo mercado era de 300 kg/m^3 e a relação água-cimento máxima estava em torno de 0,60. Sofisticam-se os equipamentos de lançamento do concreto fluido.
- **1960** - Surgiram os primeiros trabalhos publicados de reação álcali-agregado e se estabeleceram os mecanismos de carbonatação e do ataque por ácido sulfídrico nos mesmos moldes do atual estado de conhecimento.

- **1968** - Apresentaram-se os primeiros trabalhos sobre zona de transição pasta-agregados e demonstrou-se a estreita correlação entre a elevada permeabilidade do concreto com a combinação de elevada relação água-cimento e elevada superfície específica dos agregados. Valenta, em 1961, advertia que a zona de transição entre agregados e a pasta de cimento era o elo fraco do concreto sob o ponto de vista da permeabilidade e da resistência devido a existência do efeito da exsudação, das bolhas de ar, e de microfissuras (retração térmica, retração por secagem, por solicitação de cargas à baixas idades provocando plastificação, etc.). Estabelece-se o ensaio ASTM C 666 para a seleção de um bom concreto sujeito ao ataque gelo-degelo, e como boa técnica a necessidade de ar incorporado ao concreto. Pesquisas e levantamentos efetuados recentemente garantem que obras executadas a mais de 50 anos com relação água-cimento máxima 0,5 a 0,6 rigidamente controladas para obtenção de baixíssimos teores de ar incorporado estão em excelentes condições.
- **1970** - A finura do cimento é de aproximadamente 400 m²/kg e a relação C₃S:C₂S estava em torno de 45% a 50%.
- **partir de 1970** - Começa-se a registrar os primeiros problemas de corrosão de armadura com problemas de rupturas estrutural devido a perda de aderência entre o concreto e o aço. O diagnóstico é associado a vários fatores:
 - pequeno cobrimento da armadura;
 - alta permeabilidade do concreto;
 - fadiga;
 - ciclagem seco/úmido;
 - ciclagem gelo/degelo; e
 - ataque químico, principalmente por cloretos.
- **1978** - O consumo mínimo de cimento nos traços praticados pelo mercado é de 250 kg/m³ e a relação água-cimento máxima estava em torno de 0,72.
- **1990** - O COMITE EUROPEU DE BETON ⁽²²⁾ publica os volumes 203, 204 e 205 colocando claramente que o consumo mínimo de cimento deve ser de 280 kg/m³ e que o parâmetro de controle não é a resistência e sim o desempenho final da estrutura.

- **Meados de 1991** - A RILEM reabre o comitê de avaliação de permeabilidade e conseqüentemente da durabilidade. Alguns questionamentos importantes sobre a confiabilidade dos ensaios foram levantados e novas propostas são esperadas para melhorar a previsão da vida útil da obra.

3.3.2 Levantamento do Estado do Conhecimento até 1980 sobre o Emprego do Concreto Projetado

Em julho de 1980 existia na Engenharia Nacional descrença sobre a durabilidade do concreto projetado, pois diversos especialistas afirmavam se tratar de um material poroso.

O concreto projetado foi idealizado nos Estados Unidos em 1907, e em 1980 foram encontrados inúmeras referências sobre:

- dosagens;
- metodologias de aplicações;
- formas de controle;
- resistências mecânicas (compressão e tração);
- características elásticas (módulo de elasticidade);
- densidade;
- gelo-degelo; e
- permeabilidade.

Na maioria destes ensaios houve similaridade de comportamento do concreto projetado com o concreto convencional.

Em 1966, LITVIN e SHINDELER ⁽²³⁾ apresentavam pesquisa laboratorial sobre o desempenho do concreto projetado para os parâmetros de resistência, módulo de elasticidade, retração, durabilidade gelo-degelo, absorção, peso unitário e permeabilidade. O motivo do trabalho foi devido ao crescente emprego do material concreto projetado, necessitando-se então de um maior conhecimento, apesar deste já ter

sido empregado em diversas obras de reparos estruturais e em revestimentos de túneis em rocha.

Em 1973, BAWA ⁽²⁴⁾ cita a experiência adquirida em 16 milhas de túnel em rocha (trecho em que foi empregado o concreto projetado como estrutura definitiva) e 10 milhas de túnel em solo ("cut and cover"):

- revestimentos de túneis em concreto projetado e tirantes poderiam ser mais econômicos com a grande vantagem de minimizar os danos de construção nos trechos, onde foram encontradas rochas adversas. Foi desenvolvido um concreto projetado para ser empregado como suporte permanente;
- nesta obra o conceito de suporte temporário e permanente parece ter desaparecido quando se empregou o concreto projetado, pois a aplicação inicial para o suporte temporário foi considerada como a primeira parte de um revestimento permanente;
- a resistência final da obra visava principalmente a durabilidade, embora as análises estruturais exigiam resistências mais altas na idade de 28 dias para minimizar a espessura do revestimento em projetado. Assim foi especificado 3,5 MPa para a idade de 8 horas obtido através do emprego de aditivos acelerados, e 35 MPa para a idade de 28 dias assegurados pelo controle do fator água-cimento. Mas era sabido que resistências elevadas à baixa idade e nas idades mais longas eram parâmetros conflitantes, que precisavam ser otimizados, pois resistências elevadas à baixa idade comprometiam as resistências nas idades avançadas. Assim, a determinação da resistência a baixa idade dependia da qualidade da rocha, ("stand up time" tempo de auto-sustenção do solo, que no caso era muito curto), e da quantidade de infiltrações.

Neste mesmo compendio encontra-se o artigo escrito por READING ⁽²⁵⁾ que relata os estudos e a experiência acumulada pelo órgão, destacando-se os seguintes pontos:

- a argamassa projetada bem compacta e densa é um bom material estrutural, e sob o ponto de vista de resistência, problemas de reflexão, controle e equipamento, a argamassa projetada foi considerada superior ao concreto projetado. O concreto projetado apresenta menor retração e é mais econômico;

- nos últimos dez anos tem crescido o emprego do concreto projetado pelo órgão devido ao surpreendente desempenho em obras de reparos;
- as propriedades do projetado tem sido bem estáveis e a resistência e outras propriedades são as mesmas que aquelas do concreto ou argamassa convencionais contendo as mesmas proporções de vazios;
- o órgão obteve resistências entre 42 MPa até 70 MPa e, em alguns casos, até valores superior a este;
- ressalta-se a excelente aderência do projetado com o concreto velho, rocha sã ou outros materiais. Este aspecto é muito importante nos projetos de túneis, onde a interação concreto de revestimento-rocha é fundamental para a estabilidade;
- a durabilidade do concreto projetado em laboratório e exposto às condições de campo foi avaliada pelo órgão como boa. Ensaio de gelo-degelo foram efetuados em vigas de concreto projetado obtidas através do corte de painéis. Nestes ensaios os corpos de prova ficaram sujeito a variação de nível de água salino e o seu comportamento nos ciclos de gelo-degelo, durante o inverno, foi considerado satisfatório. O concreto projetado foi avaliado e lhe foi atribuído bom desempenho, igual aos concretos convencionais com ar incorporado, sendo classificado como satisfatório para uso em climas severos; e
- o órgão, até alguns anos antes posicionava-se de maneira cautelosa em relação ao concreto projetado quando empregado como suporte de maciço, principalmente porque estavam faltando critérios satisfatórios de projeto e porque perguntas tinham sido levantadas sobre a qualidade do projetado tais como se o material poderia ser controlado suficientemente para transformar-se num material estrutural confiável. Muitas destas dúvidas foram sanadas, nos muitos trabalhos produzidos, e o órgão, com a publicação desse artigo, demonstra maior credibilidade ao material. Este, pensa que, as incertezas que ainda persistem não são muito maiores que alguns outros aspectos relativos aos trabalhos de construções de túneis. O órgão acredita que o concreto projetado aplicado imediatamente depois da escavação sela e prende a rocha, e fornece uma membrana fina, forte, e adequadamente flexível.

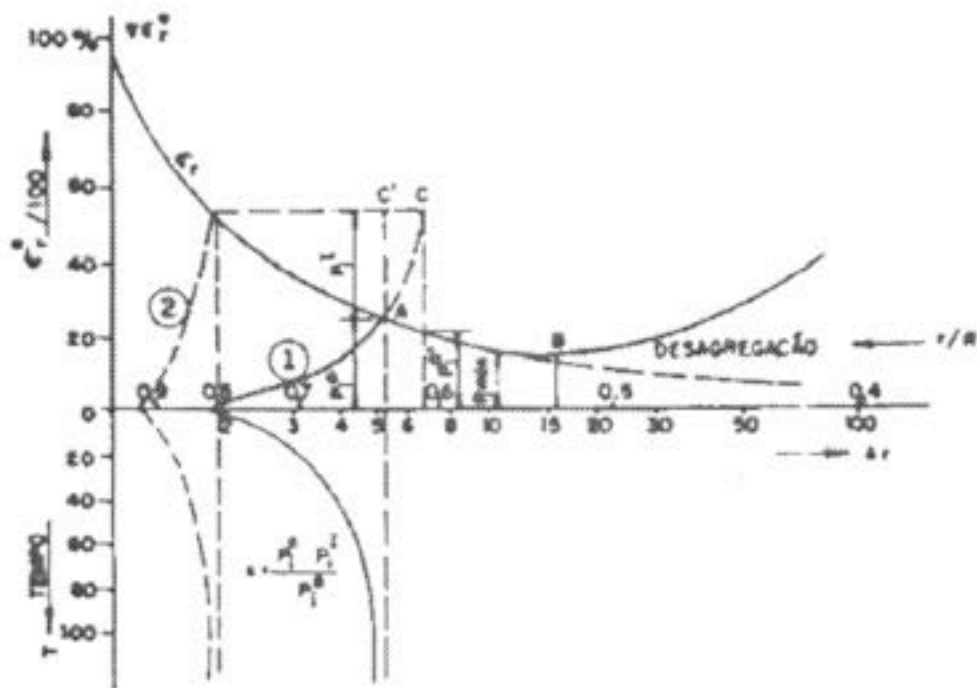
Destacam-se por BLANCK⁽²⁶⁾ os estudos de compatibilidade cimento-aditivo acelerador, empregando a agulha de Guilmore (enfoque empregado no Brasil somente a partir de

1981, e responsável pela segurança de diversas obras de túneis). Mas, o autor também faz diversas considerações sobre durabilidade e resistência do concreto projetado, evidenciando-se as seguintes posições:

- muitos fatores tais como: a dosagem, a mistura e a aplicação influenciam na durabilidade e resistência do concreto projetado. A falha em qualquer fator resulta em material de baixa qualidade;
- muitos fatores podem afetar a resistência, entre eles destacam-se: exatidão de dosagem, tempo de mistura, idade da mistura seca, quantidade de aditivo acelerador, técnicas de amostragem, cuidados com as amostras, desempenho do laboratório e técnicas de cura;
- pode ser esperado uma resistência à flexão de 7 a 10,5 MPa de tração na flexão; e
- com uma mistura e aplicação adequadas a durabilidade do concreto projetado pode ser igual ou superior a do concreto convencional. Boa qualidade tem sido obtida nos últimos 50 anos.

Em 1974, TYNES e CLEESE⁽²⁷⁾ apresentam resultado do trabalho de comparação das características de concretos projetados pelos métodos via seca e úmida referenciado ao concreto convencional. Foram executados testes de resistência a compressão, tração direta na direção da projeção, tração por compressão diametral na direção da projeção, cisalhamento na direção perpendicular a projeção, resistência ao gelo-degelo, permeabilidade, peso específico, e aderência. Entre as conclusões dos estudos destacam-se:

- as resistências a compressão dos concretos projetados são comparáveis as obtidas para concretos convencionais (27,6 MPa a 55,2 MPa);
- as resistências ao cisalhamento obtidas são similares as dos concretos convencionais. A relação compressão-cisalhamento manteve-se entre 8 a 12;
- a aderência entre concreto recém projetado e concreto projetado velho indicaram eficiência de 100%;
- a resistência à tração em relação a de compressão esteve entre 8% a 12%, igual, portanto, aos valores encontrados normalmente para concretos convencionais;



RESISTÊNCIA DO REVESTIMENTO EM FUNÇÃO
DA FLEXIBILIDADE E DO TEMPO⁽⁵⁾

FIGURA 2.25

2.4.2.3 Efeito do Tempo

O NATM, baseado no mecanismo descrito, não poderia ser aplicado na prática se o processo de rearranjo de tensões terminasse assim que a abertura do túnel fosse feita. O chamado "efeito de tempo" é favorável ao construtor e proporciona o tempo suficiente para o crescimento da resistência do concreto projetado (dada pelo revestimento com ou sem ancoragem) antes que as deformações sejam muito grandes e ocorra o amolecimento do material (Figura 2.25).

O "efeito do tempo" não pode no momento ser explicado ou calculado teoricamente e a única maneira de se obter uma noção do estado de tensões é através da medição contínua das deformações e tensões. O conhecimento das várias deformações com o tempo permite estimar a aproximação do estado final.

Todos os dados medidos durante o processo de abertura tem que resultar em ações imediatas a serem tomadas na obra, das quais depende o sucesso do NATM. Uma equipe de trabalho experimentada sob a supervisão rigorosa de um engenheiro qualificado torna o NATM um método poderoso de abertura de túneis. Sua flexibilidade e necessidade de equipamentos simples o transforma em uma séria opção em túneis relativamente curtos sob condições de espaço disponível reduzido e subsolo de natureza variável.

2.4.3 Regras Fundamentais que Formam a Filosofia do NATM

A seguir são resumidas as regras fundamentais do NATM.⁽¹⁾

– **Regra fundamental 1: o maciço circundante participa como suporte**

O maciço circundante ao túnel, que inicialmente atua como elemento de carregamento, deve passar a constituir um elemento de escoramento. É o princípio da estabilização devido ao alívio de tensões. Assim tem-se um método de abertura de túneis cuja estabilidade da escavação é dada principalmente pelo próprio maciço.

– **Regra fundamental 2: preservação da qualidade do maciço circundante**

Conservar a qualidade do maciço tanto quanto possível, com cuidados durante a escavação e aplicação imediata do suporte evita o processo de deterioração do maciço.

– **Regra fundamental 3: afrouxamento interior do maciço é prejudicial**

A acomodação interna das camadas no interior do maciço devido a existência de vazios entre o suporte e o maciço, ou por deformações excessivas de um suporte por problemas de elevada flexibilidade, ou em virtude de atrasos na colocação do escoramento, devem ser rigorosamente evitados. A acomodação faz com que o maciço perca a capacidade de auto-suporte e passe a constituir um esforço sobre o revestimento.

Através de um controle da deformação do maciço o concreto de revestimento obriga o maciço a se auto-suportar em vez do revestimento de concreto suportar este maciço como uma estrutura independente.

– **Regra fundamental 5: caracterização geológica e geotécnica minuciosa do maciço**

É necessário um detalhado conhecimento do comportamento do tipo resistência, da deformabilidade e permeabilidade do maciço a ser escavado.

– **Regra fundamental 6: adequação da parcialização da seção**

A parcialização adequada da frente de escavação é função do comportamento do maciço, que se traduz no tempo de auto-sustentação e deformabilidade global do material. Quanto maior o número de etapas maior o tempo de auto-suporte da abertura não escorada e menores os recalques finais. Influem na parcialização os equipamentos disponíveis, o prazo de execução da obra, e os custos. Normalmente prefere-se soluções com avanços rápidos e com possibilidade de economia de suporte.

– **Regra fundamental 7: emprego do suporte adequado no momento certo**

Duas questões são importantes para a colocação do suporte: a deformabilidade deste e o momento de aplicação. A aplicação de suporte muito cedo ou pouco deformável exige que sua capacidade seja superior quando comparada com àquela necessária caso este tivesse comportamento mais adequado, pois este estaria trabalhando com tensões mais elevadas enquanto que o maciço aceitaria um alívio de tensões maior.

Alguns fatores influem no comportamento da interação solo-estrutura, ou na curva de convergência do maciço, convergindo com a curva de confinamento do suporte em concreto projetado, tais como: as deformabilidades do maciço e do suporte, tamanho da abertura, defasagem entre a escavação e aplicação do suporte, espessura do suporte, método de escavação, etc.

O método NATM preconiza que o sistema de contenção da abertura da escavação seja composto pela interação do revestimento executado em concreto projetado e

uma porção de maciço circundante da abertura. Assim tem-se que a rigidez relativa maciço-concreto como o elemento resistente na estabilidade da escavação.

Este método também preconiza que o valor da carga de carregamento sobre o revestimento dependerá do nível de deformação do maciço, sendo que quanto maior esta deformação menor será a carga, e conseqüentemente menor será a espessura necessária de concreto para assegurar a estabilização da escavação.

A primeira denominada de “curva escoramento” atuante sobre o revestimento e a segunda de “curva carregamento”.

A curva carregamento atuante sobre o revestimento representa a carga radial sobre as paredes da abertura escavada, que no primeiro instante, imediatamente após a abertura do buraco (quando a deformação do solo ainda é desprezível e praticamente nula), apresenta o valor de carga geostático. Mas a medida que o deslocamento das paredes da escavação aumenta (conseqüentemente diminuindo a área da abertura escavada) a carga atuante sobre as paredes diminui devido ao processo de plastificação da porção de solo circundante à escavação mobilizado pela deformação. A medida que a deformação cresce a região plastificada aumenta, mas este processo apresenta um limite que depende do tipo de maciço, que quando ultrapassado tem-se a desagregação do solo e conseqüente ruptura.

A curva escoramento resistente do revestimento de concreto é praticamente linear e crescente a medida que aumenta a deformação do maciço. Este gráfico não contempla o crescimento de resistência e módulo de elasticidade do concreto com o tempo.

- O encontro das duas curvas é o ponto de estabilização. Nota-se que a carga atuante sobre o revestimento de concreto é inferior à geostática. O ponto de estabilização deve ocorrer o mais próximo possível mas antes da deformação admissível do tipo de terreno, pois teremos o melhor aproveitamento da filosofia NATM impondo ao revestimento o menor carregamento possível. O revestimento ideal é aquele que permite que o maciço se deforme permitindo a formação da zona de plastificação. A Figura 2.25 demonstra claramente este mecanismo.

– **Regra fundamental 8: eliminação de vazios na interface maciço-suporte**

O desenvolvimento do concreto projetado possibilitou que o suporte atue em toda a superfície escavada do maciço, melhorando a interação do suporte com o material natural. Métodos clássicos com madeiramento tem atuação apenas pontual sobre o maciço, por mais cuidadoso que seja o encunhamento de fixação. Desses processos resultam vazios na interface, oferecendo condições para o início da desagregação do material que contribui para perda de capacidade de auto-suporte do maciço.

– **Regra fundamental 9: emprego de ancoragem, cambotas ou treliças, e telas de aço**

Quando necessário, e para melhorar as condições de sustentação é lícito se valer de elementos estruturais adicionais ao concreto projetado. Por exemplo, a colocação sistemática de ancoragem permite a mobilização da capacidade portante do maciço, impondo às tensões confinantes ao redor da abertura que elas se mantenham em níveis inferiores à plastificação, limitando deformações.

Atualmente ainda se discute a validade da colocação de cambotas metálicas, no entanto a bibliografia mostra casos em que elas trabalham efetivamente, em particular nos maciços com tensões horizontais superiores às verticais, e que foram comprovados através de medições em extensômetros elétricos de corda vibrante.

– **Regra fundamental 10: fechamento do pios inferior (“invert”)**

O suporte de um túnel é calculado como se fosse um anel contínuo gerando a necessidade de fechamento do piso invertido próximo a frente de escavação. Nas obras em que é previsto o avanço pronunciado da calota por questões de otimização construtiva, muitas vezes é colocado um “invert” provisório no sentido de fechar, durante este período, o anel do suporte. Na época do rebaixo esse piso é retirado, e então constrói-se o definitivo.

- **Regra fundamental 11: redução da seção escavada ao mínimo necessário - parcialização**
Essa redução associada a colocação de suporte delgado de concreto projetado, respeitando a área útil mínima de projeto, altera menos as condições do maciço.
- **Regra fundamental 12: preferencia por seções arredondadas**
Deve-se evitar seções transversais com cantos vivos para minimiza o problema de concentração de tensões, que podem levar o material a plastificação.
- **Regra fundamental 13: acompanhamento da construção através de leituras intensivas da instrumentação de campo**
O projeto deste tipo de empreendimento é iterativo, isto é, é alterado conforme o patamar de deformações medidos pela instrumentação. Assim, os comprimentos de avanços, o número de parcializações, o fechamento de “inverts”, ou a instalação de sistemas auxiliares, tais como: rebaixamento de lençol freático, ou injeções de consolidação, ou a cravação de enfilagens, podem ser empregados em trechos de obras conforme os resultados da instrumentação no controle das deformações.
- **Regra fundamental 14: estabilização das deformações do conjunto maciço-suporte**
O monitoramento das deformações deve mostrar tendência de estabilização.
- **Regra fundamental 15: minimização das pressões neutras empregando a drenagem.**
Deve-se sempre perseguir a minimização das pressões neutras.

2.4.4 Processos de Projeção do Concreto Projetado

2.4.4.1 Via Seca

Entende-se por concreto projetado via seca o processo que coloca a mistura homogeneizada de cimento e agregados secos (ou com no máximo a umidade de

estocagem de modo que a mistura tenha umidade próxima de 5% a 6%) no equipamento de projeção. Este envia este material até um bico de projeção, através de ar comprimido, e neste ponto adiciona-se a água. A água também pode se colocada há 3 metros do bico de projeção para melhorar a sua homogeneização neste caso o processo tem sido frequentemente denominado de via semi-úmida. O aditivo acelerador pode ser colocado na máquina de projeção junto com a mistura seca ou no bico de projeção.⁽⁹⁾

2.4.4.2 Via Úmida

Neste caso o concreto entra com a água total do traço no equipamento de projeção. O aditivo acelerador é adicionado no bico assim como todo o ar para promover a compactação do concreto para que este seja durável. Para operações manuais o consumo de ar é da ordem de 6-7 m³/min a 7 bar, e para operações empregando robot o consumo de ar é da ordem 12-15 m³/min também a 7 bar.

O processo via úmida pode ser subdividido em dois grupos: fluxo fino e o fluxo denso.

No fluxo fino o concreto é enviado para o bico de projeção via ar comprimido. No caso do fluxo denso o concreto é enviado através do sistema de pistões, similar ao concreto convencional bombeado.

O fluxo denso passou a ser pouco usado devido a: necessidade do traço de apresentar características de bombeabilidade aumentando o consumo de cimento e água, a sua baixa eficiência na homogeneização dos aditivos aceleradores e ao elevado consumo de ar gerando grandes pressões no bico de projeção. O aspecto final era bastante heterogêneo apresentando ondulações.⁽⁹⁾

2.5 ANÁLISE CRÍTICA

Durante a exposição dos diversos métodos construtivos de construção de túneis, apresentada ao longo deste capítulo, evidenciou-se que uma obra pode ser realizada por diversos métodos não havendo uma regra rígida sobre a sua definição. Assim sendo, o critério para a escolha final do método construtivo não é exclusivamente técnico, sendo que outras componentes influenciam decisivamente na sua definição, tais como: as interferências existentes, os custos sociais de desapropriação e de remanejamentos temporários; o nível de risco à saúde a população; o tamanho e o prazo da obra, além de outros fatores.

O Brasil não tem um volume de investimentos em obras de túneis nos níveis dos encontrados na Europa ou nos Estados Unidos. Nestas regiões a quantidade de equipamentos disponíveis é muito grande, e os anéis segmentados de “shield”, em aço ou concreto, podem ser encomendados em praticamente 24 a 48 horas. Eles possuem sistema de “leasing” de equipamentos, com grande variedade de opções, de modo que qualquer equipamento está disponível, em curto prazo e a baixo custo, pois este se amortiza com sua utilização em vários empreendimentos. No caso de empreendimento especiais, tais como o Eurotúnel, o planejamento da obra é feito projetando-se o equipamento necessário para ela. Este panorama viabiliza construção de túneis com emprego massivo de equipamentos, o que resulta em obras muito seguras, rápidas e com menor custo.

No caso do Brasil, a quantidade de obras é muito pequena, de modo que quando se precisa executar túneis que necessitam de equipamentos sofisticados tipo “shield”, procura-se em primeiro lugar viabilizar métodos que exigem menor carga de mecanização como o “Cut and Cover” e o NATM, ou reutilizar os equipamentos disponíveis no acervo das construtoras. Ao se contar número de “shields” com diâmetros superiores a 5 m, no Brasil, esses não passam de 3. Em último caso quando se torna necessário importar equipamentos, todos os seus custos precisarão ser amortizados numa única obra, tornando os custos unitários muito superiores quando comparado com os praticados internacionalmente. Este, se não é o principal, com certeza trata-se de uma

das grandes causas que levam o Brasil a projetar túneis com poucos equipamentos, ou melhor com equipamentos de baixo custo.

Neste caso, o NATM tem uma vantagem excepcional, pois os investimentos de instalação e início de obras são extremamente baixos quando comparado com sistemas "shield". O método NATM está perfeitamente de acordo com a realidade brasileira, que com a falta de planos diretores de longo prazo permite freqüentes repriorizações de obras associadas a freqüente interrupção do fluxo dos recursos. Este fato é importantíssimo na definição do método construtivo, pois os custos de instalação de um "shield" no poço de partida do túnel pode chegar a representar até 60% dos custos da obra, havendo um grande desembolso inicial. Interrupções na continuidade da obra oneram o empreendimento de maneira absurda, pois é impraticável o custo deste equipamento parado e os custos de sua desmontagem e retirada são bastante elevados. De modo geral a regra básica de uma obra mecanizada é que é preciso se ter certeza do seu término para que o contrato seja administrável.

Em contrapartida, no caso do NATM os equipamentos são baratos e a sua desmobilização é rápida e fácil, sendo compatível com a forma de gestão dos empreendimentos brasileiros.

O método construtivo NATM tem aumentado a sua participação como solução de construção de túneis em muitos países da Europa, e em especial no Brasil a partir de 1980.

A utilização do NATM, em solo ou rocha, empregando o concreto projetado é tão marcante no Brasil, que o maior projeto da Companhia do Metropolitano de São Paulo - METRÔ/SP estudado nos últimos 4 anos optou por soluções enterradas, sendo que dos 12,5 km de túneis projetados 73% empregaram a solução em NATM, 16% em "shield", e apenas 11% em "cut and cover".

Os projetos viários de São Paulo, nos últimos dez anos, adotaram o NATM praticamente em todos os túneis construídos.

Mas, o crescimento vertiginoso da utilização deste método em zona urbana merece algumas reflexões, pois o seu emprego restringe a utilização da superfície principalmente quando estes túneis são rasos.

Quando do emprego do NATM no Brasil as grandes discussões giraram em torno do emprego do concreto projetado como revestimento definitivo, e muitos estudos foram realizados para garantir a sua durabilidade. Ainda hoje, suscitam-se controvérsias quando se adota o concreto projetado como revestimento definitivo em túneis urbanos escavados em solo, mas sob o ponto de vista tecnológico. Com certeza a sua adoção de maneira irrestrita depende de outras definições de conceitos importantes, o qual se discute nas próximas linhas.

O primeiro aspecto é assegurar em que condições se consegue obter um concreto projetado durável de comportamento similar ao concreto convencional sob os aspectos de resistência, durabilidade e aderência ao solo. Neste caso está-se falando do material sob o ponto de vista intrínseco e sob o ponto de vista de compatibilidade com o método construtivo NATM. Aspecto normalmente abordado pelas discussões. Mas, e quanto ao aspecto do método NATM estar fundamentado, conforme visto ao longo deste capítulo, no princípio de que o próprio maciço constitui o principal elemento estrutural do túnel. O revestimento definitivo em concreto moldado "in loco" prescinde da colaboração do maciço, enquanto que o revestimento de concreto projetado tem que contar com ela. Sem dúvida que as condições de capacidade do túnel de absorver, no futuro, eventuais acréscimos de carga são bem diferentes: no primeiro caso, com grande margem, no segundo com margem bem menor.*

O problema se agrava em túneis rasos e de grande diâmetro executados em regiões urbanas, em que eventualmente possam surgir alterações significativas de carregamento devido a novas travessias, ou a novas edificações, ou outras obras que seja possível ocorrer, colocando-se a questão da reserva de capacidade estrutural que um empreendimento deve ter. Criar condições demasiadamente rígidas de restrição é inviável e foge ao bom senso, ainda mais, com o risco de acidentes futuros, por eventual falta de

* Estudos com os Engs. Henrique Valente Cruz e José Vitor Soalheiro Couto

conhecimento por parte da iniciativa privada e das concessionárias das condições altamente restritivas que obras assim construídas possam ter.

Assim sendo, o concreto projetado como revestimento definitivo de túneis não está vinculado somente a sua durabilidade, mas também a segurança a longo prazo do empreendimento. A questão tecnológica é apenas um dos aspectos da questão, e que é abordado mais detalhadamente nos próximos capítulos. De mesma importância tem-se o aspecto estrutural que deveria estar sendo alvo de acalorados debates no meio técnico.

A movimentação estrutural preconizada pelo método NATM para mobilização da plastificação do maciço, além dos procedimentos executivos normalmente executados em condições adversas e de qualidade extremamente dependente da experiência do executor, agravado pela passagem de túneis em solos arenosos com nível de água elevado, impõem ao concreto projetado diversos tipos de esforços estruturais e mecanismos de deterioração logo nas primeiras horas de “vida” na estrutura. Na verdade nos estudos laboratoriais o concreto projetado deverá ser muito melhor que o concreto convencional, pois na prática este é executado sob condições extremamente adversa quando comparadas com o concreto convencional. A aceitação final do concreto projetado como revestimento definitivo depende de análises efetuadas no material propriamente dito, e do seu desempenho nas estruturas de revestimentos de túneis de modo a se assegurar comportamento equivalente aos revestimentos de túneis que empregam o concreto convencional como revestimento definitivo.

O estabelecimento de critérios que possam lastrear esta decisão não é tarefa fácil, mas nos capítulos 3, 4 e 5 deste trabalho analisa-se o material sob vários aspectos tecnológicos que auxiliarão na definição de critérios para permitir uma tomada de decisão coerente com o atual estado de conhecimentos disponibilizados.

Capítulo 3

EVOLUÇÃO DO EMPREGO DO CONCRETO PROJETADO EM TÚNEIS

3.1 INTRODUÇÃO

Este capítulo analisa a evolução dos projetos de revestimentos de túneis executados em concreto convencional e em concreto projetado, sob a ótica de durabilidade e estanqueidade.

Em primeiro lugar, na década de 70, o concreto convencional passou a ser responsável pela estanqueidade e pelo isolamento elétrico em diversas obras no Exterior*, e posteriormente no Brasil. Esta tecnologia foi incorporada pela Engenharia Brasileira, e permitiu que obras de reservatórios e túneis, construídos por métodos enterrados, dispensassem sistemas impermeabilizantes.

Na década de 80, o concreto projetado, que era empregado apenas como revestimento provisório em túneis escavados em solo pelo método NATM, passou também a ter responsabilidade de durabilidade e de estanqueidade, isto é, a ser um suporte definitivo. E neste caso o Brasil foi o pioneiro na engenharia, pois concluiu a primeira obra em 1978-79.**

Devido a importância destes fatos apresenta-se um breve histórico registrando-se a evolução dos conceitos tecnológicos, e as condições de contorno que permitiram estas iniciativas da Engenharia Brasileira.

* Metrô Amsterdam e Munique, Relatório Interno do METRÔ/SP de visita técnica ao exterior

** Túnel Eliana, SABESP - Cia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo

Cabe aqui ressaltar que tanto no concreto convencional como no concreto projetado o desenvolvimento do enfoque de estanqueidade não foi função de pesquisa fundamental para se obter a durabilidade e uma baixa permeabilidade do material, mas sim de uma adequação de procedimentos executivos com os ingredientes disponíveis.

3.2 BREVE HISTÓRICO DO EMPREGO DO CONCRETO CONVENCIONAL E PROJETADO COM RESPONSABILIDADE DE ESTANQUEIDADE E DE ISOLAMENTO ELÉTRICO EM OBRAS ENTERRADAS E SUBTERRÂNEAS

A importância da estanqueidade à água em obras enterradas ou subterrâneas foi crescendo a medida que os sistemas eletro-mecânicos começaram a ser instalados dentro dos túneis, e este espaço passou a ter diversas utilizações tais como estações metroviárias, salas operacionais de complexos militares, ou até mesmo quando estas obras subterrâneas se tornaram um opção segura de estocagem de combustíveis ou de alimentos.⁽¹⁰⁾⁽¹¹⁾

Nos primeiros empreendimentos de estradas de ferro, quando os trens ainda eram movidos a carvão, praticamente não existiam estas instalações. Mas estas, com o crescimento do sistema ferroviário, tornam-se cada vez mais necessárias e sofisticadas, e o seu maior inimigo sempre foi a umidade proveniente de infiltrações.

Cabe aqui lembrar que HERING⁽¹¹⁾, segundo os primeiros revestimentos de túneis eram de material cerâmico ou de anéis de ferro-fundido e somente a partir do início do século 20, é que se difunde o emprego do concreto convencional como revestimento de túneis. Mas, este é empregado em larga escala após a segunda guerra mundial, e os problemas de patologia de concreto armado surgem provenientes de infiltrações das águas dos lençóis freáticos.⁽¹¹⁾ A primeira reação tecnológica foi a impermeabilização de túneis empregando-se mantas de diversos materiais disponíveis na década de 50, mas devido aos insucessos ocorridos surge na década de 70, na Alemanha e na Holanda, as primeiras obras subterrâneas metroviárias empregando o “concreto de baixa permeabilidade”.*

* Comunicação Verbal da Eng. Vera Lúcia Amaral Sardinha

O Brasil adota esta tecnologia em 1977 na execução de reservatórios pela Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo - SABESP, sem o emprego de qualquer sistema de impermeabilização.* Baseado fundamentalmente na tecnologia alemã (Metrô de Munique), empregando o concreto de baixa permeabilidade, a Companhia do Metropolitano de São Paulo - METRÔ/SP, a partir de 1979, também abandonou a impermeabilização.** Os motivos da retirada, pelo METRÔ/SP, do pesado sistema de impermeabilização, que era composto de várias camadas de feltro-asfalto ao redor de todos os túneis construídos pelo método “cut and cover”, eram:

- a grande quantidade de falhas no sistema gerando infiltrações;
- a complexidade construtiva e o seu elevado custo, que correspondia a aumento de prazo de execução das obras e a um acréscimo no custo direto de mais de 15% da obra civil;
- a dificuldade da recuperação das infiltrações por ser um sistema não aderente, isto é, o ponto de infiltração na estrutura não correspondia à falha na impermeabilização. O sistema não aderente permitia que as infiltrações percorressem centenas de metros entre o concreto e a manta penetrando na primeira fissura do concreto. Por causa da impermeabilização não se investia na minimização das fissuras das estruturas de concreto; e
- ao seu conseqüente baixo isolamento elétrico, permitindo a passagem de correntes de fuga no sistema.

Com o sucesso obtido na Linha Leste-Oeste, o METRÔ/SP padronizou projetos, especificações, procedimentos construtivos e de controle para o emprego do concreto de baixa permeabilidade com responsabilidade de estanqueidade e de isolamento elétrico.***

Na Europa e nos Estados Unidos, até 1970, grande parte dos túneis, especialmente os urbanos, empregavam o método construtivo “cut and cover” e “shield” com anéis de aço. A partir de 1970, segundo HERING⁽¹⁾, surgem as primeiras grandes obras urbanas empregando o método construtivo NATM, que utiliza o concreto projetado como

* Relatório Interno da Companhia do Metropolitano de São Paulo - METRÔ/SP

** Comunicação Verbal da Eng. Vera Lúcia Amaral Sardinha

*** Especificações de Materiais e Serviços do Concreto de Baixa Permeabilidade do METRÔ/SP

revestimento “estabilizante” da escavação. Os túneis executados por este sistema são em rocha de boa qualidade, na sua maioria auto-portantes. Nestes maciços foi empregado o concreto projetado, pois os riscos eram pequenos e este servia apenas para prevenir deslocamentos de blocos. Mas, quando se tratava de uma rocha de pior qualidade, fraturada, empregava-se um revestimento de segunda fase confeccionado em concreto convencional e considerava-se o revestimento de concreto projetado como simples camada de sacrifício.

O primeiro empreendimento que resolveu empregar o concreto projetado como revestimento definitivo em maciço de rocha de elevado fraturamento e com a presença de grande quantidade de infiltrações de água foi o Metrô de Washington ⁽¹³⁾, em 1970. Como o concreto projetado não conseguia “estancar” as infiltrações adotou-se uma manta de PVC entre o revestimento de primeira e segunda fase, ambos de concreto projetado. Esta alteração de projeto foi a opção do construtor alterando o projeto inicial que era em “cut and cover”. Note que nesta obra o revestimento de segunda fase em concreto projetado foi aplicado sobre a manta de PVC, e hoje o próprio fabricante-fornecedor desta manta de PVC não recomenda esta diretriz de projeto, indicando o emprego do concreto convencional como revestimento de segunda fase, pois existe o risco de perfurar a manta durante a projeção do concreto.

Mesmo com a execução desta obra nos Estados Unidos os projetos continuaram empregando o concreto projetado apenas como revestimento provisório.

Na década de 70 a tecnologia do concreto auto-adensável ainda não está disponível e as concretagens de revestimentos de túneis, que empregam formas e concreto convencional, apresentam muitas dificuldades construtivas e falhas ⁽¹⁰⁾, impulsionando o emprego de mantas nos projetos de túneis, o que por sua vez impõe o concreto convencional como revestimento de segunda fase.

A partir da década de 80 a tecnologia de concreto evolui e são empregados polímeros, aditivos plastificantes, redutores de água e até superplastificantes ⁽¹⁰⁾, modificando diversos projetos de revestimento, que passaram a dispensar as mantas de PVC e empregam o concreto projetado em primeira fase como sacrifício e o concreto convencional em segunda fase com tecnologia de estanqueidade.

Dentro deste quadro tecnológico o Brasil, em 1979, através da SABESP, constrói o primeiro túnel urbano, em solo de boa qualidade, e no mínimo 2 m acima do nível d'água, empregando o concreto projetado monolítico de baixa permeabilidade como revestimento único e definitivo, sem o emprego de sistemas impermeabilizantes.⁽¹⁴⁾ Trata-se de um túnel onde foram instaladas duas adutoras de aço, e com exigências operacionais de estanqueidade à água, não muito severas. Em uma análise minuciosa da qualidade do concreto projetado das paredes deste túnel denominado Eliana, procedida em 1982, após 5 anos de operação, ficou demonstrada a grande potencialidade deste material como revestimento definitivo de túneis. O concreto de revestimento do túnel apresentou, após 5 anos, resistências superiores a 19,5 MPa, absorção por imersão inferior a 7,8%, e permeabilidade à compressão de $7,4 \cdot 10^{-9}$ cm/s.*

Baseado neste dados e em levantamentos procedidos em diversos órgãos internacionais de pesquisa, conforme será detalhado a seguir, o METRÔ/SP implementou pesquisa complementar para tentar produzir o concreto projetado monolítico de baixa permeabilidade, de caráter definitivo, para execução dos túneis da Extensão Norte. Estes eram compostos de um túnel duplo de 660 m e dois túneis singelos de 120 m localizados em maciço composto de solo aluvionar com várias lentes de areia, totalmente submerso. O túnel apresentou muitos problemas construtivos inclusive com acidentes envolvendo rupturas de frente de escavação e global.⁽¹⁵⁾ A pesquisa implementada tratava-se de uma verificação da qualidade obtida nos dois túneis pequenos.⁽¹⁶⁾ Cabe aqui ressaltar que o empreendimento foi iniciado com a premissa de que o revestimento de concreto projetado era provisório, e caso se constatasse que o material fornecido tivesse potencial de ser aceito como definitivo haveria então uma modificação de projeto. Os principais resultados obtidos da pesquisa constam na Tabela 3.1, que caracterizaram o concreto projetado com qualidade similar ao concreto convencional, sendo então este aceito como revestimento definitivo. A segunda fase, que no início do empreendimento estava definida como convencional, foi alterada para projetado. Estas mudanças de diretrizes de projeto foram associadas a modificações nos materiais constituintes do traço especialmente na composição química do cimento e dos aditivos aceleradores de pega, em novos detalhes de projeto, em novas especificações de materiais e serviços e, em

* Relatório Interno da Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo - SABESP - "Vistoria Técnica do Túnel Eliana", julho de 1982.

**ANÁLISE DO REVESTIMENTO DE CONCRETO PROJETADO
DOS TÚNEIS DA EXTENSÃO NORTE DO METRÔ/SP**

ENSAIOS REALIZADOS	C.P. EXTRAÍDO DE PAINEL				C.P. EXTRAÍDO DA ESTRUTURA				C.P. ESPECIFICADO			
	f _q	fck estimado			f _q	fck estimado			f _q	fck estimado		
		ACI - 506 fck	MENOR VALOR	NBR 6118		ACI - 506 fck	MENOR VALOR	NBR 6118		ACI - 506 fck	MENOR VALOR	NBR 6118 fck
RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL (MPa)	10 horas	5,0	1,9	2,6	-	-	-	3,0	2,5	2,2	3,0	
	24 horas	11,9	8,9	9,3	-	-	-	-	-	-	-	
	3 dias	18,2	15,5	15,7	-	-	-	6,0	5,0	4,5	6,0	
	7 dias	23,7	20,1	19,5	-	-	-	-	-	-	-	
	28 dias	28,4	24,1	24,1	23,1	19,7	16,7	18,0	15,0	13,5	18,0	
	90 dias	29,6	25,2	22,5	-	-	-	-	-	-	-	
VALORES MÉDIOS		34,5			25,6		23,0					
MÓDULO DE DEFORMAÇÃO (GPa) (28 dias)		0,159			0,097			0,2				
COEFICIENTE DE POISSON		5,8			6,8			≤ 8				
ABSORÇÃO POR IMERSÃO (%)		2,20			2,18			2,3 a 2,45				
MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA (kg/dm ³)		2,53			2,63			-				
MASSA ESPECÍFICA REAL (kg/dm ³)		13,3			17,0			-				
VAZIOS PERMEÁVEIS (%)		1,5			-			1,0 a 2,0				
RESISTÊNCIA À TRACÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL (MPa)	28 dias	2,1			-			-				
	90 dias				-			-				

FONTES: Resultados de ensaios fornecidos pela Companhia do Metrô/SP

TABELA 3.1

novos procedimentos de fiscalização de obras de túneis e técnicas de controle. A obra foi concluída no final de 1982. Estas informações foram padronizadas e serviram de base para a construção da Linha Paulista, e talvez a diversas outras similares realizadas por outras empresas e instituições.

Em 1990 surge na Europa o primeiro trecho de túnel experimental com o emprego do concreto projetado de baixa permeabilidade. Trata-se de um túnel metroviário de 60 m de extensão, em rocha fraturada com infiltrações, construído na cidade de Munique. As diretrizes tecnológicas são o emprego de concreto projetado aditivado com microssilica sem o emprego de qualquer aditivo acelerador, mas no dimensionamento o revestimento de primeira fase ainda é considerado como de sacrifício. ⁽¹⁷⁾⁽¹⁸⁾

Nesta mesma época surge o projeto de túnel de Vereina na Suíça, que tem uma extensão total de 20 km, onde em uma parte deste está previsto a passagem de esgoto. Trata-se de um túnel em rocha e foi executado em concreto projetado aditivado com microssilica sem o emprego de aditivo acelerador no conceito de revestimento definitivo. ⁽¹⁷⁾⁽¹⁸⁾⁽¹⁹⁾

A seguir apresenta-se alguns fatos marcantes sob o ponto de vista de estanqueidade das estruturas de túneis através das modificações nos critérios de projetos. ^{(10)*}

- **Dos Babilônios até o século XIX** - Empregava-se fundamentalmente betume para minimizar a entrada de água.
- **No século XIX** - Os engenheiros de minas da Alemanha usavam madeira ou anel de ferro-fundido para vedar "shafts" e túneis, enquanto que o ingleses empregavam a estratégia de drenagem.
- **Final do século XIX** - Época de início de construção de grandes túneis devido a ampliação das ferrovias e dos seus limites de declividade das linhas. Os túneis eram construídos com ladrilhos, tijolos ou pedras assentados com argamassa nas juntas. A água era drenada através de buracos ou pequenos canais de encaminhamento.
- **Início do século XX** - Tem-se os primeiros túneis ferroviários construídos em Budapeste, Londres e em Moscou empregando anéis segmentados de ferro-fundido.

* Relatório Interno da Companhia do Metropolitano de São Paulo - METRÔ/SP

- **Antes de 1916** - Trabalhos precoces de recuperação são necessários em diversos túneis ferroviários. Como exemplo, pode-se relatar as patologias detectadas no túnel de St. Gotthard:
 - águas moles originárias de depósitos graníticos, e com baixo teor de carbonato de cálcio, atacaram e dissolveram os componentes de cálcio da argamassa de assentamento dos tijolos;
 - águas com baixo teor de carbonato de cálcio e com níveis críticos de agressividade devido a presença de ácido carbônico livres; e
 - sulfato de cálcio em concentração elevada 0,03% (0,3g/l de água), sulfato de magnésio 0,2% (2 g/l de água), causando a microfissuração através da expansão das argamassas.

As técnicas de recuperação empregadas envolveram detalhes cuidadosos nas juntas, e tamponamentos com camadas de argamassa de cimento de pega rápida; drenos de material tipo lã, mastiques, e aplicação de placas de cimento amianto ou de folhas de zinco.
- **1916 / 1922** - A eletrificação da linha de St.Gotthard exige um aumento da estanqueidade dos túneis. Foi empregado grande quantidade de argamassas à base de cimento de pega rápida. Nos túneis de Coldrerio e Massagno problemas de deterioração advindos da ação gelo-degelo e da atuação dos gases das locomotivas exigiram uma camada de concreto projetado em todo o revestimento.
- **Posterior a 1921** - Recuperações de estanqueidade e tentativas de selagem em túneis construídos na Alemanha, Áustria, Itália, Espanha e França.
- **1934 / 1935** - No túnel Hochtort and Mittelort em Grossglockner construído em chapa corrugada laminada para drenar lateralmente a grande quantidade de entrada de água. Foi empregado argamassa de pega rápida na face externa destas chapas.
- **Aproximadamente em 1935** - Tentativas do emprego de mantas de "polyisobutylene" para vedar o túnel Siegfried na Alemanha.
- **1942 / 1944** - Primeira vez em que se emprega o sistema Oberhasli, que até hoje é empregado em muitos sistemas de túneis. Trata-se de uma rede de tubos de borracha para drenagem, na forma de espinha de peixe, de intensidade e dimensões compatíveis com a quantidade de infiltrações. Posteriormente este sistema é injetado com argamassa de cimento de pega rápida.

- **1949 / 1959** - O túnel Semmering na Áustria é impermeabilizado empregando uma membrana "Oppanol", sem contudo resolver totalmente o problema.
- **1945 / 1965** - Produz-se um sistema de drenagem associado a uma manta impermeável. Este sistema é composto de um concreto poroso sem finos em contato com o solo, seguido de uma camada de argamassa projetada, posteriormente uma camada de isolamento composto de múltiplas camadas de betume e feltro, sobre esta uma nova camada de argamassa projetado, e finalmente um revestimento de concreto convencional.
- **1956** - Um túnel rodoviário denominado Kaptenberg na Áustria é o pioneiro no emprego de um polímero modificador de cimento no concreto de revestimento;
- **1959** - Sistemas impermeabilizantes baseados em camadas de feltro-asfalto.
- **1959 / 1963** - Um túnel rodoviário denominado Jauntal localizado no sul da Áustria emprega o concreto poroso como elemento de drenagem em áreas que apresentam pesadas infiltrações de água.
- **1960 / 1965** - Tem-se 20 a 30 túneis construídos neste período na Alemanha, Áustria e Suíça que empregam um sistema de fibra de vidro reforçado com resina de "polyester".
- **1960 / 1972** - A face interna dos túneis é acabada com um concreto impermeável "vedante" aditivado com polímeros.
- **1965 / 1968** - Empregado pela primeira vez na Áustria uma manta plástica impermeável fixada mecanicamente em diversos pontos. Esta apresentava espessura da ordem de 1mm e conseqüentemente perfurava facilmente.
- **1965 / 1972** - Pinturas impermeáveis à base de látex, neoprene e betume foram aplicadas em diverso túneis no Oeste da Alemanha e na Suíça.
- **1969** - O túnel de Rofla em Via Mala na Suíça foi impermeabilizado com uma manta plástica impermeável fixada de maneira contínua através de uma colagem ao substrato empregando uma cola adesiva à quente via "spray".
- **1970** - Emprego do concreto projetado como revestimento definitivo no metrô de Whashington. Trata-se de obra em rocha fraturada empregando manta de impermeabilização de PVC e placas de concreto como acabamento.
- **1972** - Aplicação mecanizada de manta plástica impermeável de dupla cor, que visa detectar pontos de defeitos. Como exemplo pode-se citar o túnel de St. Gotthard.

- **Aproximadamente em 1972** - Túneis do metrô de Munique são especificados sem impermeabilização, cabendo ao concreto a responsabilidade de estanqueidade. É introduzida a tecnologia do concreto de baixa permeabilidade para obras construídas pelo método "cut and cover".
- **1977** - A SABESP constrói reservatórios com o emprego do concreto convencional de baixa permeabilidade dispensando sistemas auxiliares de impermeabilização.
- **1979** - O METRÔ/SP emprega o concreto convencional de baixa permeabilidade nas obras de túneis construídas pelo método "cut and cover".
- **1979** - A SABESP termina o primeiro túnel urbano escavado pelo método NATM em solo empregando o concreto projetado como revestimento definitivo.
- **1982** - O METRÔ/SP termina o túnel metroviário empregando concreto projetado monolítico de baixa permeabilidade como revestimento definitivo de túneis escavados em solo pelo método NATM.
- **1990** - O metrô de Munique constrói trecho experimental empregando concreto projetado como revestimento monolítico definitivo de túneis.
- **1992** - O METRÔ/SP inaugura um trecho da Linha Paulista consolidando projetos, especificações, e procedimentos construtivos e de fiscalização de obras executadas pelo método NATM empregando o concreto projetado monolítico como revestimento definitivo de túneis em maciço de solo.

Diversos projetos de revestimentos empregaram o concreto projetado como estrutura definitiva, entre eles destacam-se:

- túneis rodoviários da Estrada Marechal Rondon da DERSA Desenvolvimento Rodoviário S.A.;
- o complexo viário Jânio Quadros da Prefeitura Municipal de São Paulo;
- o túnel rodoviário de Campinas da Prefeitura do Município de Campinas;
- a Linha do METRÔ-DF de Brasília;
- túneis de águas servidas do Sistema de Despoluição dos Rios Pinheiros e Tietê da SABESP.

3.3 BREVE HISTÓRICO SOBRE O PIONEIRISMO DA ENGENHARIA BRASILEIRA NO EMPREGO DO CONCRETO PROJETADO COMO REVESTIMENTO DEFINITIVO DE TÚNEIS

Este tópico procura esclarecer as condições de contorno que subsidiaram a Engenharia Nacional na opção pioneira pelo concreto projetado como revestimento monolítico definitivo de túneis escavados em solo pelo método NATM.

Para melhor esclarecer quais eram os limites do conhecimento disponível em 1979 apresenta-se inicialmente um panorama geral dos principais princípios tecnológicos sobre durabilidade dos concreto até esta data.

3.3.1 Levantamento do estado do conhecimento até 1980 sobre durabilidade do concreto

Segundo METHA⁽²⁰⁾, atualmente há consenso de que a permeabilidade do concreto é a chave para todos os problemas de durabilidade. O interessante é que este conhecimento consta nos anais do SEGUNDO SIMPÓSIO INTERNACIONAL DE QUÍMICA DO CIMENTO realizado em 1938, e que antes desta data praticamente não se ressaltavam problemas de durabilidade, totalmente ao contrário do que foi constatado a partir de 1970.

Tem-se a seguinte evolução do conhecimento desde 1868 a meados de 1991.⁽²¹⁾

- 1868 - REID, Henry apud METHA⁽²⁰⁾ publica que "...somente poderemos fazer um bom concreto utilizando a menor quantidade de água possível".
- 1910 - Utiliza-se o cimento pozolânico em peças marítimas devido aos problemas ocorridos em obras costeiras construídas a partir de 1870 na Dinamarca.
- 1918 - ABRAMS apud METHA⁽²⁰⁾ formula a hipótese da correlação entre o "fator água-cimento com a resistência".
- 1938 - Já bem conhecido que águas contendo dióxido de carbono, sulfato ou cloretos eventualmente debilitavam as propriedades do cimento e não se poderia

permitir a sua penetração em argamassas ou concreto. A resistência química era dependente da estrutura e em especial da sua permeabilidade. Nesta época não existem relatos de problemas de corrosão de armadura, ataque por sulfato, carbonatação ou reação álcali-agregados.

- **Término da Segunda Grande Guerra** - Criando-se a necessidade social de rápida reconstrução da Europa, precisava-se do aumento da velocidade dos métodos construtivos tradicionais. A escassez do aço viabiliza o concreto.
- **1945** - Power apresenta a teoria de pressão hidráulica de expansão devido ao efeito de congelamento.
- **1947** - O consumo mínimo de cimento nos traços praticados pelo mercado é de 380 kg/m^3 e a relação água cimento máxima estava em torno de 0,47. A indústria cimenteira da época responde às expectativas do mercado desenvolvendo cimentos de resistências mais elevadas através do aumento da finura e do incremento da relação $C_3S:C_2S$ do cimento Portland.
- **1950** - A finura do cimento é de aproximadamente $100 \text{ m}^2/\text{g}$ e a relação $C_3S:C_2S$ era de aproximadamente 30%. O concreto bombeado cresce de popularidade. Surgem grandes mudanças nos equipamentos de concreto fluido. Começa a se utilizar concreto pré-misturado transportado por caminhões betoneiras misturador. Essas mudanças alimentam uma construção rápida. Surge a indústria de pré-moldados para conglomerados residenciais, e a tecnologia de aditivos redutores de água.
- **1952** - Chega-se ao conhecimento do mecanismo de ataque químico por sulfatos através de formas físicas de cristalização como a primeira causa de expansão e perda de resistência. Estabelece-se problemas de durabilidade do concreto associado ao CaO livre, MgO e aos álcalis do cimento.
- **1956** - O consumo mínimo de cimento nos traços praticados pelo mercado era de 300 kg/m^3 e a relação água-cimento máxima estava em torno de 0,60. Sofisticam-se os equipamentos de lançamento do concreto fluido.
- **1960** - Surgiram os primeiros trabalhos publicados de reação álcali-agregado e se estabeleceram os mecanismos de carbonatação e do ataque por ácido sulfídrico nos mesmos moldes do atual estado de conhecimento.

- **1968** - Apresentaram-se os primeiros trabalhos sobre zona de transição pasta-agregados e demonstrou-se a estreita correlação entre a elevada permeabilidade do concreto com a combinação de elevada relação água-cimento e elevada superfície específica dos agregados. Valenta, em 1961, advertia que a zona de transição entre agregados e a pasta de cimento era o elo fraco do concreto sob o ponto de vista da permeabilidade e da resistência devido a existência do efeito da exsudação, das bolhas de ar, e de microfissuras (retração térmica, retração por secagem, por solicitação de cargas à baixas idades provocando plastificação, etc.). Estabelece-se o ensaio ASTM C 666 para a seleção de um bom concreto sujeito ao ataque gelo-degelo, e como boa técnica a necessidade de ar incorporado ao concreto. Pesquisas e levantamentos efetuados recentemente garantem que obras executadas a mais de 50 anos com relação água-cimento máxima 0,5 a 0,6 rigidamente controladas para obtenção de baixíssimos teores de ar incorporado estão em excelentes condições.
- **1970** - A finura do cimento é de aproximadamente 400 m²/kg e a relação C₃S:C₂S estava em torno de 45% a 50%.
- **partir de 1970** - Começa-se a registrar os primeiros problemas de corrosão de armadura com problemas de rupturas estrutural devido a perda de aderência entre o concreto e o aço. O diagnóstico é associado a vários fatores:
 - pequeno cobrimento da armadura;
 - alta permeabilidade do concreto;
 - fadiga;
 - ciclagem seco/úmido;
 - ciclagem gelo/degelo; e
 - ataque químico, principalmente por cloretos.
- **1978** - O consumo mínimo de cimento nos traços praticados pelo mercado é de 250 kg/m³ e a relação água-cimento máxima estava em torno de 0,72.
- **1990** - O COMITE EUROPEU DE BETON ⁽²²⁾ publica os volumes 203, 204 e 205 colocando claramente que o consumo mínimo de cimento deve ser de 280 kg/m³ e que o parâmetro de controle não é a resistência e sim o desempenho final da estrutura.

- **Meados de 1991** - A RILEM reabre o comitê de avaliação de permeabilidade e conseqüentemente da durabilidade. Alguns questionamentos importantes sobre a confiabilidade dos ensaios foram levantados e novas propostas são esperadas para melhorar a previsão da vida útil da obra.

3.3.2 Levantamento do Estado do Conhecimento até 1980 sobre o Emprego do Concreto Projetado

Em julho de 1980 existia na Engenharia Nacional descrença sobre a durabilidade do concreto projetado, pois diversos especialistas afirmavam se tratar de um material poroso.

O concreto projetado foi idealizado nos Estados Unidos em 1907, e em 1980 foram encontrados inúmeras referências sobre:

- dosagens;
- metodologias de aplicações;
- formas de controle;
- resistências mecânicas (compressão e tração);
- características elásticas (módulo de elasticidade);
- densidade;
- gelo-degelo; e
- permeabilidade.

Na maioria destes ensaios houve similaridade de comportamento do concreto projetado com o concreto convencional.

Em 1966, LITVIN e SHINDELER ⁽²³⁾ apresentavam pesquisa laboratorial sobre o desempenho do concreto projetado para os parâmetros de resistência, módulo de elasticidade, retração, durabilidade gelo-degelo, absorção, peso unitário e permeabilidade. O motivo do trabalho foi devido ao crescente emprego do material concreto projetado, necessitando-se então de um maior conhecimento, apesar deste já ter

sido empregado em diversas obras de reparos estruturais e em revestimentos de túneis em rocha.

Em 1973, BAWA ⁽²⁴⁾ cita a experiência adquirida em 16 milhas de túnel em rocha (trecho em que foi empregado o concreto projetado como estrutura definitiva) e 10 milhas de túnel em solo ("cut and cover"):

- revestimentos de túneis em concreto projetado e tirantes poderiam ser mais econômicos com a grande vantagem de minimizar os danos de construção nos trechos, onde foram encontradas rochas adversas. Foi desenvolvido um concreto projetado para ser empregado como suporte permanente;
- nesta obra o conceito de suporte temporário e permanente parece ter desaparecido quando se empregou o concreto projetado, pois a aplicação inicial para o suporte temporário foi considerada como a primeira parte de um revestimento permanente;
- a resistência final da obra visava principalmente a durabilidade, embora as análises estruturais exigiam resistências mais altas na idade de 28 dias para minimizar a espessura do revestimento em projetado. Assim foi especificado 3,5 MPa para a idade de 8 horas obtido através do emprego de aditivos acelerados, e 35 MPa para a idade de 28 dias assegurados pelo controle do fator água-cimento. Mas era sabido que resistências elevadas à baixa idade e nas idades mais longas eram parâmetros conflitantes, que precisavam ser otimizados, pois resistências elevadas à baixa idade comprometiam as resistências nas idades avançadas. Assim, a determinação da resistência a baixa idade dependia da qualidade da rocha, ("stand up time" tempo de auto-sustenção do solo, que no caso era muito curto), e da quantidade de infiltrações.

Neste mesmo compendio encontra-se o artigo escrito por READING ⁽²⁵⁾ que relata os estudos e a experiência acumulada pelo órgão, destacando-se os seguintes pontos:

- a argamassa projetada bem compacta e densa é um bom material estrutural, e sob o ponto de vista de resistência, problemas de reflexão, controle e equipamento, a argamassa projetada foi considerada superior ao concreto projetado. O concreto projetado apresenta menor retração e é mais econômico;

- nos últimos dez anos tem crescido o emprego do concreto projetado pelo órgão devido ao surpreendente desempenho em obras de reparos;
- as propriedades do projetado tem sido bem estáveis e a resistência e outras propriedades são as mesmas que aquelas do concreto ou argamassa convencionais contendo as mesmas proporções de vazios;
- o órgão obteve resistências entre 42 MPa até 70 MPa e, em alguns casos, até valores superior a este;
- ressalta-se a excelente aderência do projetado com o concreto velho, rocha sã ou outros materiais. Este aspecto é muito importante nos projetos de túneis, onde a interação concreto de revestimento-rocha é fundamental para a estabilidade;
- a durabilidade do concreto projetado em laboratório e exposto às condições de campo foi avaliada pelo órgão como boa. Ensaio de gelo-degelo foram efetuados em vigas de concreto projetado obtidas através do corte de painéis. Nestes ensaios os corpos de prova ficaram sujeito a variação de nível de água salino e o seu comportamento nos ciclos de gelo-degelo, durante o inverno, foi considerado satisfatório. O concreto projetado foi avaliado e lhe foi atribuído bom desempenho, igual aos concretos convencionais com ar incorporado, sendo classificado como satisfatório para uso em climas severos; e
- o órgão, até alguns anos antes posicionava-se de maneira cautelosa em relação ao concreto projetado quando empregado como suporte de maciço, principalmente porque estavam faltando critérios satisfatórios de projeto e porque perguntas tinham sido levantadas sobre a qualidade do projetado tais como se o material poderia ser controlado suficientemente para transformar-se num material estrutural confiável. Muitas destas dúvidas foram sanadas, nos muitos trabalhos produzidos, e o órgão, com a publicação desse artigo, demonstra maior credibilidade ao material. Este, pensa que, as incertezas que ainda persistem não são muito maiores que alguns outros aspectos relativos aos trabalhos de construções de túneis. O órgão acredita que o concreto projetado aplicado imediatamente depois da escavação sela e prende a rocha, e fornece uma membrana fina, forte, e adequadamente flexível.

Destacam-se por BLANCK⁽²⁶⁾ os estudos de compatibilidade cimento-aditivo acelerador, empregando a agulha de Guilmore (enfoque empregado no Brasil somente a partir de

1981, e responsável pela segurança de diversas obras de túneis). Mas, o autor também faz diversas considerações sobre durabilidade e resistência do concreto projetado, evidenciando-se as seguintes posições:

- muitos fatores tais como: a dosagem, a mistura e a aplicação influenciam na durabilidade e resistência do concreto projetado. A falha em qualquer fator resulta em material de baixa qualidade;
- muitos fatores podem afetar a resistência, entre eles destacam-se: exatidão de dosagem, tempo de mistura, idade da mistura seca, quantidade de aditivo acelerador, técnicas de amostragem, cuidados com as amostras, desempenho do laboratório e técnicas de cura;
- pode ser esperado uma resistência à flexão de 7 a 10,5 MPa de tração na flexão; e
- com uma mistura e aplicação adequadas a durabilidade do concreto projetado pode ser igual ou superior a do concreto convencional. Boa qualidade tem sido obtida nos últimos 50 anos.

Em 1974, TYNES e CLEESE⁽²⁷⁾ apresentam resultado do trabalho de comparação das características de concretos projetados pelos métodos via seca e úmida referenciado ao concreto convencional. Foram executados testes de resistência a compressão, tração direta na direção da projeção, tração por compressão diametral na direção da projeção, cisalhamento na direção perpendicular a projeção, resistência ao gelo-degelo, permeabilidade, peso específico, e aderência. Entre as conclusões dos estudos destacam-se:

- as resistências a compressão dos concretos projetados são comparáveis as obtidas para concretos convencionais (27,6 MPa a 55,2 MPa);
- as resistências ao cisalhamento obtidas são similares as dos concretos convencionais. A relação compressão-cisalhamento manteve-se entre 8 a 12;
- a aderência entre concreto recém projetado e concreto projetado velho indicaram eficiência de 100%;
- a resistência à tração em relação a de compressão esteve entre 8% a 12%, igual, portanto, aos valores encontrados normalmente para concretos convencionais;

- a resistência ao gelo-degelo, medida pelo fator de durabilidade, mostrou valores inferiores a 26. Esse valor, considerado muito baixo, também é o mesmo que o obtido em concretos convencionais sem ar incorporado. É conveniente lembrar, que no estudo não houve incorporação de ar ao concreto projetado;
- foram obtidos valores baixos de coeficiente de permeabilidade, indicando que o concreto projetado é de reduzida permeabilidade. Para os concretos serem considerados impermeáveis do ponto de vista prático, estes deveriam apresentar, segundo o autor coeficiente de permeabilidade inferior a $1,2 \times 10^{-9}$ cm/seg. Os concretos projetados atingiram valores médios de 3×10^{-10} cm/seg. Esse resultado pode ser justificado pelo baixo fator água-cimento normalmente empregado pelo concreto projetado;
- as massas específicas de $2,32 \text{ t/m}^3$ a $2,42 \text{ t/m}^3$ obtidas com o concreto projetado são similares as que eram obtidas em concretos convencionais;
- os valores de absorção de água (3,8% a 4,4%) eram similares aos encontrados nos concretos convencionais da época;
- o teste de tração direta foi considerado como sendo o melhor de todos, tanto para determinação da resistência de aderência quanto para avaliação da uniformidade do projetado;
- o trabalho dos operadores é de primordial importância na determinação da qualidade do produto final; e
- o final da pesquisa apresenta a recomendação de se investigar a longo prazo, a durabilidade do concreto projetado quando aditivado com incorporadores de ar e aceleradores de pega.

Em 1976, BREKKE ⁽²⁸⁾, apresentava uma análise crítica sobre projetos de túneis americanos escavados em rocha. Criticava o conservadorismo da engenharia americana, que dava prioridade ao emprego do tradicional anel de aço, e alertava sobre os projetos europeus que estavam empregando largamente o concreto projetado.

EINSTEIN ⁽²⁹⁾ relata histórico sobre a argamassa projetada armada, desde a sua invenção em 1907 pelos americanos, e que a partir de 1911, passou a ser largamente empregada pelos europeus como camada de reparo de revestimentos deteriorados de concretos convencionais de túneis. Entre as aplicações destaca:

- suporte estrutural;
- prevenção de infiltrações;
- reparo e reconstrução; e
- empreendimentos onde os requisitos de durabilidade eram muitos exigentes.

Em 1976, o U.S. BUREAU OF RECLAMATION - ENGINEERING AND RESEARCH CENTER⁽³⁰⁾ explicava, que só então o concreto projetado vinha sendo utilizado como revestimento de túneis. A experiência obtida em alguns empreendimentos propiciou confiança aos projetistas no emprego de sistemas de suporte com concreto projetado. Na ocasião, o concreto projetado estava sendo empregado tanto sozinho como revestimento temporário, quanto como revestimento definitivo onde fosse conveniente.

O túnel Cunningham, no Colorado, de 2,4 m de diâmetro, usado para transporte de água por gravidade teve partes dos seus 4,5 km de comprimento, constituído de concreto projetado como revestimento final.

Este cita que nos Estados Unidos o concreto projetado vinha sendo empregado como:

- suporte primário e revestimento final;
- capa protetora de superfícies escavadas de túneis e câmaras subterrâneas; e
- capa protetora sobre cambotas de aço, cabeças de ancoragem, etc.

Além do túnel mencionado relatou que nos Estados Unidos os túneis Nast, Hunter e nos túneis exploratórios da barragem de Auburn, o concreto projetado foi empregado como suporte primário e revestimento definitivo.

SEABROOK⁽³¹⁾ descreveu, em 1976, procedimentos de testes para concreto projetado desenvolvido com a finalidade de fornecer controle de qualidade. Ele ressalta a grande adaptabilidade do concreto projetado na estabilização de maciço devido a sua elevada resistência à reflexão a baixa idade.

Foi relatado por MAYRHAUSER⁽³²⁾ que a argamassa e o concreto projetado são muito mais velhos do que o método NATM. Segundo ele, as vantagens do concreto projetado para o método NATM consistiam principalmente na sua boa aplicabilidade, selando

cavidades expostas tão rápido quanto possível, e, desse modo evitando alívios prejudiciais nas adjacências da borda da cavidade além de prover imediata proteção para os trabalhadores. Ressaltou a importância da compatibilidade cimento-aditivo acelerador. Apresentou as exigências que deviam estar de acordo com a finalidade, isto é:

- quando empregado como primeiro revestimento com a responsabilidade de segurança da abertura o tempo de pega deveria ser curto, e a resistência a 1 dia deveria apresentar pelo menos 4 MPa e uma resistência mínima de 22 MPa a idade de 28 dias;
- proporções ótimas de granulometrias precisariam ser seguidas;
- a qualidade de produção deveria ser averiguada através de corpos de prova obtidos da estrutura desde o início do empreendimento.

CORDEL⁽³³⁾ pela empresa ÉLECTRICITÉ DE FRANCE-EDF apresentou um relato da experiência adquirida no período desde 1950 a 1976, sobre aplicações em diversos tipos de obras, com argamassa projetada. O principal caso citado foi o túnel Saussez, onde havia sido previsto no edital de licitação 3000 metros de túnel, sendo que cerca de 1600 metros teriam suporte metálico. Houve praticamente a troca do revestimento metálico pela argamassa projetada.

No SHOTCRETE FOR GROUND SUPPORT (1976), THREICHL⁽³⁴⁾ efetuou uma apresentação sobre a "Construction of the Arlberg Road Tunnel East", que se trata do maior cruzamento da direção leste-oeste nos alpes austriacos, cujas principais características técnicas relatadas foram:

- a rocha foi estabilizada pela filosofia do NATM empregando concreto projetado armado com tela de aço, cambotas metálicas e tirantes;
- a impermeabilidade do concreto projetado é aumentada onde necessário através do emprego de aditivos impermeabilizantes; e
- ressalta a grande adaptabilidade do concreto projetado ao método NATM.

MASON⁽³⁵⁾ ressalta no encerramento do seminário, SHOTCRETE FOR GROUND SUPPORT (1976) os seguintes pontos:

- o emprego do concreto projetado como suporte de escavações subterrâneas foi ilustrado com um grande número de casos históricos proveniente dos Estados Unidos, Grã-Bretanha, Áustria, Espanha, Alemanha, Costa Rica, Japão, França e Colômbia;
- o bom desempenho dos túneis revestidos com concreto projetado foi descrito a curto prazo. A curto prazo este foi geralmente ascultado, durante a construção, com instrumentação e observação, para permitir alteração do método construtivo, seqüência ou mesmo projeto. Quanto ao seu desempenho a longo prazo necessitar-se-a de túneis em experiência de serviço com revestimentos finais em concreto projetado, para que possa se emitir uma avaliação cuidadosa para seu uso; e
- embora muitos túneis estejam revestidos com concreto projetado, excetuando-se na Escandinávia, onde há registros de serviços bem sucedidos há mais de 20 anos, muito pouca informação sobre a durabilidade a longo prazo, de revestimentos de concreto projetado está disponível.

3.3.3 Convicções Tecnológicas sobre o Material Concreto Projetado emitidas pelas Principais Projetista de Túneis Brasileiras entre 1975 a 1981

A seguir serão apresentadas as posições tecnológicas das principais projetistas de túneis, a saber:

- Figueiredo Ferraz Consultoria e Engenharia de Projetos Ltda.;
- Hidroservice - Engenharia de Projetos Ltda;
- Promon Engenharia S/A;
- Sondotécnica S/A; e
- Themag Engenharia Ltda.

aqui denominadas simplifcadamente de, FIGUEIREDO FERRAZ, HIDROSERVICE, PROMON, SONDOTÉCNICA e THEMAG; respectivamente; empresas brasileiras especializadas neste segmento de construção civil com um extenso curriculum de obras de túneis.

Assim sendo, a seguir passa-se a descrever suas posições nesta época. Estas informações foram retiradas de especificações de serviços e materiais, projetos, relatórios e artigos publicados naquele período, além de esclarecimentos realizados pessoalmente.

Para sintetizar estas posições foram escolhidos alguns itens chaves, considerados elucidativos para o objetivo de esclarecer os pontos de vista dos líderes de opinião na tecnologia de túneis. Assim sendo, tem-se:

3.3.3.1 Emprego do Concreto Projetado como Estrutura Definitiva

Na palestra proferida por RABCEWICZ ⁽²⁶⁾ em 10 de setembro de 1975, no auditório do DNER, no Rio de Janeiro, pouco antes de seu falecimento na Áustria, ele toma uma posição bem clara sobre o critério de utilização do revestimento de primeira fase: "... queiram notar que dei ênfase ao adjetivo estabilizante, ao invés do adjetivo provisório, porque ele constitui o princípio mais importante do NATM: dimensionar a estrutura que suporta o maciço de tal maneira a obter-se um equilíbrio permanente. Isto é, naturalmente, da maior importância, porque em alguns países estrangeiros, como, por exemplo, na Espanha, a capacidade de carga do escoramento provisório é completamente desconsiderada ao se calcular o revestimento permanente de concreto, o que provavelmente pode ser, até certo ponto justificado, com os meios convencionais de escoramento provisório, mas que com o NATM seria totalmente errado."

Ainda em 1981, não era diretriz das firmas projetistas o emprego do concreto projetado como revestimento definitivo de túneis escavados em solo, com exceção da empresa FIGUEIREDO FERRAZ *, talvez por causa da experiência adquirida juntos os projetos da ENGEFER - xxx e Imigrantes.

Apesar do túnel Eliana da SABESP estar pronto desde 1978/79, havia no meio técnico brasileiro, em 1981, intenso e acalorado debate sobre o tema. Curiosamente a

* Memorial Descritivo MD-1.20.00.00/4A9-003-R.A elaborado para a Extensão Norte da Linha Norte/Sul do METRÔ/SP

THEMAG* não se posicionava claramente à favor apesar de elementos de seu corpo técnico terem participado no pioneirismo do túnel Eliana em 1979, gerenciado pela SABESP. Talvez aguardasse a avaliação de desempenho, que acabou ocorrendo em 1982, supondo-se então que em 1980 o empreendimento ainda estava sob análise.

3.3.3.2 Definição do Concreto Projetado

Não havia uma distinção clara entre argamassa projetada e concreto projetado. A empresa PROMON dizia que: "...Em geral, as propriedades físicas do concreto projetado de boa qualidade são comparáveis às de argamassa de cimento com a mesma composição. A retração por secagem do concreto projetado depende da dosagem e cura, mas são da ordem 0,06 a 0,1%. Esta tendência à fisgarão exige que sejam previstas juntas de retração menos espaçadas...".**

A HIDROSERVICE dizia que: "...Para o maciço em que torne-se necessário uma deformação relativa para permitir a sua estabilização, é importante dosar a sua rigidez. Assim, ranhuras de contração que possibilitem os encurtamentos tangenciais são recomendados".***

As duas firmas projetistas acima citadas recomendavam as juntas de retração com objetivos diferentes.** ***

Na primeira obra metroviária, no túnel da Extensão Norte, não se confeccionaram juntas de retração. Constatou-se fissuras de retração, em pequena quantidade localizadas no teto. Estas apresentavam abertura da ordem de 0,3 mm com presença de material lixiviado do concreto. Atribuiu-se este quadro fissuratório ao ar insuflado pelos dutos de ventilação. Até hoje não se especifica juntas de retração.

* Especificação de Serviço ES-1.20.00.00/4J9-201-R.A elaborada para a Extensão Norte da Linha Norte/Sul do METRÔ/SP

** Especificação de Serviço ES-1.20.00.00/4J4-101-R.0 elaborada para a Extensão Norte da Linha Norte/Sul do METRÔ/SP

*** Especificação de Serviço ES-2.00.00.00/4J4-101-R.0 elaborada para a Linha Paulista do METRÔ/SP

3.3.3.3 Tipo de Cimento a ser Empregado no Concreto Projetado

A HIDROSERVICE dizia que: "... o cimento a ser utilizado deverá ser do tipo Portland de Alta Resistência Inicial - ARI, satisfazendo as exigências da EB-2 da ABNT"^{*}, visando eliminar o emprego do aditivo acelerador. As outras projetista não eram restritivas, permitindo a utilização de cimento Portland Comum, tipo 320. A PROMON colocava restrições à utilização de cimentos pozolânicos ou de escórias de alto forno."^{**}

A prática revelou que os cimentos com baixo teor de adições apresentava a melhor compatibilidade com os aditivos aceleradores. A grande maioria das obras de túneis são executadas com o cimento Portland ARI/RS ou ARI/RS/MS. Mas mesmo com o emprego destes cimentos não foi possível a eliminação do aditivo acelerador.

3.3.3.4 Diâmetro Máximo dos Agregados

A FIGUEIREDO FERRAZ dizia que "... Deve ser adotado o tamanho máximo de agregado utilizável pela bomba, sendo que agregados de 1/2" são considerados adequados para a produção de concreto projetado de alta resistência. Devem ser excluídos traços nos quais o tamanho máximo seja inferior a 1/2", vinculados à utilização de bombas de menor capacidade...".^{***}

PUCCI da FIGUEIREDO FERRAZ dizia que: "...Agregados de 3/4" parecem ser inutilmente grandes, agregados de 1/2" são adequados para a produção de concreto de alta resistência...".⁽³⁷⁾

A HIDROSERVICE^{*} indicava que a porcentagem máxima retida acumulada acima da peneira 9,6 mm (3/8"), deveria ser de 15%. A PROMON^{**} indicava a porcentagem

^{*} Especificação de Serviço ES-2.00.00.00/4J4-101-R.0 elaborada para a Linha Paulista do METRÔ/SP

^{**} Especificação de Serviço ES-1.20.00.00/4J4-101-R.0 e de Material EM-2.00.00.00/4J4-200-R.0 elaboradas para a Extensão Norte da Linha Norte/Sul e Linha Paulista do METRÔ/SP

^{***} Memorial Descritivo MD-1.20.00.00/4A9-003-R.A elaborado para a Extensão Norte da Linha Norte/Sul do METRÔ/SP

máxima retida acumulada, acima da peneira 3/4", deveria ser de 10%. A SONDOTÉCNICA* indicava que a porcentagem máxima retida acumulada acima de 12,5 mm (1/2") deveria ser de 10%. A THEMAG** indicava que a porcentagem máxima retida acumulada acima de 19 mm (3/4") deveria ser de 5%.

3.3.3.5 Distribuição Granulométrica

A HIDROSERVICE***, PROMON**** e a SONDOTÉCNICA*: apresentavam a mesma granulometria para os agregados miúdos e graúdos. Já para os agregados graúdos as posições eram diferentes, a saber: HIDROSERVICE*** apresentava uma única faixa; SONDOTÉCNICA* apresentava duas faixas; PROMON**** apresentava três faixas; e a THEMAG** apresentava a curva granulométrica para mistura de agregados miúdos e graúdos. A FIGUEIREDO FERRAZ***** não especificava faixas.

3.3.3.6 Resistência à Compressão Axial

As empresas especificavam valores diferentes para resistências em corpos de prova cúbicos, e em muitos casos bem diferentes. A HIDROSERVICE*** especificava para 10 horas o valor de 10 MPa; e para 24 horas o valor de 20 MPa. A THEMAG** especificava apenas o valor de 8 horas, que deveria ser de 8,5 MPa. A PROMON**** especificava várias idades, assim para 8 horas o valor era de 5 MPa, para 7 dias o valor era de 24 MPa, e 28 dias o valor era de 35 MPa. A FIGUEIREDO FERRAZ***** especificava as idades de 10 horas e 24 horas, com o respectivos valores de 4 MPa e 10

* Especificação de Serviço ES-2.00.00.00/4J4-200-R.0 e de Material EM-2.00.00.00/4J4-301-R.0 elaboradas para a Linha Paulista do METRÔ/SP.

** Especificação de Serviço ES-1.20.00.00/4J9-201-R.A elaborada para a Extensão Norte da Linha Norte/Sul do METRÔ/SP.

*** Especificação de Serviço ES-2.00.00.00/4J4-101-R.0 elaborada para a Linha Paulista do METRÔ/SP.

**** Especificação de Material EM-2.00.00.0/4J4-200-R.0 elaborada para a Linha Paulista do METRÔ/SP.

***** Memorial Descritivo MD-1.20.00.00/4A9-003-R.A elaborado para a Extensão Norte da Linha Norte/Sul do METRÔ/SP.

MPa. E finalmente a SONDOTÉCNICA* especificava as idades de 10 horas, 24 horas e 28 dias os valores de, respectivamente, 5 MPa, 12 MPa, e 30 MPa.

Os valores adotados na obra pioneira da SABESP eram de 8,5 MPa para 12 horas, 10 MPa para 24 horas, 18 MPa para 3 dias, e 21 MPa para 28 dias para corpos de prova cilíndricos extraídos da estrutura ou de painéis.⁽³⁸⁾ No caso da primeira obra metroviária empregando o concreto projetado como estrutura definitiva foram de 3 MPa para 10 horas, 6 MPa para 3 dias, e 18 MPa para 28 dias, em corpos de prova cilíndricos obtidos de painel.⁽³⁹⁾

Convém transcrever o que informou PUCCI, "...Uma grande quantidade de relatórios ainda sobre a resistência a compressão do concreto ilustra bem a variabilidade desse produto bem como as inconsistências dos processos. Apesar de ser amplamente reconhecido que o uso do acelerador diminui a resistência final, alguns relatórios ainda se referem à resistência do concreto lançado em painéis verticais sem aditivo. Os resultados de ensaios em amostragens retirados de abóbadas demonstram menores resistências, devido a maiores dosagem de acelerador pelo desconforto do mangoteiro. O controle no campo é dificultado pelas grandes diferenças na amostragem dos ensaios. Os resultados fornecidos somente teriam sentido se as dimensões dos espécimes, o seu formato, idade, condições de cura e porcentagem de aditivo, assim como a aplicação de fatores de correção fossem descritos. A padronização da amostragem e dos ensaios se impõe para eliminar as discrepâncias existentes. Apesar destes valores serem freqüentemente cotados, a relação entre cubos e cilindros extraídos do concreto e os cilindros "standard" de concreto ainda não foi definida. Muitos projetistas consideram que a resistência a compressão não passa de uma útil indicação da qualidade da mão de obra empregada, mas não chega a afetar o projeto".⁽³⁷⁾

Naquela época uma resistência de 33,5 MPa após 28 dias era considerada excessiva. Uma resistência entre 20 e 26 MPa era sugerida como uma especificação mais realista.

* Especificação de Serviço ES-2.00.00.00/434-200-R.0 e de Material EM-2.00.00.00/434-301-R.0 elaboradas para a Linha Paulista do METRÔ/SP.

3.3.4 Os Principais Passos dados pela Engenharia Nacional para Empregar o Concreto Projetado como Estrutura Definitiva de Túneis a partir de 1980

Apresentou-se acima, de maneira sucinta, o panorama sobre o conhecimento tecnológico disponível em termos de: durabilidade do concreto convencional e emprego deste como elemento responsável por estanqueidade, emprego do concreto como estrutura definitiva, e as respectivas opiniões, na época, das principais projetistas líderes de opinião na área de túneis.

Pouco conhecimento em termos de ensaios ou de comprovações experimentais e práticas disponíveis. É importante ressaltar que para o concreto projetado, a grande parte da bibliografia disponível se referia à durabilidade como “boa” em função de depoimentos qualitativos baseados em experiências pessoais.

A primeira empresa brasileira a analisar a possibilidade de se empregar o concreto projetado como estrutura definitiva de túneis foi a ENGEFER - Engenharia Ferroviária S.A. Em 04 de agosto de 1980 a diretoria de estudos e projetos da ENGEFER, realizava consulta ao Bureau of Reclamation Engineering and Research Center; ao Army Engineer Waterways Experiment Station; a Association Française des Travaux en Souterrain; e outros.

O teor de sua consulta na época foi: “...em função de uma pesquisa sobre o emprego do concreto projetado como estrutura definitiva de revestimento de túneis, em especial quando se emprega o método NATM, ele solicitava saber se as especificações correntes destes órgãos permitiam substituir o concreto convencional empregado no revestimento de túneis pelo suporte formado pelo sistema composto de cambotas metálicas, tirantes, telas metálicas e uma fina camada de concreto projetado”*

A seguir transcreve-se as mais significativas respostas obtidas às consultas:

- a) A consulta ao Bureau of Reclamation Engineering and Research Center foi encaminhada para United States Department of the Interior- Water and Power

* Consultas realizadas pelo Diretor de Estudos e Projetos da ENGEFER - Dr. José Figueiredo Castro em 04/08/80 que forneceu cópias das respostas.

Resources Service, Engineering and Research Center, localizado na cidade de Denver, Estado do Colorado. Esta foi respondida em 9 de setembro de 1980 pelo Dr. Harley J. Warren, chief Engineering Services Branch, e apresentava as seguintes considerações:

- eles colocavam à disposição duas recentes especificações, Bacon Siphon Tunnel and Carter and Mormon Tunnels, e uma análise sobre o concreto projetado apresentada no Manual publicado por eles denominado "Concrete Manual- Eighth Edition" . Estes encartes refletiam o estado atual do emprego do concreto projetado em construções de túneis pela WPRS, mas evidenciava-se que nesta empresa o emprego do concreto projetado era limitado, e existiam poucas informações publicadas sobre este tipo de material; e
 - adicionalmente ele solicita que sejam pesquisados outros órgãos americanos: ACI Standard, Recommended Practice for Shotcreting, Publications No. SP-14: Shotcreting (Trata-se de um simpósio onde foram publicados 13 artigos de caráter geral e especializado sobre o emprego do concreto projetado compilados sob a supervisão do ACI 506- Shotcreting), Federal Highway Administration - US Department of Transportation, sediado em Washington; US Bureau of Mines, sediado em Washington e Society of Mining Engineers of AIME, sediada em Salt Lake City, no estado de Utah.
- b) Consulta ao Department of the Army foi respondida pelo Office of the Chief of Engineers Dr. Robert E. Philleo, em 11 de setembro de 1980, cujo teor era o seguinte:
- "...Nosso critério permite o uso do concreto projetado tanto da condição de suporte provisório como revestimento permanente. Tirantes e Cambotas são necessários somente em rochas fraturadas. Normalmente telas metálicas não são empregadas";
 - "...Nós já empregamos o concreto projetado como revestimento de túneis em empreendimentos de transporte de água e em túneis ferroviários. No caso de túneis de água o qual corresponde a maior quantidade de nossos trabalhos o nosso procedimento usual é empregar como revestimento permanente o concreto convencional bombeado, indiferente da maneira como a rocha é inicialmente estabilizada devido aos requisitos dos parâmetros hidráulicos".

- c) Consulta à Association Française des Travaux en Souterrain foi respondida em 5 de setembro de 1980, pelo Dr. J. Pera, cujo teor era o seguinte:
- declara que as recomendações técnicas sobre o emprego do concreto projetado encontravam-se em um documento, datado de setembro de 1976, publicado pela AFTES. Esse, não faz distinções fundamentais para revestimento de túneis, entre o concreto projetado provisório ou definitivo. As especificações eram as mesmas;
 - informa que existe um grande número de exemplo de obras de túneis, em rocha, que empregavam o concreto projetado como revestimento sozinho, ou concreto projetado armado e cambotas metálicas associados a tirantes;
 - acrescenta que por experiência pessoal, ele conhecia apenas poucos túneis onde foi necessário colocar tirantes para estabilizar o maciço, e nestas obras, não foi necessário empregar um revestimento definitivo de concreto convencional;
 - cita um túnel de 250 m de comprimento, situado a Este de Genes na Itália pertencente a uma auto-estrada, construída em 1966, cujo o revestimento é constituído de telas metálicas cobertas com concreto projetado de espessura variável entre 30 a 50 cm. O empreendimento vinha se comportado bem até o momento, sem nenhum problema estrutural. O terreno era constituído de rocha fraturada tipo basalto;
 - cita ainda túnel na França, construído em região florestal, há 6 anos, onde o revestimento era constituído de tela metálica imersa em concreto projetado. O maciço era constituído de calcário fissurado com presença de infiltrações de água;
 - relata que na ocasião, sobre uma estrada secundária, a tela metálica foi colocada em um terreno de (marmo) calcário simplesmente envolvida em concreto projetado. As espessuras variavam de 5 a 10 cm;
 - ainda, nesta correspondência, o Dr. Pera emite uma opinião pessoal sobre o processo, ressaltando-se os seguintes pontos:
 - o revestimento talvez possa ser considerado durável se não existir água proveniente do maciço;
 - se existir água tem-se um risco de circulação preferencial da água entre a armadura constituída de tela metálica e o concreto projetado. A corrosão poderá então romper o concreto projetado. A recomendação do AFTES

- parágrafo 5.3, que fixa um revestimento mínimo de 2 cm, deveria ser interpretada de maneira mais rigorosa. Seria necessário pelo menos de 10 cm de revestimento;
- se as águas são agressivas (presença de sulfatos, sulfúricos, de ácidos) as telas ou os tirantes de aço não terão a durabilidade adequada. É necessário então recorrer a um revestimento definitivo em concreto convencional moldado, ou mesmo empregar uma impermeabilização; e
- finalmente, ele relata que um autor, num trabalho publicado em 1974 pela AFTES, ressalta o emprego de silicato de sódio aditivado ao cimento Francês não modificou a proteção das armaduras, que permaneceram passivas. Ao contrário, o risco de corrosão existe com 2% de cloreto de cálcio no cimento.

3.3.5 A Tomada de Decisão

Os resultados de ensaios obtidos pela obra de ENGEFER associados as informações disponíveis acima citadas permitiram que a empresa se decidisse pela utilização do concreto projetado como revestimento definitivo nos trechos em rocha dos túneis da Ferrovia do Aço. Os túneis em solo foram revestidos por concreto convencional. As suas pesquisas concluíram que o concreto projetado apresentava comportamento estrutural e de durabilidade similar ao concreto projetado.

Naquela época outra grande obra de túnel estava em construção, a Rodovia dos Imigrantes, mas nesta não foi cogitada a possibilidade do emprego do concreto projetado como revestimento definitivo, pois a DERSA havia imposto o padrão de acabamento de concreto convencional.

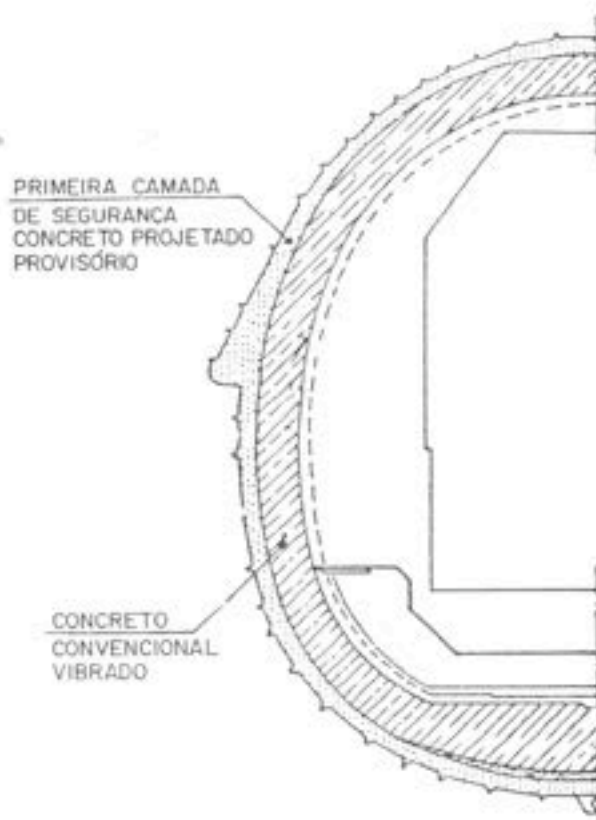
As pesquisas realizadas pela SABESP, também, chegaram às mesmas conclusões que a ENGEFER, isto é, demonstraram que os parâmetros de durabilidade e resistência do concreto projetado eram no mínimo similares aos obtidos pelo concreto convencional. Assim a SABESP, em 1979, concluiu o primeiro túnel em solo no mundo, em concreto projetado como revestimento definitivo, o túnel Eliana.

De posse de todas as informações o METRÔ/SP realizou pesquisa complementar no empreendimento Extensão Norte, trecho da Linha Norte-Sul. Este tinha sido licitado com a filosofia tradicional, isto é, que o revestimento de concreto projetado era de sacrifício e o revestimento de segunda fase-final seria em concreto convencional. Terminado o revestimento de primeira fase dos túneis o METRÔ/SP procedeu uma avaliação do desempenho da estanqueidade da estrutura, e dos parâmetros de durabilidade e de resistência em corpos de prova retirados da estrutura. Com base nestas informações o METRÔ/SP optou pelo emprego do concreto projetado monolítico de baixa permeabilidade como revestimento definitivo para a camada de segunda fase; e validou o revestimento existente de primeira fase como definitivo. Este procedimento trouxe grande economia, pois no redimensionamento do revestimento de segunda fase as espessuras diminuíram, e não foi necessário o emprego de qualquer sistema impermeabilizante apesar do nível do lençol estar sobre a geratriz do túnel.⁽¹⁶⁾⁽⁴⁰⁾

3.4 EVOLUÇÃO DOS PROJETOS DE REVESTIMENTO DE TÚNEIS - NATM

O NATM ("New Austrian Tunnelling Method"), também conhecido como túnel mineiro por ser originário na exploração de minas, caracteriza-se como um processo de escavação subterrânea que, utilizando o concreto projetado como revestimento, busca a estabilização das deformações do terreno através do alívio controlado das tensões atuantes, exigindo para isso instrumentação de campo adequada e o monitoramento constante das condições de escavação, para que os resultados esperados sejam alcançados na prática.⁽⁹⁾⁽⁴⁰⁾

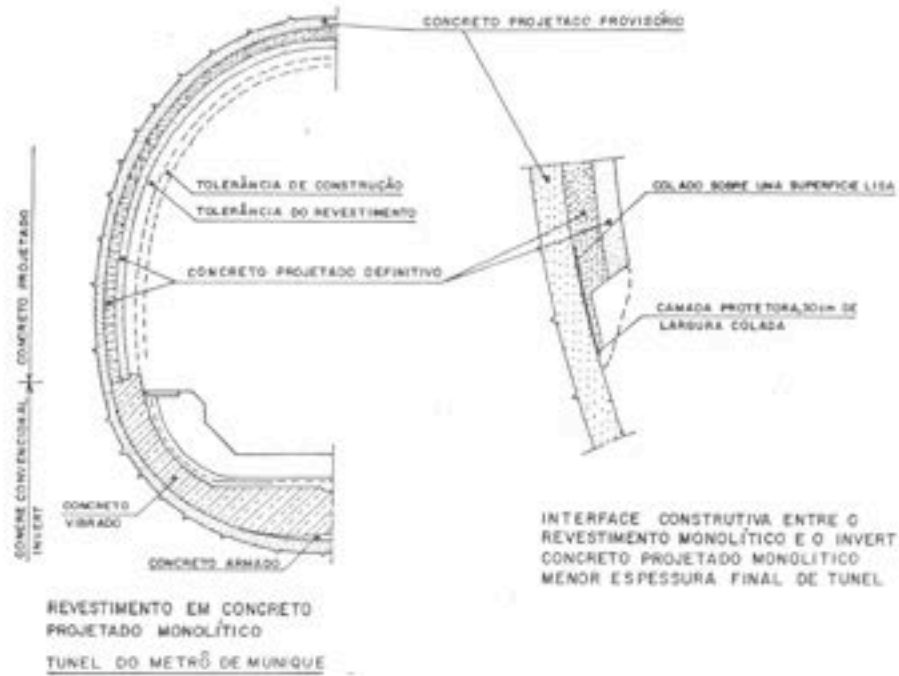
Os primeiros projetos de túneis escavados pelo processo NATM determinavam que o concreto projetado empregado na estabilização da escavação fosse provisório e apenas com responsabilidade estrutural inicial, ficando para o concreto convencional adjacente; quando este era exigido, como em maciços de rocha fraturada ou em solos, a responsabilidade estrutural definitiva e a estanqueidade da obra. Assim o concreto



MÉTODO DE CONSTRUÇÃO DE CONCRETO PROJETADO COM REVESTIMENTO EM CONCRETO CONVENCIONAL VIBRADO INSTALADO POSTERIORMENTE COM OU SEM MANTA IMPERMEABILIZANTE DE PVC.

SEÇÃO TRADICIONAL DE PROJETO DE TÚNEL

FIGURA 3.1



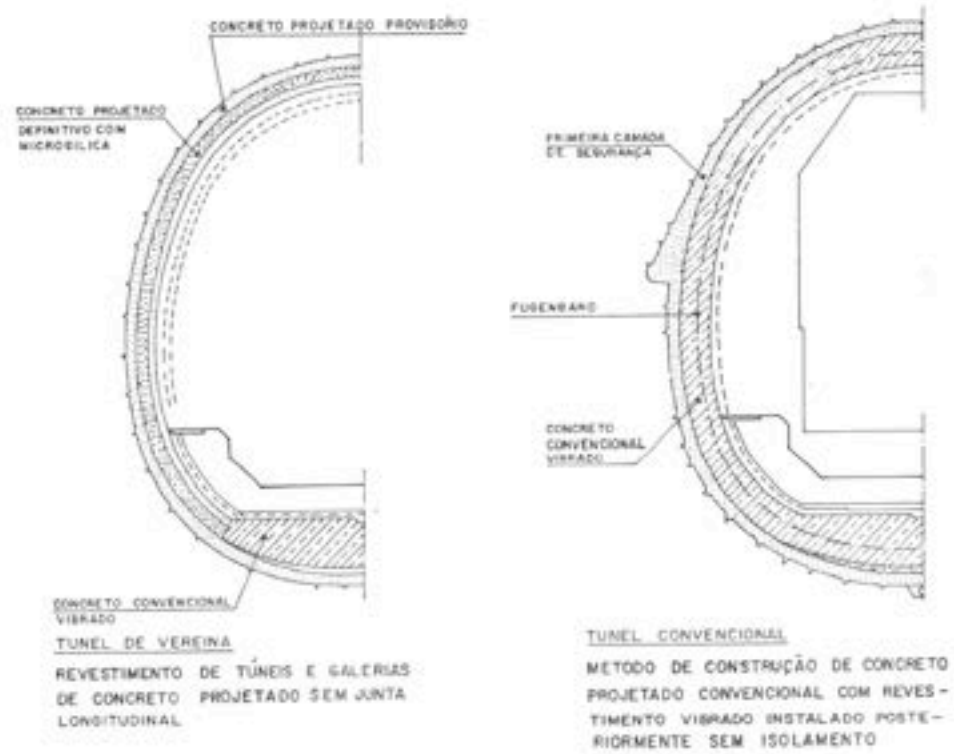
VEDAÇÃO COM MATERIAL IMPERMEABILIZANTE



VEDAÇÃO COM CAMADAS DE CP IMPERMEAVÉIS

SEÇÃO DE PROJETO DO TÚNEL DO METRÔ DE MUNIQUE

FIGURA 3.2



SEÇÃO DE PROJETO DO TÚNEL DE SANEAMENTO DE VEREINA

FIGURA 3.3

projetado não era considerado "colaborante"^{*} no dimensionamento do revestimento final (este sempre em concreto convencional e considerando o solo arqueado^{**}). Tinham-se juntas de dilatação vedadas com Fungeband a aproximadamente cada 30 m de túnel, conforme Figura 3.1.

De maneira geral, os projetos evoluíram seguindo diretrizes que foram adotadas, ora isoladamente, ora simultaneamente, conforme o estágio tecnológico de cada país ou projetista, sendo estas:

- incorporar o concreto projetado da fase de abertura do túnel - primeira fase, como colaborador do revestimento definitivo com responsabilidade estrutural e de estanqueidade integral ou parcial;
- substituir o revestimento de concreto convencional - segunda fase, por um concreto projetado de boa qualidade e em alguns casos armado somente com fibras, dispensando-se a tela metálica;
- não utilização de sistema de impermeabilização, tipo lâmina plástica de PVC, entre o revestimento de primeira e segunda fase, tornando todo o revestimento monolítico^{***}, conforme o tipo de solo, o nível do lençol freático e o nível de exigência de estanqueidade da obra.

A adoção simultânea de todas estas diretrizes, quando possível, leva a obtenção de túneis mais econômicos e rápidos por necessitar de menor volume de concreto final (pelo efeito de monoliticidade), menor volume de escavação; e por permitir a confecção das mais variadas formas geométricas e arquitetônicas, se comparado com o processo convencional. As Figuras 3.2 e 3.3 apresentam seções típicas de projeto de túneis com a utilização de concreto projetado como revestimento definitivo nas obras: Metrô de Munique, e Saneamento de Vereina.

* Hoje temos duas tendências bastante nítidas: - os suíços que não consideram este revestimento para nada, e aceitando que o concreto da segunda fase seja somente em concreto convencional; e os alemães e austríacos que consideram este revestimento como colaborante no dimensionamento do revestimento a longo prazo, e admitindo que o concreto da segunda fase seja em concreto projetado com restrições de que este seja aplicado necessariamente com microssilica e isento de aditivo acelerador.

** Depende da escola de dimensionamento, uma vez que, existem tendências de que este arqueamento no futuro pode se deteriorar, principalmente em túneis rasos onde existe a probabilidade de instalação de outras obras.

*** Hoje existem recursos de "fretagem" do concreto de primeira fase que permite-se considerar no cálculo como monolítico a ligação revestimento primeira e segunda fase. Trata-se de pinos viabilizando-se o emprego de estanqueidade absoluta quando assim se exige.



UTILIZAÇÃO DE CONCRETO PROJETADO COMO ESTRUTURA
DEFINITIVA NO METRÔ DE ESTOCOLMO

FIGURA 3.4

O concreto projetado ainda apresenta dificuldades na obtenção da baixa rugosidade superficial prejudicando a sua aplicação em obras de saneamento.

O aspecto estético de sua aparência final, áspera ou condição de chapisco fino, é rejeitado por muitos arquitetos e departamentos de manutenção, e em vista deste fato muitas concessionárias o tem especificado apenas em regiões onde não se tem acesso direto ao público. Há casos porém, em que arquitetos tiram partido desta aparência para integra-lo no acabamento final da estação como no metrô de Estocolmo conforme Figura 3.4 ou como no metrô de Paris na Estação La Défense, em que se joga com a iluminação para quebrar seu impacto. Outro recurso é o concreto projetado colorido cuja aplicação encontra-se em estudo no METRÔ/SP.

A primeira obra que se tem registro do emprego do concreto projetado como revestimento definitivo foi no metrô de Washington D.C., construído em 1970, em maciço de rocha fraturada. Neste projeto ressalta-se o emprego de manta de PVC entre a primeira e a segunda camada de concreto projetado, e o emprego de placas de argamassa de fechamento estético na áreas de estações com acesso ao público.

3.5 ANÁLISE CRÍTICA

É importante ressaltar que as especificações e práticas recomendadas, emitidas por entidades como: Bureau of Reclamation; American Concrete Institute; Swiss Federal Institute of Technology; Army Engineer Waterways Experiment Station; Association Française des Travaux en Souterrain, entre outras, não impedem o emprego do concreto projetado como estrutura definitiva em obras de túneis rodoviários, ferroviários ou de até mesmo águas servidas. Assim sendo, até o momento as normas de concreto projetado não fazem distinção entre suporte temporário e permanente.

Pode-se considerar como características básicas do NATM a versatilidade e a capacidade de adaptação aos complexos serviços de construção de túneis, pois, problemas normais de construções desse tipo de obra, tais como: geometria da seção, geometria longitudinal exigindo fusões de seções, limitação de frentes de escavação, limitação de frentes de

concretagem, número de parcializações da seção, maciço rochoso fraturado ou em solo de baixa competência agravado pela presença de lençol freático, compatibilidade de espaços internos com modalidade de equipamentos associados a prazos e custos, existência de dispositivos desenvolvidos para aplicação dos revestimentos, etc., são contornados com grande facilidade e imaginação pelos procedimentos construtivos preconizados pelo método- NATM.

O concreto projetado possui algumas especificidades devido ao processo de lançamento, mas os levantamentos bibliográficos consultados abrangendo diversas pesquisas, estudos laboratoriais e resultados de obras, no Brasil e exterior, nos últimos vinte anos, indicam comportamento similar entre os materiais em concreto projetado e convencional. Será discutido no próximo capítulo que apesar de ambos os tipos de concreto alcançarem os mesmos padrões mínimos normalmente especificados, a qualidade relativa entre eles é bem diferente obtendo-se “coeficientes de segurança” à durabilidade bem diferentes. Esta diferença deve ser creditada às imposições que o método NATM faz sobre o concreto projetado, tais como: deformações a baixa idade, necessidade do emprego aditivos aceleradores, contato e combate franco com as infiltrações do maciço quando este concreto está ainda nascendo. Estes motivos levam muitos pesquisadores e projetistas, no Brasil e no exterior, a não creditarem responsabilidades ao concreto projetado, especialmente na primeira fase. Por causa destes motivos, que são muito consistentes e de bom senso, se faz necessário uma explicação coerente por parte dos defensores do emprego do concreto projetado como revestimento definitivo. Na verdade a aplicação do concreto projetado como revestimento definitivo está atrelado a condicionantes de procedimentos construtivos muito rígidas exigindo especificações de serviços completas. Fica claro que para que o concreto projetado seja empregado como revestimento definitivo é importante:

- que todas as infiltrações do revestimento de primeira fase sejam adequadamente tamponadas. Caso se opte pela drenagem, estas águas devem ser captadas dentro do maciço e nunca entre o revestimento de primeira e segunda fase, pois estar-se-ia propiciando o ataque ao concreto e ao aço pelos mecanismos de deterioração sobejamente conhecido pelos meios técnicos;

- no caso de maciços com grande quantidade de água exige-se que o concreto projetado de primeira fase seja aditivado com grandes quantidades de aditivo acelerador, portanto com possibilidade de passagem de água em prazos curtos devido a elevada permeabilidade. Assim sendo, quanto maior a dificuldade construtiva o mais rápido possível deve-se executar o revestimento de segunda fase. Em experiência prática observando as paralisações das diversas obras de túneis como o Túneis do Complexo Viário Airthon Senna no Ibirapuera; JK e Maria Maluf da Prefeitura Municipal de São Paulo; e Extensão Leste-Oeste e Sumaré-Vila Madalena da Companhia do Metropolitano de São Paulo, conclui-se que esta defasagem não deva ser superior a 6 meses, tempo para água percolar um revestimento de concreto projetado de primeira fase, de 20 a 25 cm, com fator médio de permeabilidade da ordem de 10^{-9} cm/s. Concretos com excesso aditivo acelerador tem apresentado fator médio de permeabilidade da ordem de 10^{-7} a 10^{-8} cm/s, e o fator de permeabilidade médio do concreto projetado de segunda fase executado em boas condições tem sido da ordem de 10^{-11} cm/s. Este seria encarado como uma recuperação do revestimento de primeira fase, uma vez que tendo-se um "selo" que minimize fortemente a passagem de água e ar, praticamente tem-se que "todo" o revestimento está protegido. Esta técnica é conhecida e empregada a mais de 50 anos em recuperação de estruturas, em especial nas recuperações de revestimentos de túneis, utilizando-se o mesmo concreto projetado. Analogamente seria como se a primeira fase fosse um revestimento de túnel a ser recuperado;
- ainda, dentro do enfoque da similaridade de procedimento com a recuperação de estruturas deve ser observada a importância da subdivisão das espessuras de revestimento de túneis em diversas camadas para garantir a interrupção da continuidade dos poros capilares obtendo-se menor permeabilidade global.

Pelo exposto, vê-se que o concreto projetado, "bem executado", pode ser uma opção tecnológica de revestimento, mas ainda há muito a se esclarecer sobre o seu comportamento estrutural e a se identificar sobre procedimentos executivos que melhorem a margem de segurança para se obter túneis duráveis.

Capítulo 4

AVALIAÇÃO DE REVESTIMENTO DE TÚNEIS EM CONCRETO

4.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo discute-se as metodologias de ensaios atualmente empregadas para se controlar os parâmetros de resistência e durabilidade dos concretos projetado e convencional. Para melhor compreensão do “espírito” dessas metodologias torna-se necessário uma abordagem teórica dos mecanismos de deterioração por elas contemplados. Limites normalmente especificados são aqui apresentados procurando-se explicá-los conforme as condições de contorno do empreendimento.

Através de um Programa de Pesquisa composto de uma etapa laboratorial e uma etapa de campo, apresentam-se as faixas de variabilidade de cada método de ensaio e as “potencialidade desses parâmetros” para se obter o concreto durável. Em seguida apresenta-se um levantamento de dados de obras executadas em concreto projetado, estabelecendo-se um paralelo entre os resultados obtidos em obras nacionais e estrangeiras. E, por fim, conclui-se este capítulo com uma análise crítica das metodologias de ensaios propondo-se limites e critérios de controle.

O controle de um material via uma metodologia de ensaio é um trabalho científico que visa a idealização do comportamento de uma estrutura através de uma simplificação da realidade. Os seus resultados precisam efetivamente converter as necessidades dos usuários em grandezas mensuráveis e objetivas para as diversas formas e condições de exposição.

É preciso ressaltar que o desempenho esperado depende do nível de exigência e esclarecimento do “proprietário-usuário”, podendo portanto representar níveis de exigências bem diferentes para o mesmo tipo de empreendimento.

A grande maioria dos métodos de ensaios é muito sensível a diversos fatores, como por exemplo o formato do corpos de prova, etc., dificultando comparações quando todas as condições não são rigorosamente iguais. Aliado a fatores como as condições de exposição, a finalidade do empreendimento, e a estratégia de manutenção que também podem gerar o estabelecimento de níveis diferentes para estes limites, torna-se difícil a padronização das especificações.

Observe que as metodologias de ensaio até podem apresentar boa reprodutibilidade e permitir bons níveis de precisão, mas poderão ser imprecisas sob a ótica de desempenho esperado da obra. Mas, pelo menos estes métodos de ensaios apresentam valia incontestável, pois para todas as condições iguais o seu emprego permite que se estabeleça um padrão para comparações.⁽⁴²⁾

É preciso ter presente as limitações das metodologias de ensaios. As distinções entre a “realidade” e os ensaios inicia-se pelo fato que o ensaio analisa apenas uma parte isolada do universo. No caso dos ensaios as ações que atuam sobre o material em análise tratam-se apenas de uma simulação isolada e não representa o efeito “combinado e simultâneo” da realidade, mas em contrapartida a intensidade da ação assim como a sua frequência são intensificadas várias vezes quando comparados com a realidade. As metodologias de ensaio não conseguem levar em consideração os fatores de uso. Portanto a análise via ensaio caracteriza-se pela simplificação das condições de exposição, onde através de uma medida fixa e pontual compara-se com um padrão generalizando-se o comportamento do material. A sua grande vantagem é a rapidez de avaliação possibilitando-se desde uma avaliação prévia até o seu emprego como controle de qualidade de produção.

4.2 METODOLOGIAS DE ENSAIOS

As metodologias de ensaios para análise da permeabilidade e resistência em estruturas de revestimento de túneis são as mesmas tanto para o concreto convencional como para o concreto projetado, e hoje ainda independem do método construtivo empregado. As

diferenças se evidenciam no item procedimento executivo, isto é, exigências complementares aos parâmetros estabelecidos nos ensaios e de caráter específico para cada método construtivo.

4.2.1 Durabilidade

O que se deseja do concreto é que este mantenha por longo tempo as propriedades de resistência e estabilidade, sem a necessidade de “grandes” manutenções ou recuperações precoces, ou seja, deseja-se que as estruturas sejam duráveis.⁽²²⁾

Assim sendo, métodos de ensaios devem ser idealizados para medir ou pelo menos se avaliar essa durabilidade. Para que isto seja possível é preciso se conhecer os mecanismos de perda de durabilidade desses concretos. Os mecanismos de deterioração do concreto de obras subterrâneas podem ser explicados, fora os problemas de resistência mecânica, pelos processos de penetração de agentes agressivos no interior do concreto conduzidos pelas águas do lençol subterrâneo através da permeabilidade do concreto.⁽⁴³⁾

Desta maneira a durabilidade das estruturas pode ser traduzida por uma necessidade real de impermeabilidade à água do material concreto que irá compor estas estruturas.

Estes mecanismos, com base no conhecimento dos processos de deterioração das estruturas, podem ser classificados em:

- químicos: ataques por ácidos, sais e álcalis;
- biológicos, que frequentemente ocorrem em túneis de esgotos;
- corrosão do aço: devido a carbonatação e à ação dos cloretos; e
- correntes elétricas parasitas.

Nota-se então que a presença de umidade no concreto é o fator mais importante e que “dispara” os mecanismos de deterioração de estruturas de obras subterrâneas, e a medida de sua penetração é uma forma de avaliar o ingresso de materiais agressivos, isto é, de medida de durabilidade “potencial” do concreto.⁽⁴³⁾⁽⁴⁴⁾

Posteriormente, seguem-se dentro do concreto outros mecanismos como por exemplo a difusão de ions agressivos, que vão reagir com os compostos do cimento hidratado, mas nesses mecanismos o emprego de métodos que medem corrente elétrica são mais adequados.

O efeito real de agressividade da água sobre concreto depende de um conjunto de fatores, que podem ser divididos em dois grandes grupos: *

- fatores do ambiente circundante:
 - pressão da água subterrânea, e o seu nível, e a faixa de variação deste;
 - natureza e permeabilidade do solo;
 - movimento (direção e velocidade) da água subterrânea;
 - conteúdo de agentes agressivos da água; e
 - efeito “potencial” de futuras agressividades dentro da vida útil da obra;
- fatores do concreto e da obra:
 - superfície da estrutura exposta a água;
 - forma e dimensão da seção transversal dos elementos estruturais;
 - coeficiente de permeabilidade do concreto;
 - superfície específica dos poros abertos em cm^2/cm^3 ou seja superfície efetiva pela qual a água agressiva pode atuar sobre o concreto;
 - composição da pasta de cimento endurecida e resistência química dos agregado;
 - e, idade em que a obra entra em carga referente a agressividade do meio.

Na realidade os fatores de ambos os grupos determinarão conjuntamente a amplitude da ação das águas agressivas sobre o concreto. Note que tratam-se de relações quantitativas dependentes do tempo, isto é, os parâmetros de porosidade do concreto e de nível de agressividade do meio se alteram com o tempo. Cabe lembrar que a vida útil estimada para as estruturas gira entre 50 a 100 anos. **

* PALERMO, G., Tendências do Processo Concreto Projetado aplicado em Túneis, Palestra proferida no Ciclo de Palestras sobre Concreto Projetado: Aplicações e Novas Tendências, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo e IPT, São Paulo, 1991.

** KOSIN, F., Concreto Resistente às águas agressivas do Município de São Paulo para as obras da Companhia do Metropolitano de São Paulo - METRÔ/SP, Relatório Interno, março de 1976.

Os mecanismos que se constata no interior da estrutura interna do concreto e que podem ocorrer todos de forma simultânea são:

- penetração de água nos capilares do concreto, trazendo ions agressivos por absorção (entrada de água sem pressão), através de imersão e/ou capilaridade;
- permeabilidade (entrada de água por gradiente de pressão diferencial);
- difusão (gradiente de concentração)- difusão de ions do meio para o interior do concreto através dos capilares existentes, e também uma difusão em sentido inverso de ions do concreto para o exterior; e
- reações química dos ions agressivos com os constituintes do concreto, que afetam a qualidade desse.

Para um adequado conhecimento dos mecanismos de deterioração fica evidente a importância do conhecimento da estrutura interna do concreto, para se compreender as leis de penetração dos líquidos e dos ions agressivos na porosidade deste.

4.2.1.1 Estrutura Interna do Concreto

Os vazios e poros surgem devido a: ⁽⁴⁵⁾

- granulometria dos inertes;
- antes da pega, tem-se o fenômeno de segregação por exsudação, que pelo excesso de água à hidratação do cimento geralmente empregada na prática para a obtenção da trabalhabilidade para facilitar a compactação. Este excesso de água ao sair por evaporação deixa vazios. Ainda antes da pega tem-se a segregação por sedimentação dos sólidos, principalmente da parte fina; e
- o ar aprisionado retido durante as operações de compactação;
- depois do final de pega, quando o concreto passou do estado líquido para o estado sólido, tem-se que o volume absoluto dos componentes hidratados do cimento é inferior a soma do volume dos componentes anidros com a água, e o

espaço ocupado pela pasta de cimento hidratado é inferior ao da pasta antes do endurecimento, seja qual for a relação água-cimento; e

- os cristais formados próximos aos agregados são grandes formando uma estrutura mais porosa do que na matriz de pasta de cimento ou na matriz de argamassa, pois ao redor dos agregados o fator água-cimento é maior já que sempre se forma um filme de água ao redor dos agregados. É considerado o elo mais fraco do concreto, hoje denominada de zona de transição. Este fato explica o comportamento elasto-plástico do concreto, mesmo que os materiais constituintes sejam elásticos. A existência de microfissuras nesta zona de transição na interface com a armadura e/ou agregado graúdo é a razão principal do concreto ser mais permeável do que a pasta ou a argamassa correspondente.

Observe que tanto maior a hidratação do cimento tanto maior será a permeabilidade fato que é verdade se não houver a fixação da água livre durante as reações de hidratação, pois por adsorção a água livre é fixada às superfícies recém formadas concorrendo para diminuir o volume de poros. Para se assegurar um boa impermeabilidade é preciso evitar a saída da água livre empregando uma cura adequada. Cabe aqui o esclarecimento que a água dentro do concreto pode então ter várias funções, a saber: ⁽⁴⁶⁾

- água capilar: água de vazios grandes, maiores que 50nm (0,005 μ m) denominada de água livre, pois sua remoção não causa variação volumétrica; é a água retida por tensão capilar em capilares pequenos de 5 a 50nm cuja remoção pode causar a retração do sistema;
- água adsorvida: são as águas próximas à superfície dos sólidos que sofrem a atração. A perda de água adsorvida é responsável pela retração da pasta na secagem;
- água interlamelar: água associada a estrutura de CSH; e
- água quimicamente combinada: é a água que faz parte da estrutura de vários compostos de produtos hidratados do cimento. Esta água não é perdida por secagem, somente por decomposição via aquecimento.

Segundo as posições clássicas de POWERS⁽⁴⁷⁾ ⁽⁴⁸⁾, a pasta de cimento endurecida é formada por uma aglomeração de micro-cristais de silicatos e aluminatos de cálcio, de

tamanho coloidal, cujo diâmetro aparente varia entre 100 e 400 Å. Estes cristais tocam-se em área de contato bastante reduzidas formando entre eles microporos. O conjunto constitui um gel, isto é, um corpo com algumas características de "gelatina", tais como a retração e dilatação em função do teor de água e da temperatura.

Os poros de gel entre os cristais possuem diâmetro aparente variando entre 10 a 50 Å (este tamanho de vazio é pequeno para efeito desfavorável sobre a resistência e a permeabilidade), e seu volume total é de 26% a 30% da pasta. O gel apresenta ainda uma certa proporção de aberturas maiores entre os cristais que são designados de poros ou canais capilares. É nestes onde se cristaliza a maior parte do Ca(OH)_2 liberado pela hidratação do cimento. A proporção maior ou menor da abertura dos capilares depende principalmente do fator água/cimento.

Segundo MEHTA ⁽⁴⁵⁾, as pesquisas tem sugerido que a distribuição da porosidade de tamanhos dos poros e não a porosidade total seria a melhor forma de se avaliar as características de vazios capilares maiores do que 50 nm, a literatura atual chama de macroporo. Os macro-poros são importantes na resistência e na impermeabilidade e os microporos (menores que 50nm ou 0,05µm) são responsáveis pela retração por secagem e fluência. O vazios de ar incorporado são geralmente esféricos e apresentam dimensão da ordem de 50 a 200µm. Como são muito maiores que os capilares estes podem afetar a resistência e a durabilidade.

Somente os poros capilares tem diâmetro suficientemente grande para permitir um movimento significativo da água.

Na ausência de poros capilares, a pasta de cimento endurecida apresentaria um coeficiente de permeabilidade "K" aproximado de 10^{-12} cm/seg., sendo tão impermeável quanto o mármore, granito e quartzo, matérias com baixíssima porosidade (cerca de 1%). ⁽⁴⁶⁾ A surpreendente baixa permeabilidade da pasta de cimento endurecida, apesar de uma porosidade de gel da ordem de 30% é o resultado do pequeno diâmetro dos poros de gel e da enorme superfície específica destes poros (dezenas de m^2 por grama de pasta endurecida). Nestas circunstâncias a água contida nos poros do gel acha-se imobilizada por adsorção às paredes dos poros e os íons contidos nesta água se encontram praticamente bloqueados pelas porções carregadas eletricamente dos cristais

de gel da pasta endurecida. Água e ions ficam portanto imobilizados na pasta de cimento endurecida do mesmo modo que em outros silicatos ou numa argila impermeável.

Considerações relativas aos raios dos ions, formato irregular dos canais capilares (que são na verdade cavidades capilares) e polarização dos cristais de gel levaram os pesquisadores a concluir que tanto a movimentação de água quanto a difusão de ions atingem grandezas significativas somente a partir do diâmetro médio da cavidade capilar de 10^{-4} cm (1μ).

Como primeira aproximação são portanto as cavidades capilares de diâmetro médio maior que 10^{-4} cm (1μ) que devem ser levados em conta para o desenrolar das reações de deterioração do concreto. Ainda mais, tais cavidades ou canais devem ser abertos, isto é, ter pelo menos uma das extremidades abertas para permitir a movimentação de ions, ou ambas as extremidades para possibilitar a percolação pela água.

Por outro lado o fator mais importante que governa o fluxo de ions que se difundem para dentro do capilar aberto é a concentração de ions agressivos da película de água entre o solo e a face do elemento estrutural de concreto.

A concentração de ions agressivos nesta película depende de uma série de fatores, e somente no caso da renovação por fluxo de água suficientemente grande terá ela concentração igual a da água subterrânea. Cabe então uma observação importante: as tolerância limites de ions agressivos das normas referentes à durabilidade do concreto deveriam aplicar-se à concentração da película de água entre solo e concreto e não genericamente à água do lençol freático.*

A taxa de renovação dos ions agressores dentro dos capilares abertos no caso da percolação do concreto pela água será sempre superior ao fluxo de ions resultante da mera difusão. Portanto, a percolação do concreto por água agressiva é sempre um fator agravante da deterioração do elemento estrutural em concreto.*

* Manuscritos fornecidos pelo Eng. Frederico Kosin.

4.2.1.2 Leis de Penetração dos Líquidos

Viu-se acima que a penetração da água no concreto é provavelmente o fator mais importante de ingresso de íons agressivos. Do outro lado tem-se o fator externo ao concreto a levar em conta, que trata-se da pressão da água vigente no local. Os fatores do próprio concreto são governados pelo tamanho e tipo de poros existentes, de modo que resultam:

k	coeficiente médio de permeabilidade do concreto
k_0	coeficiente de permeabilidade por classe de poros capilares em função do seu diâmetro

O movimento da água dentro do concreto poderá ser provocado pelo simples contato-absorção capilar ou por pressão a que estaria sujeito. Os dois mecanismos são bem distintos, mas o segundo não pode se separar do primeiro.

O concreto apresenta duas classes de porosidade:

- a porosidade fechada, quando os vazios não se comunicam entre si; e
- a porosidade aberta, quando os vazios se comunicam entre si por canais ou capilares com vários diâmetros.

Segundo COUTINHO⁽⁴⁶⁾, a porosidade importante para os mecanismos de deterioração é a aberta, que muitos pesquisadores designam simplesmente por "absorção", e o valor medido depende do tipo de ensaio. Todo este sistema de poros é então representado pela porosidade contínua, principalmente pelos canais, e pelos canais "cegos" com ar represado. Esta porosidade aberta poderá ser simples ou sob pressão. Este é o fato pelo qual o ensaio de "absorção" é dependente do nível de imersão e da pressão aplicada no teste, assim como da forma do corpo de prova devido a importância da área de exposição.

O mais importante é a permeabilidade expressa pelo coeficiente de permeabilidade “k”, que representa as propriedades do sistema de continuidade de canais- são os poros abertos obtidos pela absorção e representado pelo volume de poros com acesso à água - e pela ascensão capilar representando a relação do sistema contínuo de poros para a água (influenciado pelo tamanho do poro e ângulo de contato).

Observa-se que quando as estruturas estão sob pequena carga de água a ascensão capilar passa a ser o fator mais importante.

A possibilidade do ar ficar confinado, sem possibilidade de escapar, antes da entrada da água tem efeito sobre a cinética de penetração da água. Quando o ar não pode escapar como no ensaio de absorção o volume medido é inferior ao real devido ao equilíbrio de pressão de água no poro, incluindo a pressão capilar. Nestes casos a permeabilidade não é medida diretamente, mas através de considerações indiretas. Estes ensaios não são capazes de separar duas propriedades físicas: permeabilidade e volume de poros acessíveis pela água sob pressão, ficando desconhecida a profundidade de penetração de água e a contrapressão do ar contido nos corpos de prova de ensaios.

Nos casos das obras subterrâneas as espessuras de paredes apresentam em média valores inferiores a 50 cm de modo que na prática tem-se a possibilidade de fuga do ar e a instalação de gradiente de pressão.

Enfim, de uma maneira geral é da estrutura porosa que se manifesta a “absorção” por capilaridade e por permeabilidade, sendo estas a medida de durabilidade.

4.2.1.2.1 Capilaridade

Estes “testes” tem sido empregados para escolha de traços adequados de concreto quando se deseja limitada permeabilidade, e quando se deseja resistência à agressividade da água, especialmente para obras subterrâneas.

Segundo COUTINHO ⁽⁴⁶⁾, a Lei de Jurin estabelece a ascensão capilar sem levar em conta o efeito da evaporação.

Admitindo-se a condição de que o líquido molha perfeitamente as paredes do capilar, onde o ângulo de molhagem seria igual a zero.

Para a condição do capilar com forma cilíndrica perfeita, pode-se apresentar a fórmula de tendência de subida do líquido no interior de um capilar como se segue abaixo, de acordo com a Figura 4.1:

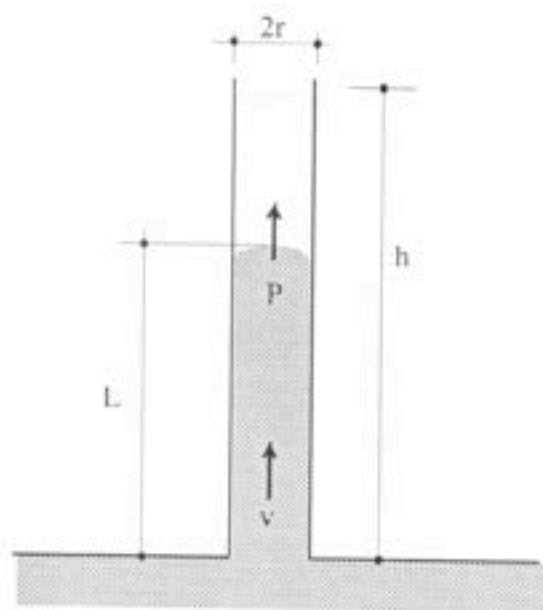
$$P = \frac{2\gamma}{r} \quad [4.1]$$

onde:

r = raio do capilar

γ = tensão superficial do líquido, que para a água vale $75 \cdot 10^{-3} \text{g/cm}$

P = pressão de ascensão capilar entre na superfície do líquido



ASCENSÃO DE LÍQUIDOS NO CAPILAR

FIGURA 4.1

Considera-se que quando o raio capilar tiver dimensões $> 0,1 \mu$ possibilita o fluxo das moléculas do líquido no interior do capilar.

Em função da agitação térmica a Lei de Poiseulle permite que se calcule a velocidade de ascensão de um líquido no interior de um capilar em função da evaporação. A lei matemática poderá ser expressa da seguinte forma:

$$v = \frac{r^2 P}{8\eta.L} \quad [4.2]$$

onde:

v = velocidade de ascensão de um líquido no interior do capilar

L = distância percorrida em um determinado tempo

P = pressão sobre a superfície do líquido no capilar

r = raio do capilar

η = viscosidade de um líquido, que para a água vale $13 \cdot 10^{-6}$ g.s./cm²

Quando o regime de ascensão capilar for estacionário, isto é $v = L/t$ sendo , t o tempo para percorrer a distância L :

$$L = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{\gamma.t.r}{\eta} \right)^{1/2} \quad [4.3]$$

o qual, para a água, a equação 4.4 pode-se determinar o tempo de um líquido para percorrer no interior de um capilar percorrendo um comprimento L ,

$$t = \frac{L^2}{2880.r^2} \quad [4.4]$$

A altura de ascensão capilar sem evaporação pode ser obtida através da lei de Jurin, onde P é o peso da coluna do líquido capilar que pode ser representado por:

$$P = d h$$

onde:

d = peso específico do líquido

h = altura de ascensão capilar

Assim sendo aplicando a lei de Jurin para o líquido água temos que a altura de ascensão capilar sem evaporação poderá ser calculada pela equação 4.5; para r em cm:

$$h = \frac{150 \cdot 10^{-3}}{r} \quad [4.5]$$

A elevação capilar que governa a intensidade da absorção de água pelos canais capilares aumenta com o decréscimo do raio. Observa-se os resultados:

Para	$r(\text{cm})$	$h_0(\text{cm})$
	10^{-2}	14,9
	10^{-3}	$14,9 \times 10$
	10^{-4}	$14,9 \times 10^2$
	10^{-5}	$14,9 \times 10^3$
	10^{-6}	$14,9 \times 10^4$

A altura da ascensão capilar, levando em consideração a evaporação, para a condição de escoamento estacionário,

$$P_{(\text{sem evaporação})} - P_{(\text{com evaporação})} = h d$$

$$P_{(\text{sem evaporação})} = \frac{2\gamma}{r} \quad [4.1]$$

$$P_{(\text{com evaporação})} = \frac{8\eta L v}{r^2} \quad [4.2]$$

denominando-se a velocidade de escoamento como velocidade média $v = v_m$, $L = h$, altura de ascensão capilar

$$P_{(\text{com evaporação})} = \frac{8\eta h v_m}{r^2}$$

que quando a evaporação é rápida h é pequeno comparado quando h for máximo. Se a evaporação começa depois do equilíbrio da coluna teremos $v = \text{cte} = h/t$. Assim temos que a altura de subida capilar levando em consideração a evaporação é apresentada na equação 4.6:

$$h = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{\gamma \cdot t \cdot r}{\eta} \right)^{1/2} \quad [4.6]$$

que para o líquido água a equação 4.6 pode ser reduzida para a equação 4.7,

$$h = 38 \cdot (r \cdot t)^{1/2} \quad [4.7]$$

A quantidade de área exposta pelos capilares é elevada demonstrando a sua responsabilidade dentro do enfoque da impermeabilidade do concreto. Veja por exemplo o caso de um concreto com fator água-cimento qualquer e convenientemente curado. A pasta de cimento endurecida terá então da ordem de 0,2% em volume de poros capilares, além dos 26% a 30% de poros de gel. Tomando-se 1 cm^3 desta pasta e admitindo-se que o diâmetro médio representando os diversos poros seja de $4 \times 10^{-4} \text{ cm}$ e a superfície interna dos poros será calculada admitindo-se a forma cilíndrica, resultará então uma superfície total dos poros capilares de 20 cm^2 .

Portanto para 1 cm^2 de superfície em contato com o solo haveria possibilidade de agressão química sobre 20 cm^2 de superfície dentro dos poros. Obviamente se a porosidade capilar fosse de 2% em vez de 0,2% a superfície exposta seria 10 vezes maior.

Quando os diâmetros são pequenos o material tem uma forte capilaridade e uma permeabilidade pequena, e inversamente, para diâmetros grandes a capilaridade é fraca e a permeabilidade é grande. Na realidade constata-se que para relação água-cimento baixos, inferiores a 0,45, os poros capilares se interrompem.*

* Informações do Dr. Paulo R.L.Helene

Em 1943 L'Hermitte e Louis Feret passaram a definir um coeficiente de capilaridade para o conjunto de todos os poros, pois não era possível estudá-los individualmente, sendo mais fácil estudar o conjunto de capilares. A ideia é a mesma empregada nos estudos de calor ou de eletricidade. Assim sendo, este coeficiente de capilaridade mede a quantidade de água absorvida por unidade de área de contato dividido pela raiz quadrada do tempo (que levou para a entrada desta água), sendo expresso em $\text{g.cm}^{-2}.\text{min}^{-1/2}$.⁽⁴⁶⁾

Já o Centre d'Etudes et de Recherches de l'Industrie des Liants Hydrauliques definiu a absorção capilar como o quociente do peso de água absorvida pela área de contato, expresso em g.cm^{-2} . Atualmente a norma SIA 162/1 estabelece que o ensaio deverá durar 15 dias no mínimo e o coeficiente deve ser calculado para a idade de 24 horas.^{(48) (49)}

Mas, na verdade esta importante propriedade do concreto ainda é muito mal conhecida, e depende de muitos fatores. Ela é de difícil combate, pois todos os concretos estão sujeitos a sua influência mesmo tendo sido bem executado.

4.2.1.2.2 Permeabilidade -Água sob Pressão

Quando a água atua sob pressão na superfície de contato é obrigada a movimentar-se nos poros do concreto.

Lei de Darcy foi descoberta em 1856 para escoamento de água em meios porosos, para o regime laminar e permanente, e pode ser definida através da relação $v=k.i$, onde "v" é a velocidade de percolação da água, "i" é o gradiente de pressão ou perda de carga por unidade de comprimento - quociente da pressão expresso em altura de água por comprimento, e "k" é o coeficiente de permeabilidade que depende do escoamento nos capilares (definido pela Lei de Poiseuille- que depende raio capilar, peso específico do fluido e da viscosidade que está associada a temperatura).⁽⁴⁶⁾

$$v = k.i$$

onde:

v = velocidade de percolação da água

k = coeficiente de permeabilidade, conforme a lei de Poiseuille $v = r^2 \cdot P / 8\eta \cdot L$

i = gradiente de pressão (perda de carga por unidade de comprimento- pode ser a altura da água sem dimensões)

$$v = \frac{Q}{A}$$

onde:

Q = caudal de água que atravessa a seção A (cm^3/seg)

A = área (cm^2)

$$i = H/L$$

H = pressão de água aplicado

L = caminho percorrido pela água

fórmula genérica de Darcy:
$$\frac{Q}{A} = \frac{k \cdot H}{L}$$

Segundo MURATA⁽⁵⁰⁾, os métodos de ensaios que “medem” a permeabilidade podem ser subdivididos em:

- os que procuram medir a quantidade de água que passa através do corpo de prova permitindo-se calcular diretamente o coeficiente de permeabilidade. Nestes ensaios a pressão aplicada depende do coeficiente de permeabilidade esperado. Este coeficiente ainda é uma entidade mal definida, pois depende de como é medido, tendo as seguintes limitações:
 - o caudal de água que atravessa o corpo de prova para uma dada pressão não é constante devido a ação química da água. Este se dissolve o hidróxido de

cálcio provoca um aumento da permeabilidade, e se não dissolver (caso de água incrustante) faz diminuir o coeficiente; e

- a influência da pressão aplicada, pois há certas dimensões de poros ou canais que somente se abrem para determinadas pressões. A hidratação do cimento e a expansão da sua pasta dentro de água tem por efeito diminuir a permeabilidade. Quando esta pressão é dada por ar comprimido tem-se observado que pode ocorrer em certos poros destes se fecharem devido ao desprendimento de pequenas bolhas de ar dissolvidas na água; e
- aqueles que medem apenas a água que entrou no corpo de prova, ou o caminho por ela percorrido sob determinada pressão ao fim de um intervalo de tempo, e que não permite calcular o coeficiente de permeabilidade. É o único método viável que pode ser empregado para concreto com elevada impermeabilidade.⁽⁵⁰⁾ Ele apresentou este estudo em 1965, e seus estudos evidenciaram a importância da cura concluindo que a taxa de crescimento da impermeabilidade é maior com o aumento da idade quando os corpos de prova são curados por longo tempo. Consegui demonstrar que se não houver cura adequada, principalmente nas idades jovens do concreto, esta permeabilidade poderá crescer significativamente com o passar do tempo, em consequência da prolongada secagem.

4.2.1.3 Difusividade

A deterioração do concreto pelas águas agressivas envolve reações químicas e também fenômenos físico-químicos, tais como a formação e dissolução de cristais, dissociação iônica, difusão de íons e moléculas, trocas osmóticas, etc.

É importante notar que a velocidade de reação depende da concentração de íons agressivos reagentes e da concentração dos produtos em solução:^{*}

- concentração de íons reagente e baixa concentração de produtos em solução teremos alta velocidade da reação química; e

* Manuscritos fornecidos pelo Eng. Frederico Kosin.

- baixa concentração de íons reagentes e alta concentração de produtos em solução: pequena velocidade da reação química, podendo chegar a ser nula.

No caso do concreto os íons reagentes estão sempre disponíveis, pois estão presente no próprio concreto, assim a velocidade de reação é governada pela chegada dos íons agressores e pela taxa de saída dos produtos da solução, pois todo o sistema reagente consiste de íons e moléculas dissolvidas.

O fator limitante da velocidade da reação pode ter sua origem na limitada reposição de íons agressores, ou alternativamente, na limitada eliminação dos produtos formados do sistema reagente. Se o produto for praticamente insolúvel, como no caso da agressão do concreto pelo SO_4^- (etringita), a concentração remanescente em solução será muito pequena, não constituindo fator limitante. Já na agressão por CO_2 , o produto final $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$ é solúvel, e sua remoção do sistema depende da difusão para fora do concreto, ou então do arraste pela água se houver percolação do concreto.

São estes os mesmos mecanismos pelos quais se verifica a reposição dos íons agressivos já consumidos. Dentro do concreto a movimentação dos íons agressivos e íons dos produtos solúveis são governados por mecanismos químicos e físico-químicos cuja intensidade é da mesma ordem de grandeza. Movimentam-se portanto com velocidade aproximadamente igual.

Já do lado do solo, fatores como teor de íons na água, a permeabilidade e a natureza do solo, intervém na movimentação dos íons agressivos, seus deslocamento podendo vir a ser mais lento no solo do que no próprio concreto.

Para todos os efeitos práticos do estudo da ação da água subterrânea sobre o concreto resulta então que o fator limitante da deterioração do concreto pela água subterrânea agressiva é a taxa de reposição dos íons agressivos consumidos no ataque ao concreto. A taxa de deterioração do concreto depende fundamentalmente da taxa de reposição dos íons agressivos já consumidos. Se esta for insignificante, a taxa de deterioração do concreto será igualmente insignificante.

Consequentemente uma alta concentração inicial de íons agressivos na água subterrânea terá como efeito um ataque inicial intenso. Entretanto, se a reposição dos íons for

inexpressiva a velocidade das reações químicas diminuirá com rapidez até estacionar ao nível condicionado pela taxa de reposição dos ions agressivos.

Olhando o problema pelo lado externo ao concreto deve-se antes de mais nada existir uma película de água entre solo e concreto, por intermédio do qual ocorre a renovação de ions agressivos. Tem-se que considerar:

- renovação da película com percolação do concreto pela água;
- renovação da película com escoamento da água externamente;
- água da película sem renovação, a movimentação dos ions sendo por difusão.

A película se renovara se o solo for de permeabilidade suficiente para permitir um deslocamento significativo de água. Considera-se de modo geral um solo com coeficiente de permeabilidade $k > 10^{-2}$ cm/seg. (lei de Darcy) capaz de permitir um deslocamento da água significativo.

De fato, para um solo arenoso com $k=10^{-2}$ cm/seg., e admitindo-se um gradiente de coluna piezométrica de 10^{-2} cm c.a./cm resultara uma velocidade da água subterrânea de 10^{-4} cm/seg. ou seja 9 cm/dia.

Uma película de água de contato com o concreto, com espessura de 0,1 cm, seria renovada 90 vezes por dia. Já no solo com $k=10^{-3}$ cm/seg. a renovação da película no exemplo acima cai para 9 vezes por dia, dando uma reposição de ions próxima da ordem de grandeza que se poderia esperar por difusão. Quando um solo apresenta $k < 10^{-6}$ cm/seg., ele já é praticante impermeável, ainda que o próprio solo possa conter mais de 50% de água, como no caso de certas argilas. A água e também os ions acham-se então firmemente retidos e bloqueados pela estrutura coloidal da argila.

Não há portanto renovação da película de água no concreto. A pequena renovação da água nos solos com $k < 10^{-2}$ cm/seg. permite na norma Russa H114-54 diminuir a agressividade de um grau. Nova diminuição pode ser feita para solos com $k < 10^{-4}$ cm/seg.

Quando a vazão da água junto ao concreto for insignificante, a reposição dos íons agressivos já consumidos somente poderá ocorrer por mecanismo físico-químicos que envolvem fenômenos de osmose e de difusão.

Imagine um película de água de espessura da ordem entre 0,1 a 0,2 cm. Não havendo renovação da água (película estacionária), a reposição de íons deve ocorrer por difusão através dessa película. O fluxo de íons através da película, depende do gradiente de concentração iônica e de uma constante de difusão característica para cada tipo de íons, conforme expresso pela Lei de Fick:

$$J = - D \frac{dc}{dx}$$

onde

J (mol/cm²/seg.) - fluxo de íons

D (cm²/seg.) - coeficiente de difusão

c (mol/cm³) - concentração da espécie iônica ou molecular em questão

x (cm) - distância percorrida

dc/dx - gradiente de concentração

4.2.1.4 Metodologia de Ensaio

Não há atualmente nenhuma metodologia de ensaio universalmente aceita para caracterizar a estrutura porosa do concreto ou para relacioná-la a sua durabilidade, mas a seguir se apresentam as duas linhas metodológicas mais empregadas para avaliação da durabilidade, e que melhor explicam os vários mecanismos de deterioração: a escola americana (ACI), e a escola alemã (DIN). Estas metodologias tem norteado as especificações de controle da durabilidade do concreto de praticamente todo o mundo.

Especificamente para o controle do concreto projetado é importante a direção em que o corpo de prova é ensaiado. Os resultados são bastante diferentes quando estes se

realizam na mesma direção do bico de projeção ou perpendicular ao bico de projeção que confeccionou o concreto. Assim tem-se os ensaios de:

- absorção por imersão e fervura (ASTM-C-642); e
- penetração de água sob pressão (DIN 1048, mas antes de 1980 era o método Sueco).

Nas obras metroviárias brasileiras tem-se controlado também:

- a resistividade elétrica volumétrica (NBR 9204);
- a absorção por capilaridade (NBR 9779).

Recentemente tem executado, em caráter experimental os ensaios de:

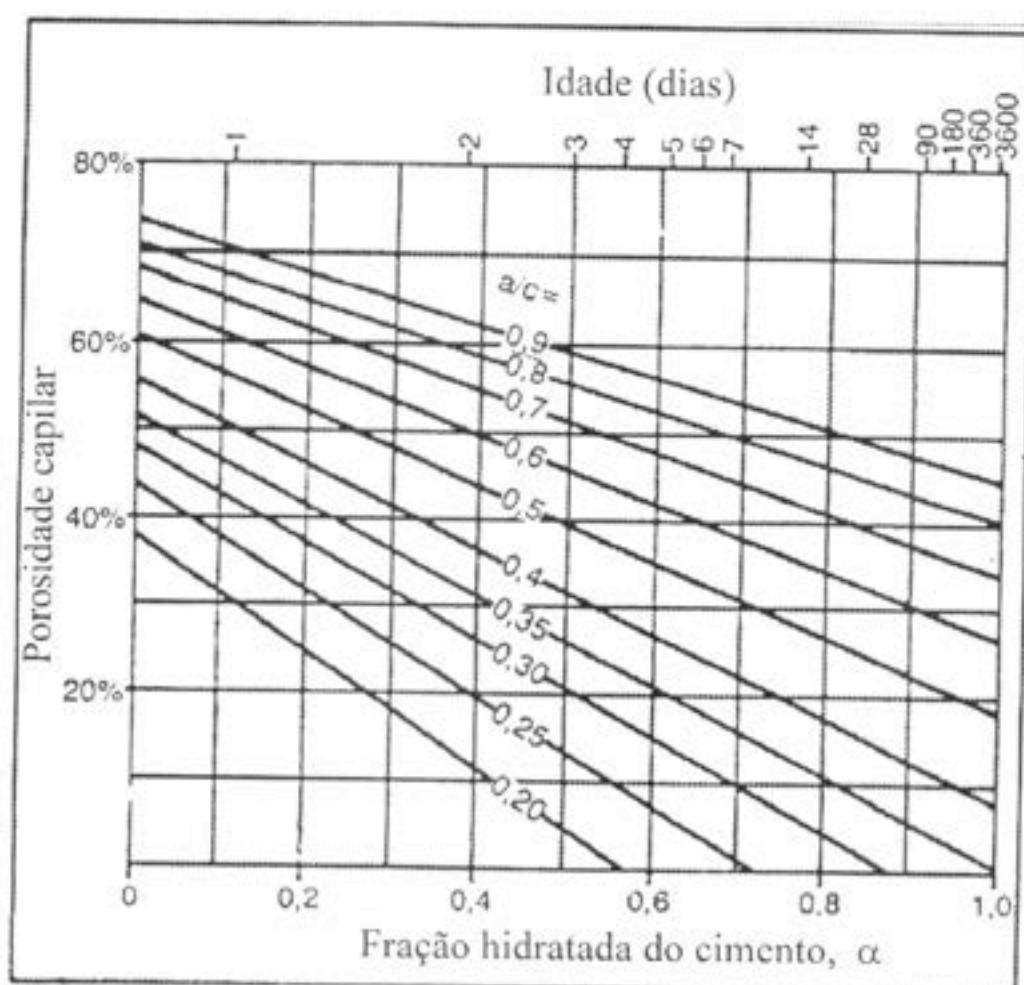
- permeabilidade ao ar (CEMBUREAU); e
- permeabilidade iônica (AASHTO T 277).

4.2.2 Resistência

A resistência do concreto é explicada através de forças físicas denominadas de Van der Walls, sendo o seu grau de atuação dependente das superfícies disponíveis. Os cristais de CSH e aluminatos de cálcio hidratados possuem área específica e capacidade de adesão elevadas. Estes tendem a aderir uns aos outros e também a sólidos de área específica baixa (hidróxido de cálcio, grãos de clínquer anidro, agregados, cimento anidro, etc.).⁽⁴⁵⁾

A resistência está baseada na parte sólida sendo os vazios encarados como defeitos, a não ser que não tenham influência sobre as forças de Van der Walls como é o caso do espaço interlamelar dos cristais de CSH.

Assim sendo, a ruptura começa nos grandes poros capilares estabelecendo-se uma relação inversa entre porosidade e resistência.⁽⁴⁵⁾



POROSIDADE CAPILAR EM FUNÇÃO DA FRAÇÃO HIDRATADA DO CIMENTO E DA RELAÇÃO ÁGUA-CIMENTO

FIGURA 4.2

A Figura 4.2 mostra, empregando a teoria de POWERS⁽⁴⁸⁾⁽⁵¹⁾, as variações na porosidade capilar para vários graus de hidratação em pastas de cimento com diferentes relações água-cimento. Aqui é possível se verificar o efeito do valor crescente da relação água-cimento sobre a porosidade e conseqüentemente sobre a resistência e a permeabilidade.

Devido ao fenômeno de absorção de água pela superfície dos agregados a relação água-cimento no contato pasta-agregados é maior que na matriz da argamassa.⁽⁴⁵⁾ Desta maneira é infundada a afirmação corrente de que a resistência não tem correlação com a durabilidade.

A metodologia de ensaio empregada é a estabelecida na NBR5739.

4.3 LIMITES ESPECIFICADOS

Estabelecida uma metodologia confiável, tarefa ainda não satisfatoriamente executada, tem-se o problema da interpretação dos ensaios e a sua harmonia com os fatos práticos.

A especificidade do concreto projetado em relação ao convencional está relacionada a diversos aspectos, entre eles destacam-se: a existência da reflexão, a energia de compactação, a dependência da experiência do mangoteiro, na possibilidade de se produzir concreto com baixíssima relação água-cimento, na solicitação por esforços em idades muito jovem, no emprego de aditivos aceleradores, e a adoção prática de que concreto projetado de túnel não se cura. Estas diferenças exigem diretrizes de dosagem diferentes das praticadas pelo concreto convencional, principalmente quanto ao consumo mínimo de cimento e relação água-cimento máxima para os diversos perfis de agressividade. O problema é tão complexo que existem grandes diferenças entre parâmetros controlados via placa e os obtidos diretamente da estrutura.

Mas, independente do tipo de concreto tem-se dificuldade na interpretação dos resultados quando se tenta harmonizar com o comportamento estrutural do túnel.

4.3.1 Durabilidade

O conhecimento da superfície de acesso aos poros do concreto, da quantidade de agentes agressivos que podem entrar, da quantidade de agentes que podem reagir, da concentração destes agentes na água, da morfologia dos poros que permitirão acesso dos agentes agressivos ao interior do concreto, e das características do produto desta reação. Dentro deste balanço de fatores para se assegurar a durabilidade é extremamente importante a impermeabilidade do material, pois a deterioração do concreto pela água agressiva cresce com o aumento da porosidade capilar da pasta de cimento endurecida.

A seguir apresentam-se os limites normalmente especificados* para túneis localizados na cidade de São Paulo com a função de saneamento e rodo-ferroviários; mas cabe lembrar que estes limites devem ser compatibilizados com os mecanismos de agressividade do local onde será construída a obra. Os limites a seguir apresentados se aplicam tanto para o concreto convencional como para o projetado:

- absorção de água por imersão e fervura (NBR-9778) $\leq 8\%$;
- massa específica (densidade) seca (NBR-9778) \geq (massa específica teórica da mistura - 100,0) kg/m^3 ;
- penetração de água sob pressão (NBR-10787) ≤ 50 mm (túneis profundos submersos ou localizado em maciço permeável),
- penetração máxima sob pressão (ensaio até 0,3 MPa) ≤ 30 mm (túneis rasos ou em material impermeável);
- absorção capilar (SIA 162/1): determinar o coeficiente de absorção angular para a idade de ensaio de 24 horas obtido do gráfico da curva de desempenho da absorção capilar versus tempo, para o período mínimo de duração do ensaio de 15 dias. Os corpos de prova devem ter seus ensaios iniciados à idade de 28 dias. O limite de aceitação dado pelo coeficiente de absorção capilar para a idade de ensaio de 24 horas é de $a_{24} \leq 15,0 \text{ g/m}^2/\text{s}^{1/2}$. Absorção Capilar (pelo método normalizado/ antes 1993) $\leq 0,600 \text{ g/cm}^2$;
- resistividade elétrica - volumétrica (NBR-9204):
 - revestimento de primeira fase $\geq 10.000 \text{ } \Omega\text{cm}$ para condição Saturado Superfície Seca; e

* Especificações Técnicas: Concreto Convencional e Projetado METRÔ/SP, 1979, 1982, 1986, 1994
 Concreto Convencional e Projetado - CBTU, 1985
 Concreto Convencional e Projetado - EMURB, 1987
 Serviços de Túneis - DERSA, 1988
 Austrian Concrete Society, Guidelines on Shotcrete, 1990
 EFNARC Specification for Sprayed Concrete, 1993
 Especificação de Serviço, METRÔ- LISBOA, 1994
 Concreto Convencional e Projetado METRÔ/DF, 1996
 Concreto Convencional e Projetado METRÔ/RJ, 1996

- revestimento de segunda fase $\geq 15.000 \Omega\text{cm}$ para condição Saturado Superfície Seca, para ser aplicado o sistema impermeabilizante manta de PVC, e $60.000 \Omega\text{cm}$ para condição Saturado Superfície Seca nos demais casos; e
- o limite de permeabilidade para se considerar um concreto impermeável é de 10^{-5} cm/h, e para estanqueidade excepcional deve-se exigir 10^{-6} cm/h.

Os valores dos ensaios expressam a qualidade “potencial” do material concreto. As próprias metodologias de ensaios, em especial no concreto projetado, escolhem a “melhor parte” do corpo de prova, pois não se ensaiam falhas.

Os parâmetros especificados somente possuem validade desde que associados a uma série de procedimentos de projeto e construtivos.

CONSUMO MÍNIMO DE CIMENTO E RELAÇÃO ÁGUA/CIMENTO EM FUNÇÃO DA AGRESSIVIDADE DO MEIO PARA ESTRUTURAS DE CONCRETO CONVENCIONAL

CLASSE DE EXPOSIÇÃO	TIPO DE CONCRETO	RELAÇÃO ÁGUA/CIMENTO EFETIVA MÁXIMO (Kg/Kg)			CONSUMO MÍNIMO DE CIMENTO (Kg/m ³)		CLASSES DE RESISTÊNCIA NBR-8953
		a	b	c	a	b/c	
ambiente seco	S	0,65			260		\geq C20
	A/P	0,60			300		\geq C25
ambiente úmido	S	0,65			275		\geq C20
	A	0,60			300		\geq C25
	P	0,55			350		\geq C30
ambiente marinho	S	0,50			350		\geq C35
	A/P	0,45			400		\geq C40
águas tratadas	S/A/P	0,55			325		\geq C30
águas servidas	S/A/P	0,50			350		\geq C35
		a	b	c	a	b/c	
ambientes quimicamente agressivos (D)	S	0,55	0,50	0,45	280	300	\geq C30
	A	0,55	0,55	0,45	300	350	\geq C35
	P	0,55	0,50	0,45	350	400	\geq C34

S: simples A: armado P: protendido D: uso obrigatório de barreira química conforme estado
a = fracamente agressivo b = moderadamente agressivo c = fortemente agressivo

FONTE: ENV 206

TABELA 4.1

A seguir apresenta-se as principais recomendações que precisam ser adotadas na execução de túneis que empregam concreto de baixa permeabilidade, tanto para o concreto convencional como projetado, mas quando a diretriz restringir-se a um tipo específico de concreto, será ressaltado:

- Nenhuma infiltração através da estrutura de concreto, principalmente aquelas com mecanismo de lixiviação.
- Nenhuma armadura estrutural pode estar exposta.
- Toda e qualquer fissura deverá ser consolidada com resinas duráveis.
- Nenhuma segregação superficial no concreto deve ser verificada.
- Para o caso do concreto projetado, onde o controle tecnológico é efetuado através de corpos de prova obtidos da estrutura, estes:
 - podem apresentar descontinuidades na proporção máxima de 5% do número de corpos de prova obtidos da estrutura; e
 - deverão ter espessura igual ou superior à espessura fixada em projeto.
- Parâmetros dos Traços:
 - Tipo e Consumo de Cimento:

Para o concreto convencional deve-se empregar Cimento Portland compatível com o nível de agressividade do meio. A Tabela 4.1 apresenta as diretrizes normalmente seguidas nas especificações de túneis por empresas como o Metrô de São Paulo referente ao consumo mínimo de cimento em função do nível de agressividade do meio. O tipo de cimento deve ter natureza química conforme o tipo e o nível de agressividade do meio, e no caso de obras urbanas devido à probabilidade de alteração do nível de agressividade do meio durante os 100 anos de vida útil da obra tem sido recomendado o emprego de cimento Portland Resistente à Sulfatos (NBR5737).

No caso do concreto projetado deve ser respeitada as diretrizes estabelecidas na Tabela 4.1 e adicionalmente, independente do local de aplicação, as diretrizes de consumo mínimo de cimento igual ou superior a 350 kg/m^3 . Note que normalmente os procedimentos executivos do concreto projetado exigem um consumo mínimo “bem maior” que os preconizados pelas normas de durabilidade para o concreto convencional.

O consumo de cimento em função do diâmetro máximo do agregado apresenta diretriz diferente entre o concreto convencional e o projetado. Para o concreto convencional tem-se adotado a orientação de COUTINHO ⁽⁴⁶⁾ de que, "...dois concretos com diâmetros máximos D_1 e D_2 são equivalentes sob o ponto de vista de compacidade e resistência quando as suas dosagens de cimento estão na razão inversa da raiz quinta das dimensões dos agregados". Assim, a medida que aumenta o diâmetro máximo do agregado, a dosagem de cimento diminui na proporção da raiz quinta, isto é, $C=K/D^{1/5}$. O valor de K depende do nível de agressividade do meio e da idade do concreto ao entrar em contato com a água agressiva. Por exemplo, o K teria o valor entre 800 a 850 para concretos confeccionados com cimento Portland comum e que entrariam em contato com a água antes do início de pega. Neste caso, se o cimento fosse com adições especiais, o valor de K seria entre 750 a 800. Para o caso do concreto projetado, o consumo de cimento mínimo em função do tipo de agregado foi estabelecido empiricamente adotando-se o valor de 450 kg/m³ quando o diâmetro máximo do agregado é 9,5 mm; 400 kg/m³ para 12,5 mm, e 350 kg/m³ para 19 mm;

- Consumo de microsilica:

O COMITÉ EUROPÉEN DU BETON e a EFNARC determinam que o teor máximo de microsilica seja de 15%;

- Relação Água/Cimento:

A Tabela 4.1 apresenta as recomendações sobre a relação água-cimento máxima em função do nível de agressividade do meio. Para o caso do concreto projetado com revestimento definitivo, este nunca poderá superar 0,5 devido a problemas de compactação;

- Tipo de Agregados e Distribuição Granulométrica:

Para o concreto projetado, a curva granulométrica dos agregados combinados deve se aproximar o melhor possível das orientações estabelecidas pelo ACI 506, conforme se transcreve na Tabela 4.2.

As normas americanas, como as européias, canadenses e sul-africanas recomendam que abaixo da peneira 0,125 mm obtenham-se entre 3% a 10% de material passante. Os manuais japoneses recomendam entre 4% a 6%. Para o concreto convencional seguem-se as orientações da ABNT.

**LIMITES DE GRADUAÇÃO PARA COMBINAÇÃO
DE AGREGADOS PARA CONCRETO PROJETADO**

TAMANHO DE PENEIRA	% EM PESO PASSANTE PELA PENEIRA		
	GRAU Nº 1	GRAU Nº 2	GRAU Nº 3
19 mm	-	-	100
12 mm	-	100	80-95
10 mm	100	90-100	70-90
4,75 mm	95-100	70-85	50-70
2,4 mm	80-100	50-70	35-55
1,2 mm	50-85	35-55	20-40
0,6 mm	25-60	20-35	10-30
0,3 mm	10-30	8-20	5-17
0,15 mm	2-10	2-10	2-10

FONTE : ACI 506R-90

TABELA 4.2

De uma maneira geral, devido às dificuldades encontradas pelo mercado de fornecer produtos que atendam aos requisitos técnicos apresentados, tem-se na prática, executado obras sem o atendimento integral dessas orientações. No item 4.3.3 são apresentadas sob o ponto de vista teórico ponderações de algumas práticas que ultimamente vem ocorrendo nas obras da cidade de São Paulo; e

- Aditivo Acelerador de Pega para Concreto Projetado:
Emprego de aditivo acelerador não alcalino.
- Distância Máxima das Armaduras ao Substrato para o Concreto Projetado:
As irregularidade do revestimento devem ser preenchidas com concreto projetado de modo que sejam evitadas sombras de projeção, sendo a distância máxima de fixação da armadura em relação à superfície do substrato de 8 cm.
- Dimensões Máximas de Armação das Telas para o Concreto Projetado:
As telas metálicas deverão apresentar uma bitola máxima estrutural de 12,5 mm, com espaçamento mínimo de 12,5 cm.

- Teor Máximo de Partículas em Suspensão do Processo Via Seca ou Úmida para o Concreto Projetado:
Conforme legislação trabalhista vigente. Estes problemas de saúde e as implicações econômicas serão discutidas no capítulo 6.
- Cobrimento das Cambotas ou Qualquer Armadura para o Concreto Projetado:
As cambotas ou armaduras deverão apresentar um cobrimento mínimo de concreto projetado de 3 cm para serem consideradas como elementos colaborantes definitivos na estabilidade do túnel.
- Instalação de Chumbadores e Insertos para o Concreto Projetado:
Deverá ser previsto pelo Projeto a delimitação de áreas para a instalação de chumbadores.
É vedado, tanto na etapa durante a execução como na etapa obra concluída, o emprego de insertos que comuniquem o concreto projetado de primeira fase com o concreto (projetado ou convencional) de segunda fase integrantes do revestimento do túnel.
No caso de túneis em rocha em que tenhamos apenas uma fase de revestimento o chumbador poderá atravessar o revestimento e se apoiar dentro da rocha.
Em qualquer caso os chumbadores ou insertos deverão ser instalados com sistema vedante de infiltrações, pois sob nenhuma circunstância estes poderão introduzir infiltrações.

4.3.2 Resistência

A resistência e a permeabilidade da pasta são duas faces da mesma moeda no sentido de que ambas estão intimamente ligada à porosidade capilar.

Especifica-se como resistência à compressão mínima atualmente (NBR-5739) o valor de 25 MPa, tanto para concreto convencional como para projetado.*

* Especificação do METRÔ/SP

4.3.3 Pontos de Vista sobre algumas Diretrizes Tecnológicas

a) Permeabilidade ao Ar

Somente recentemente, a partir de 1991, é que o parâmetro permeabilidade ao ar começou a ser medido. A sua grande vantagem é se tratar de um método que obtém dados diretamente da estrutura. A metodologia mais empregada é a aprovada pelo CEMBUREAU. Estão sendo levantado dados em diversos tipos de estruturas, no Brasil e no Exterior, mas ainda não se dispõem de informações suficientes para se emitir uma especificação normativa.^{(48) (52)}

b) Permeabilidade à Água

Quanto ao parâmetro permeabilidade à água, apesar de existir um número especificado correntemente nas obras, na verdade poucos estudos sistemáticos foram encontrados na literatura sobre a permeabilidade do concreto. Alguns são até contraditórios, e, talvez, influenciado pelas condições de agressividade da água empregado no ensaio. O estudo mais importante realizado até hoje, e que constitui a base de nossos conhecimentos, foi publicado em 1935 por RUETTIGERS, VIDAL e WING⁽⁴⁶⁾, quando estudou-se o concreto da barragem de Boulder.

c) Emprego da Microsilica

A microsilica tem sido encontrada tanto nos traços de concreto projetado como de convencional, mas tem-se notado ganhos de eficiência bem diferenciados. Enquanto que no concreto convencional tem-se obtido o concreto de alto desempenho com resistências acima de 50 MPa e parâmetros de durabilidade em patamares excelentes, em contrapartida os ganhos no concreto projetado não foram tão significativos.

O emprego da microsilica no concreto projetado tem, na verdade, assegurado ao atendimento dos parâmetros normalmente especificados com maior facilidade e minimizando os problemas de desvios de produção. O pesquisador MORGAN⁽⁵³⁾ recomenda que o consumo de microsilica esteja entre 8% a 13%. A experiência tem demonstrado que traços de concreto com consumo superior a 12% aumenta o quadro fissuratório da estrutura, tanto no concreto convencional como no

projetado, mas em contrapartida valores de consumo inferiores a 5% tem efeito praticamente insignificante. Tem-se notado que os traços praticados em obras no Exterior e no Brasil tem empregado o agregado graúdo tem diâmetro máximo de 9,5 mm a 12,5 mm como diâmetro máximo e associado o emprego de microsilica para assegurar ao atendimento dos parâmetros de durabilidade. Parece então que a microsilica tem sido empregada para minimizar a reflexão e corrigir deficiências granulométricas. Quando se dosa o concreto projetado com microsilica para se minimizar a reflexão deve-se calcular a superfície específica de todos os materiais secos que compõem o traço, de modo que a sua soma alcance valores superiores a 450.000 cm²/kg de concreto.

Tem sido recomendado o emprego da microsilica não densificada cujo o teor de SiO₂ > 85% a 90%; o total de álcalis < a 1%, e com hidraulicidade de 100%, mas muitos pesquisadores não estabelecem diferenças. Mas a prática tem demonstrando problemas de auto-dissecação quando a microsilica é densificada devido a problemas de homogeneização. Cabe lembrar que o uso da microsilica exige o emprego de superplastificantes. Em obras, onde o concreto com microsilica vai ser lançado sobre concreto existente, como por exemplo a aplicação de um revestimento de concreto de segunda fase de um túnel, convencional ou projetado, sobre o revestimento de primeira, deve-se limitar o seu consumo e assegurar uma cura extremamente cuidadosa para se evitar o aparecimento de quadro fissuratório.

d) Via Seca ou Via Úmida?

No processo de concreto projetado via seca é possível se empregar relação água-cimento bem inferior ao praticado pelo processo via úmida, conseqüentemente os parâmetros de durabilidade e resistência do processo via seca são melhores, e as vezes muito melhores, que os obtidos pelo processo via úmida.

e) Relação Água-Cimento Máximo

Praticamente todas as especificações apresentam limitações quanto ao emprego da relação água-cimento, mas referenciando-se a durabilidade do concreto em relação à agressividade do meio.

Ressaltam-se as considerações de MCMILLAN e LYSE apud COUTINHO⁽⁴⁶⁾, onde apresenta a relação água-cimento máxima, mas sob o ponto de vista de estanqueidade da estrutura. Desta maneira eles publicaram que não se devem usar relações água/cimento superiores a 0,54 em seções delgadas ($K < 0,5 \cdot 10^{-5}$ cm/h), nem maiores que 0,62 (K de 0,1 a $1,5 \cdot 10^{-5}$ cm/h) para obras de dimensões tipo concreto massa.

f) Consumo Máximo de Água

Visando assegurar os parâmetros de durabilidade além da relação água cimento tem-se especificado, tanto no concreto convencional como no projetado, o consumo máximo de água, que está girando em torno de 180 litros/m³ de concreto.

g) Teor de Argamassa

Cabe comentários especiais somente para o concreto projetado. Os primeiros traços praticados no Brasil em 1978 a 1982 possuíam teor de argamassa entre 52% a 56%, pois este empregavam brita 1 (19 mm) como diâmetro máximo. Atualmente os traços tem empregado o diâmetro máximo de 12,5 mm e o teor de argamassa está girando entre 65% a 75%. O valor de 75% tem sido encontrado como referência em diversos países, especialmente no Japão⁽⁵⁴⁾, cujo o principal objetivo é minimizar a reflexão, mas é importante lembrar que eles tem empregado o concreto projetado como revestimento provisório.

Os diversos ensaios publicados asseguram que quanto menor o teor de argamassa é mais fácil de se atender aos parâmetros de durabilidade.

h) Relação Areia-Cimento

No Brasil, para os primeiros concretos projetados produzidos, este valor tem girando entre 2,2 a 2,4. Atualmente esta relação tem variado entre 2,5 a 3,5 detectados em traços praticados pelos japoneses, americanos e canadenses.

i) Relação areia (0-4,8)-agregados (4,8-9,5)

No Brasil, para os primeiros concretos projetados produzidos, esta relação girava entre 1,1 a 1,2. Atualmente os traços praticados no Exterior, e em especial pelos japoneses e canadenses, apresentam esta relação na faixa entre 2,5 a 2,7.

j) Diâmetro Máximo dos Agregado Graúdo

Os manuais japoneses⁽⁵⁴⁾ de procedimentos construtivos orientam que para a via úmida deve-se empregar 8 mm como diâmetro máximo do traço, mas o concreto não empregado como estrutura definitiva.

Os manuais Austríacos de concreto projetado⁽⁵⁵⁾, assim como EFNARC, recomendam que para obras de responsabilidade estrutural o diâmetro máximo dos agregados no traço deve estar entre a faixa de 4 a 16 mm, dando-se preferência para a faixa de 11 a 12 mm.

As primeiras obras em NATM no Brasil empregaram brita 1 no traço de concreto projetado via seca, a saber: os túneis da ENGEFER; os túneis Eliana e Ana Luisa da SABESP; e o túnel da Extensão Norte do METRÔ/SP. Nestas obras os parâmetros de durabilidade foram facilmente alcançados, que se tornaram referência e a força motriz da difusão do emprego do concreto projetado como revestimento definitivo de túneis no Brasil, pioneirismo da engenharia nacional.

Hoje o mercado apresenta a nítida tendência do emprego de traços de projetado, via seca e úmida, com diâmetro máximo de 12,5 mm. Mas, com esta "filosofia" de traço tem-se apresentado dificuldades em se atender aos parâmetros de durabilidade especificado, e como este fato irá refletir sobre o desempenho das estruturas ainda não se sabe. As obras com brita 1 no Brasil ultrapassam 18 anos, e praticamente ainda não se evidenciou patologias sérias. As obras com diâmetro máximo 12,5 mm não ultrapassam os 5 anos. O estabelecimento de comparações de desempenho entre obras somente sob este aspecto é difícil devido ao grande número de fatores externos intervenientes, em alguns casos bem diferentes.

A explicação do mercado, em optar pelo emprego de traços de concreto com diâmetros máximos cada vez menores não é técnica, e sim econômica. Estes

apresentam menos problemas com elevada reflexão, envolvendo características tais como:

- diminuição de custo devido ao desgaste de equipamentos;
- diminuição de volume de concreto lançado para confeccionar a mesma quantidade de revestimento;
- menor retrabalho devido a retirada do material refletido; e
- menor risco de acidente com a mão de obra.

k) Discussão teórica do efeito do diâmetro máximo dos agregados na impermeabilidade do concreto

É sabido que o excesso de água de amassamento visando adequar a trabalhabilidade do concreto pode ficar depositada debaixo das partículas do inerte aumentando a sua permeabilidade. Os estudos de RUETTIGERS, VIDAL e WING apud COUTINHO⁽⁴⁶⁾ determinaram que para concretos com igual trabalhabilidade e mesma relação água-cimento, a permeabilidade aumenta quando se aumenta o tamanho do agregado, ao contrário do que acontece com a resistência. Esta informação merece alguns reparos, pois ao se confeccionar duas argamassas com a mesma relação água, sendo que em uma delas se adiciona agregados a superfície específica desta diminui, em termos de m^2/kg de concreto, resultando em excesso de água. Este excesso de água precisa ser retirado para se obter um traço de concreto de boa qualidade, sendo este o procedimento normal da prática. DURIEZ apud COUTINHO⁽⁴⁶⁾ afirmou que os resultados obtidos nos estudos de RUETTIGERS, VIDAL e WING, deve-se provavelmente aos maiores vazios causados pelo acúmulo de água na parte inferior dos agregados, e será válido, talvez, somente para os concretos estudados.

A introdução de partículas de agregado com baixa permeabilidade em uma pasta de cimento deveria diminuir a permeabilidade do sistema, em especial em pastas com alta relação água-cimento onde a porosidade capilar é elevada, porque as partículas de agregado deveriam interceptar os canais de fluxo dentro da matriz da pasta de cimento. Generalizadamente o concreto bem executado deve apresentar grau de permeabilidade inferior ao das argamassas, e a metodologia de análise de se comparar pasta com concreto “equivalente” (obtido através da adição de

agregados) não nos parece lícita, pois estamos comparados produtos fundamentalmente diferentes. Comparando-se pasta de cimento com concretos que empregam o mesmo consumo de água, portanto, produtos com a mesma relação água-cimento e grau de maturidade, estes deveriam apresentar um coeficiente de permeabilidade menor. Na verdade a colocação de agregados transforma a pasta em outro material completamente diferente, não se tratando apenas de uma pasta com agregado, e sim de um material denominado de concreto.

Segundo o MEHTA⁽⁴⁵⁾, dados práticos indicam ao contrário, isto é, a adição de agregados a uma pasta de cimento ou argamassa aumenta consideravelmente a permeabilidade. Segundo ele a granulometria e o tamanho do agregado afetam as características de exsudação de uma mistura de concreto a qual, por sua vez possibilita ter-se grandes diferenças na relação água-cimento entre a matriz de argamassa e a zona de transição. Em geral, para ele, todos os outros fatores permanecendo os mesmos, quanto maior o agregado, maior será a relação água-cimento local na zona de transição, e conseqüentemente menos resistente e mais permeável será o concreto. Mas ele afirma que contraditoriamente o coeficiente de permeabilidade da lei de Darcy, em geral diminui com o aumento do diâmetro e do teor de agregados graúdos. Pode-se talvez ser explicado, pelo fato da permeabilidade medida ser global e não localizada, e sempre entre os agregados de concretos bem dosados existir argamassa, sendo esta então o elo determinante da permeabilidade. Somente nos casos com traços contendo excesso de agregados, ter-se-ia contatos diretos entre esses propiciando a preponderância da relação água-cimento local elevada, como fator determinante da permeabilidade global.

A observação sobre desempenho de estruturas enterradas executadas em argamassa armada e de revestimento de túneis executados em concreto fornece indicativos de que as diretrizes apresentadas por DURIEZ⁽⁵⁷⁾ sejam mais coerentes.

1) Emprego de Areia Fina

O mercado paulista vem apresentando, nos últimos 4 anos, a tendência de empregar areias finas nos traços de concreto. Estas areias tem corrigido a granulometria das areias grossas e permitido traços de concreto com boa trabalhabilidade com menor consumo de cimento, apesar do aspecto rugoso. É

preciso ressaltar que esta prática tem limites tecnológicos e poderá apresentar problemas no concreto sob o ponto de vista de durabilidade.

Segundo DURIEZ⁽⁵⁷⁾, o caminho capilar da água não se faz através da pasta de cimento hidratado, e para que o concreto não seja higroscópico é necessário que pelo menos se verifique a condição de que a areia fina, com dimensão inferior a 0,3 mm não entre na composição do concreto em proporção superior a 5 ou 10%. Com esta medida evita-se o contato direto entre as partículas inertes, responsáveis pela subida capilar, pois estas deverão ser envolvidas por pasta de cimento

Estudos correlacionando permeabilidade com consumo de cimento compostos com traços de concreto com diâmetro máximo de 38 mm, para uma mesma trabalhabilidade, com distribuição granulométrica de FULLER, mas com areias sem finos de 0,3 mm e 0,6 mm revelaram, para o método do cilindro furado (limite 10^{-5} cm/h), que é necessário para se assegurar portanto o mesmo nível de permeabilidade:⁽⁵⁷⁾

- consumo mínimo de cimento de 300 kg/m³ para traços de concreto com areia sem elementos inferiores a 0,6 mm; e
- consumo mínimo de cimento de 350 kg/m³ para traços de concreto com areia sem elementos inferiores a 0,3 mm;

Nota-se então uma incoerência com os procedimentos práticos detetados no mercado paulista.

Neste momento é importante ressaltar que os mais baixos coeficientes são obtidos com areias grossas, isto é, as que faltam elementos com dimensão inferior a 0,3 mm. Quando há deficiência de cimento o aumento de permeabilidade é maior que do que quando se emprega areias finas.

Para se conseguir coeficiente baixo de permeabilidade com areias finas é necessário se empregar mais cimento, e ainda assim os coeficientes nunca serão tão baixos como os obtidos com a areia grossa.

Nestes casos somente adições que se juntam ao cimento, em teores superiores a 5% do seu peso, e tem propriedade de se combinar (efeito pozolânico) criando

ligações sólidas com os produtos hidratados do cimento são eficazes na redução da permeabilidade, principalmente quando se fala da permeabilidade sob pressão. Se estas areias finas ou qualquer produto muito fino não criarem ligações sólidas com o cimento, podem-se até ter ação prejudicial por criarem capilares com raios muito reduzidos, o que aumenta a absorção capilar, além de que são facilmente arrastados pela água sob pressão, aumentando a permeabilidade com o tempo. Os aditivos hidrofugantes que tornam repelentes a água às paredes dos capilares não tem influencia no coeficiente de permeabilidade.

O teor de adições com efeito pozolânico que poderiam ser adicionados ao concreto e diminuir a permeabilidade por capilaridade seria, em porcentagem de substituição de cimento, para superfície específica entre:

- 10000 a 20000 cm^2/g 20 a 30% do peso de cimento;
- 20000 a 30000 cm^2/g 10 a 20% do peso de cimento; e
- superior 30000 cm^2/g 10% do peso de cimento.

m) Aditivo Acelerador de Pega no Concreto Projetado

Estes aditivos, à base de carbonatos silicatos ou aluminatos, prejudicam os parâmetros de durabilidade e resistência, recomendando-se que se empregue na menor porcentagem possível. A nova geração de aditivos não alcalinos praticamente não prejudicam estas propriedades, e o concreto se comporta a longo prazo como se não tivesse sido aditivado com estes aceleradores. Também existe a vantagem adicional de não oferecerem riscos à saúde dos operários.

O aditivo auxilia nos casos extremos quando tem-se a entrada de infiltrações visando evitar os deslocamentos de concreto.

Sempre é bom frisar que o excesso de aditivo gera "pegas" cada vez mais rápidas dificultando a compactação adequada do concreto projetado na estrutura.

4.4 LEVANTAMENTO E DISCUSSÃO DE DADOS

4.4.1 Experimentos

4.4.1.1 Experimento de Campo para Análise dos Critérios de Averiguação das Resistências de Projeto

a) Descrição

Este estudo visou colaborar no fornecimento de diretrizes para a escolha entre os critérios disponíveis de determinação da resistência estimada de obra para a averiguação da resistência de projeto. Este experimento consistiu na compilação e interpretação de dados obtidos do acompanhamento de execução de dois túneis, onde foram retirados corpos de prova da estrutura em locais próximos onde foram moldadas placas de controle de produção.

Os valores de resistência de cada um dos túneis foram divididos em 4 maneiras diferentes aplicando-se os critérios da NBR 6118 e do ACI 506, da seguinte maneira, para:

- o ACI 506 a cada 38 m³, resumidas nas Tabelas 4.3 e 4.7, respectivamente para os túneis leste e oeste;
- a NBR 6118 a cada 2 diâmetros, resumidas nas Tabelas 4.4 e 4.8, respectivamente para os túneis leste e oeste;
- a NBR 6118 a cada 20 m; resumidas nas Tabelas 4.5 e 4.9, respectivamente para os túneis leste e oeste; e
- a NBR 6118 a cada 2 semanas; resumidas nas Tabelas 4.6 e 4.10, respectivamente para os túneis leste e oeste.

Adicionalmente estabeleceu-se que, quando houver alteração nos materiais independentemente do critério, ter-se-ia a formação de um novo lote.

EXTENSÃO NORTE / TÚNEL LESTE
CRITÉRIO DO ACI 506 - AMOSTRAGEM A CADA 38 M²

LOTE nº	AVANÇO		PERÍODO	PAINEL MOLDADO				REVESTIMENTO - CORPOS DE PROVA EXTRAÍDOS					Obs.	
	Cal.	Reb.		Consumo de cimento (Kg/m ²)	Resis. Média a comp. (MPa)				Traço nº	Resistência a Compressão (MPa)				
					10h	24h	3d	28d		Idade do CP (dias)	fcj (MPa)	fc ₂₈ (MPa)		fck est. (MPa)
1	1	1	20/abr a 03/mai	SCE	2,7	9,8	17,1	28,7	5	48	29,6	28,6	22,1	
	a	a			16,9	18,9	20,4	5		43	15,5	15,1		
	a	a						5		34	19,4	19,2		
	15	15						5		317	23,2	19,8		
2	16	6	04/mai a 13/mai						5	26	19	19,3	n < 3	
	a	a						5		302	22,5	19,3		
3	28	12	16/mai a 25/mai			12,1	21,2	26	5	17	16,4	18,1	19,3	
	a	a						5		300	24,8	21,3		
4	40	17	06/jun a 11/jun			8,8	16,7	20,4	28,4	1	73	22,8	21,1	20,5
	a	a						1	32		16,4	16,3		
5	52	23	14/jun a 20/jun	490/01	SCE	*21,0	*28,0	37,7	1	45	29,3	28,4	22,1	
	a	a								45	22,4	21,7		
	a	a								64	14,6	13,7		
	64	29								356	28,9	24,5		
6	65	30	21/jun a 25/jun	438/07	11,8	16,1	18,7	25,3	7	32	24,2	24	n < 3	
	a	a			5,9	13,1	16,5	21,1		7	35	24,2		23,9
7	76	35	27/jun a 01/jul	438/07	8,5	16,4	24,7	27,9	7	29	23,5	23,5	25,6	
	a	a						7		28	25,2	25,2		
8	88	41	01/jul a 07/jul	438/07	8,6	20,5	24,7	28,8	7	28	24,4	24,4	24,3	
	a	a								7	28	26,6		26,6
	a	a								7	28	22,4		22,4
	100	47								7	28	23,8		23,8
9	101	48	08/jul a 15/jul						7	32	23,6	23,4	23,2	
	a	a			7	36	24,5	24,2						
10	113	52	15/jul a 22/jul						7	29	22,1	22,1	n < 3	
	a	a			7	28	26,6	26,6						
11	114	53	23/jul a 29/jul	438/07	7,5	16	*25,40	36,9	7	28	34,8	34,8	23,5	
	a	a								7	28	24,7		24,7
	a	a								7	28	19,9		19,9
	139	61								7	28	18,5		18,5
12	139	61	29/jul a 30/ago	438/07	6,9	*16,3	20,6	24,3	7	109	21,8	19,5	n < 3	
	a	a						7		105	21,5	19,3		
13	140	62	31/ago a 14/out	438/07	8,7	12,7	17,2	23,3	7	65	22,9	21,5	**n < 3	
	a	a						7		74	12,7	**11,70		
14	158	70	14/out a 20/out	438/07	3,5	13,2	21,4	34,9	7	61	19,9	18,6	22,6	
	a	a									26	23		23,4
15	166	75	24/out a 28/out	438/07	SCE	17	21,5	32,5	43	50	22,7	21,8	n < 3	
	a	a									45	23,3		22,6
16	167	76	01/nov a 18/nov	438/07	SCE	8,6	23,6	31,6	31	43	22,9	22,3	n < 3	
	a	a									38	34,3		33,7
17	176	79	19/nov a 24/nov	438/07	SCE	8,6	23,6	31,6	31	21	20,9	20,8	n < 3	
	a	a									21	18,2		19,4
18	185	83	25/nov a 28/nov	448	7,9	10,9	13,2	19,1	109	64	20,5	18,4	n < 3	
	a	a									64	20,4		19,2
18	193	88	25/nov a 28/nov						76	11,8	10,9	n < 3		
	a	a												
18	194	89	25/nov a 28/nov						76	11,8	10,9	n < 3		
	a	a												

Nota: Todos os valores de resistência são relativos a C.Ps cilíndricos, SCE (sem condições de ensaio)

Obs: * Ensaios realizados em C.Ps com idades acima dos especificados.

** $f_{ck} = 11,70 \text{ MPa}$ ($13,10 \text{ MPa} = 0,75 \text{ fck}$)

TABELA 4.3

EXTENSÃO NORTE / TÚNEL LESTE
CRITÉRIO DA NBR 6118 - AMOSTRAGEM A CADA 2 DIÂMETROS

LOTE nº	AVANÇO		PERÍODO		PAINEL MOLDADO				REVESTIMENTO - CORPOS DE PROVA EXTRAÍDOS								
	Cal.	Reb.	Cal.	Reb.	Consumo de cimento (Kg/m³)	Resis. Média a comp (MPa)				Traço nº	Resistência a Compressão (MPa)				Obs.		
						10h	24h	3d	28d		Idade do CP (dias)	fcj (MPa)	fc ₂₈ (MPa)	fck est. (MPa)			
1	1	1	20/abr	25/abr		2,7	9,8	17,1	28,7	1	48	29,6	28,6	n < 6			
	a	a	a	a		SCE	16,9	18,9	20,4	5	43	15,5	15,1				
	16	8	04/mai	20/mai		5					5	34	19,4		19,2		
						5					5	317	23,2		19,8		
2	17	9	05/mai	10/mai						5	26	19	19,3	n < 6			
	a	a	a	a						5	302	22,5	19,3				
	31	16	18/mai	21/mai						5	300	24,8	21,3				
3	32	17	18/mai	23/mai			12,1	21,2	26	5	17	16,4	18,1	n < 6			
	a	a	a	a			1	73	22,8	21,1							
	46	23	09/jun	11/jun			1	32	16,4	16,3							
							1	47	24,8	24							
4	47	24	09/jun	14/jun	490/01	8,8	16,7	20,4	28,4	1	45	29,3	28,4				
	a	a	a	a		SCE	*21,0	*28,0	37,7	1	45	22,4	21,7				
	61	30	18/jun	21/jun		1	64	14,6	13,7								
						1	356	28,9	24,5								
5	62	31	18/jun	22/jun	438/07	11,8	16,1	18,7	25,3	7	32	24,2	24	n < 6			
	a	a	a	a		7	35	24,2	23,9								
	76	38	25/jun	28/jun		7	28	25,2	23,9								
6	77	39	27/jun	29/jun	438/07	8,5	16,4	24,7	27,9	7	29	23,5	23,5	n < 6			
	a	a	a	a						7	28	28	28				
	91	46	02/jul	06/jul						7	28	24,4	24,4				
										7	28	26,6	26,6				
7	92	47	02/jul	07/jul	438/07	8,6	20,5	24,7	28,8	7	28	22,4	22,4				
	a	a	a	a						7	28	23,8	23,8				
	107	52	12/jul	14/jul						7	32	23,6	23,4				
										7	36	24,5	24,2				
8	108	53	12/jul	15/jul						7	29	22,1	22,1	n < 6			
	a	a	a	a						7	28	26,6	26,6				
	124	58	21/jul	23/jul						7	30	24,8	24,7				
9	125	59	21/jul	26/jul	438/07	7,5	16	*25,4	36,9	7	28	24,7	24,7	n < 6			
	a	a	a	a						7	28	19,9	19,9				
	141	65	01/ago	28/ago						7	28	16,5	18,5				
										7	109	21,8	19,5				
10	142	66	01/ago	30/ago	438/07	8,7	12,7	17,2	23,3	7	65	22,9	21,5	n < 6			
	a	a	a	a						7	74	12,7	11,7				
	158	73	14/out	18/out						7	61	19,9	18,8				
11	159	74	14/out	19/out	438/07	3,5	13,2	21,4	34,9	26	23	23,4	n < 6				
	a	a	a	a						SCE	17	21,5		32,5	50	22,7	21,8
	173	80	27/out	28/out						45	23,3	22,6		43	22,9	22,3	
12	174	81	27/out	02/nov	438/07	SCE	8,6	23,6	31,6	38	34,3	33,7	n < 6				
	a	a	a	a						31	20,9	20,8					
	188	87	21/nov	22/nov						21	18,2	19,4		109	20,5	18,4	
13	189	88	22/nov	24/nov	448	7,9	10,9	13,2	19,1	64	20,4	19,2	n < 6				
	196	90	26/nov	28/nov						76	11,8	10,9					

Nota : O diâmetro médio do túnel foi adotado como igual a 6 metros. SCE (sem condões de ensaio)

Todos os valores de resistência são relativos a C.Ps cilíndricos.

Obs: * Ensaios realizados em C.Ps com idades acima das especificadas.

TABELA 4.4

EXTENSÃO NORTE / TÚNEL LESTE
CRITÉRIO DA NBR 6118 - AMOSTRAGEM A CADA 20 METROS

LOTE nº	AVANÇO		PERÍODO		PANEL MOLDADO				REVESTIMENTO - CORPOS DE PROVA EXTRAÍDOS						
	Cal.	Reb.	Cal.	Reb.	Consumo de cimento (Kg/m³)	Resis. Média a comp (MPa)				Traço nº	Resistência a Compressão (MPa)				
						10h	24h	3d	28d		idade do C (dias)	fcj (MPa)	fc ₂₈ (MPa)	fck est. (MPa)	
1	1 a 26	1 a 13	20/abr a 12/mai	20/abr a 18/mai		2,7	9,8	17,1	28,7	1	48	29,6	28,6	15	
						SCE	16,9	18,9	20,4	5	43	15,5	15,1		
										5	34	19,4	19,2		
										5	26	19	19,3		
										5	316	32,6	27,9		
										5	302	22,5	19,3		
2	27 a 51	14 a 25	13/mai a 11/jun	19/mai a 15/jun		8,8	12,1	21,2	28	1	32	16,4	16,3	16	
							16,7	20,4	28,4	5	17	16,4	16,1		
										1	47	22,8	21,1		
										1	47	24,8	24		
										1	45	22,4	21,7		
										5	300	24,8	21,3		
3	52 a 76	26 a 38	11/jun a 25/jun	16/jun a 28/jun	490/01 438/07 438/07	SCE	*21	*26	37,7	1	45	29,3	28,4	13,6	
							11,8	16,1	18,7	25,3	1	64	14,6		13,7
							6,9	13,1	16,5	21,1	7	32	24,2		24
										7	28	25,2	25,2		
										7	35	24,2	23,9		
										1	356	28,9	24,5		
4	77 a 101	39 a 50	27/jun a 08/jul	29/jun a 11/jul	438/07 438/07	8,5	16,4	24,7	28	7	29	23,5	23,5	21,1	
							8,6	20,5	24,7	28,8	7	28	28		28
										7	28	24,4	24,4		
										7	28	23,8	23,8		
										7	28	26,6	26,6		
										7	28	22,4	22,4		
5	102 a 129	51 a 59	08/jul a 23/jul	13/jul a 26/jul						7	32	23,6	23,4	18,6	
										7	36	24,5	24,2		
										7	29	22,1	22,1		
										7	28	26,6	26,6		
										7	30	24,8	24,7		
										7	28	34,8	34,8		
6	130 a 157	60 a 72	23/jul a 14/out	27/jul a 17/out	438/07 438/07 438/07	7,5	16	*25,4	36,9	7	109	21,8	19,5	11,4	
							6,9	*16,3	20,6	24,3	7	105	21,5		19,3
							8,7	12,7	17,2	23,3	7	65	22,9		21,5
										7	74	12,7	11,7		
										7	61	19,9	18,8		
										7	28	24,7	24,7		
7	158 a 182	73 a 85	14/out a 04/nov	18/out a 19/nov	438/07 438/07 438/07	3,5	13,2	21,4	34,9		26	23	23,4	18,4	
						SCE	17	21,5	32,5		50	22,7	21,8		
						SCE	8,5	23,6	31,6		45	23,3	22,6		
										43	22,9	22,3			
										38	34,3	33,7			
										31	20,9	20,8			
8	183 a 196	68 a 90	09/nov a 26/nov	21/nov a 28/nov	448	7,9	10,9	13,2	19,1		109	20,5	18,4		
											64	20,4	19,2		
										76	11,8	10,9			

SCE (sem condições de ensaio)

* Ensaios realizados em C.Ps com idades acima das especificadas.

Nota: Todos os valores de resistência são relativos a C.Ps cilíndricos.

TABELA 4.5

EXTENSÃO NORTE / TÚNEL LESTE
CRITÉRIO DA NBR 6118 - AMOSTRAGEM A CADA 2 SEMANAS

LOTE n°	AVANÇO		PERÍODO	PAINEL MÓLDADO				REVESTIMENTO - CORPOS DE PROVA EXTRAÍDOS					Obs.				
	Cal.	Reb.		Consumo de cimento (Kg/m³)	Resis Média a comp (MPa)				Traço n°	Resistência a Compressão (MPa)							
					10h	24h	3d	28d		Idade do CP (dias)	f _{ck} (MPa)	f _{ck} (MPa)		f _{ck} est. (MPa)			
1	1	1	20/abr a 04/mai		2,7	9,8	17,1	28,7	1	48	29,6	28,6					
	a	a			SCE	16,9	18,9	20,4	5	43	15,5	15,1					
	5	5			5	317	23,2	19,8	5	316	32,6	27,9					
	16	6			5	26	19	19,3	5	302	22,5	19,3					
					5	300	24,8	21,3	5	329	21,6	18,4					
2	17	7	05/mai a 18/mai						5	17	16,4	18,1					
	a	a							5	73	22,8	21,1					
	32	13							5	32	16,4	16,3					
									5	47	24,8	24					
									5	45	29,3	28,4					
3	33	14	19/mai a 01/jun						1	73	22,8	21,1					
	a	a							1	32	16,4	16,3					
	40	17							1	47	24,8	24					
									1	45	29,3	28,4					
									1	45	22,4	21,7					
4	41	18	02/jun a 15/jun	490/01	8,8	16,7	20,4	28,4	1	64	14,6	13,7					
	a	a			SCE	*21	*28	37,7	1	32	24,2	24					
	56	25			1	7	35	24,2	23,9								
					1	7	29	23,5	23,5								
					1	7	28	25,2	25,2								
5	57	26	16/jun a 29/jun	438/07	11,8	16,1	18,7	25,3	1	28	24,4	24,4	13,3				
	a	a			6,9	13,1	16,5	21,1	7	26	26,6	26,6					
	84	39			8,5	16,4	24,7	28,8	7	28	22,4	22,4					
					7	7	35	24,2	23,9								
					7	7	29	23,5	23,5								
6	85	40	30/jun a 13/jul	438/07	8,8	20,5	24,7	28,8	7	28	24,4	24,4	19,9				
	a	a			7	26	26,6	26,6									
	110	51			7	28	22,4	22,4									
					7	28	23,8	23,8									
					7	32	23,6	23,4									
7	111	52	14/jul a 27/jul						7	36	24,5	24,2	16,5				
	a	a							7	29	22,1	22,1					
	136	60							7	28	26,6	26,6					
									7	30	24,8	24,7					
									7	28	34,8	34,8					
8	137	61	28/jul a 10/ago	438/07	7,5	16	*25,4	37	7	28	24,7	24,7					
	a	a			6,9	*16,3	20,6	24,3	7	28	19,9	19,9					
	142	63			7	7	109	21,8	19,5								
					7	7	105	21,5	19,3								
					7	7	28	22,4	22,4								
9	143	64	25/ago a 07/set						7	65	22,9	21,5					
	a	a							7	74	12,7	11,7					
	151	67							7	61	19,9	18,8					
									7	7	7	7		7			
									7	7	7	7		7			
10	152	68	08/set a 21/set						7	7	7	7					
	a	a							7	7	7	7					
	154	68							7	7	7	7					
									7	7	7	7					
									7	7	7	7					
11	155	69	06/out a 19/out	438/07	8,7	12,7	17,2	23,3	7	65	22,9	21,5					
	a	a			3,5	13,2	21,4	34,9	26	23	23,4						
	165	74			438/07	SCE	13,2	21,4	34,9	50	22,7	21,8					
					45	43	23,3	22,6									
					43	38	22,9	22,3									
12	166	75	20/out a 02/nov						31	20,9	20,8						
	a	a							21	18,2	19,4						
	179	81							438/07	SCE	8,6		23,6	31,6	45	23,3	22,6
									43	43	22,9		22,3				
									38	31	20,9		20,8				
13	180	82	03/nov a 16/nov	438/07	8,6	23,6	31,6	7	7	7	7						
	a	a			7	7	7	7									
	183	83			7	7	7	7									
					7	7	7	7									
					7	7	7	7									
14	184	84	17/nov a 30/nov	448	7,9	10,9	13,2	19,1	7	109	20,5	18,4					
	a	a			7	7	7	7									
	196	90			7	7	7	7									
					7	7	7	7									
					7	7	7	7									

Nota : Todos os valores de resistência são relativos a C.Ps cilíndricos. SCE (sem condições de ensaio)

Obs : * Ensaios realizados em C.Ps com idades acima das especificadas.

TABELA 4.6

EXTENSÃO NORTE / TÚNEL OESTE
CRITÉRIO DO ACI 506 - AMOSTRAGEM A CADA 38m²

LOTE nº	AVANÇO		PERÍODO	PAINEL MOLDADO				REVESTIMENTO - CORPOS DE PROVA EXTRAÍDOS					Obs.	
	Cal.	Reb.		Consumo de cimento (Kg/m ³)	Resis. Média a comp. (MPa)				Traço nº	Resistência a Compressão (MPa)				
					10h	24h	3d	28d		Idade do CP (dias)	f _{ci} (MPa)	f _{ca} (MPa)		f _{ck est.} (MPa)
1	1	1	24/mai a 04/jun	490/01	SCE	5,5	19,3	26,4	5	63	28,7	27	n < 3	
	a	a		490/01	2,9	15,3	24,6	32	5	267	22,7	19,5		
	14	4							5	34	19,4	19,2		
2	15	5	04/jul a 12/jul						7	28	13,1	13,1	20,3	
	a	a							7	28	17,6	17,6		
	a	a							7	32	26	25,8		
	28	10							7	32	18,3	18,2		
3	29	11	12/jul a 20/jul	438		15,3	22,6	26,2	7	29	25,5	25,5	23	
	a	a		438/07		14,2	25,5	33,5	7	28	25,7	25,7		
	44	15							7	28	17,7	17,7		
4	45	16	20/jul a 28/jul						7	29	17,5	17,5	20,5	
	a	a							7	28	26,2	26,2		
	57	22							7	28	17,8	17,8		
5	58	23	29/jul a 04/ago	438/07	6,2	10	20,2	26,4	7	28	23,9	23,9	22,4	
	a	a							7	38	20,8	20,2		
	a	a							7	33	23,9	23,7		
	70	29							7	33	22,1	21,9		
6	71	30	05/ago a 10/ago	438/07	1	10,4	18,8	29	7	32	23,9	23,7	27,5	
	a	a							7	28	29,7	29,7		
	83	36							7	31	29,3	29,3		
7	84	37	11/ago a 18/ago	438/07	7,8	14,7	15,4	21,6	7	31	24,1	24	20	
	a	a							7	28	21,7	21,7		
	97	42							7	33	14,3	14,2		
8	98	43	18/ago a 23/ago	438/07	11,7	15,6	20,2	31,5	7	28	26,3	26,3	23,7	
	a	a							7	28	18,1	18,1		
	110	49							7	28	26,6	26,6		
9	111	50	23/ago a 27/ago						7	28	21,2	21,2	21	
	a	a							7	28	20,8	20,8		
	125	55							7	28	21,3	21,3		
10	126	56	27/ago a 03/set	438/07	7,7	16,3	17,8	20,1	7	28	22,6	22,6	23,5	
	a	a							7	44	26,2	25,5		
	a	a							7	28	22,5	22,5		
	a	a							7	44	25,9	25,2		
	a	a							7	42	24,5	23,9		
	138	62							7	41	21,9	21,4		
11	139	63	03/set a 09/set	438/07	5,9	15,7	21,7	27,6	7	39	20,4	20	24,6	
	a	a							7	38	24,6	24,2		
	a	a							7	34	18,3	18,1		
	149	68							7	77	39	35,9		
12	150	69	09/set a 20/set						7	65	27,1	25,4	n < 3	
	159	74												
13	160	75	21/set a 04/out	438/07	SCE	17,8	20,9	31	7	28	24,1	24,1	n < 3	
	a	a		438/07	9,6	16,5	17	23	7	68	29,8	27,8		
	170	79			438/07	4,6	9	16,3	20,5					
14	171	80	04/out a 19/out						7	55	25,1	24	20,3	
	a	a							7	12	15,8	18,3		
	a	a							7	28	10,6	**10,6		
	a	a							7	43	18,8	18,3		
	181	84							7	43	21,2	20,7		
15	182	85	19/out a 04/nov	438/07	4,7	10,5	18,5	22,4	7	41	14,3	14	22,7	
	a	a		438/07	SCE	10,7	23,1	31,6		28	23,7	23,7		
	a	a							29	32,5	32,4			
	193	88							100	23,1	20,8			
16	194	89	07/nov a 23/nov	448	9	14,9	17,3	23,2		49	19,3	18,6	20,3	
	a	a								73	25,8	23,9		
	a	a								94	19,6	17,6		
	a	a								80	23	21,1		
	204	93								SCE	*	*		
17	205	94	24/nov a 30/nov							60	25,5	24,1	n < 3	
	a	a								77	21,8	20,1		

Nota: Todos os valores de resistência são relativos a C P_a cilíndricos, SCE (sem condições de ensaio)

Obs: * Espessura do revestimento = 6 cm (calota 194)

** f_{ca} = 10,6 MPa < 13,1 MPa = 0,75 f_{ck}

TABELA 4.7

EXTENSÃO NORTE / TÚNEL OESTE
CRITÉRIO DA NBR 6118 - AMOSTRAGEM A CADA 2 DIÂMETROS

LOTE nº	AVANÇO		PERÍODO		PAINEL MOLDADO				REVESTIMENTO - CORPOS DE PROVA EXTRAÍDOS					Obs.	
	Cal.	Reb.	Cal.	Reb.	Consumo de cimento (Kg/m³)	Resis.Média e comp. (MPa)				Traço nº	Resistência a Compressão (MPa)				
						10h	24h	3d	28d		idade do CP (dias)	f _{cd} (MPa)	f _{ck} (MPa)		f _{ck est.} (MPa)
1	1	1	24/mai	27/mai	490/01	SCE	5,5	19,3	26,4	5	63	28,7	27	n < 6	
	a	a	a	a	490/01		2,9	15,3	24,6	7	28	13,1	13,1		
	15	8	07/jul	08/jul						7	28	17,6	17,6		
2	16	9	05/jul	08/jul	438					7	32	26	25,8	n < 6	
	a	a	a	a			15,3	22,6	28,2	7	32	18,3	18,2		
	31	14	13/jul	18/jul						7	31	26,7	26,6		
3	32	15	14/jul	19/jul	438/07					7	29	25,5	25,5	n < 6	
	a	a	a	a			14,2	25,5	33,5	7	28	25,7	25,7		
	47	21	22/jul	26/jul						7	29	17,5	17,5		
4	48	22	22/jul	28/jul						7	28	26,2	26,2	n < 6	
	a	a	a	a						7	28	17,8	17,8		
	62	28	01/ago	04/ago						7	28	23,9	23,9		
5	63	29	01/ago	04/ago	438/07					7	38	20,6	20,2	n < 6	
	a	a	a	a		6,2	10	20,3	26,4	7	33	22,1	21,9		
	77	35	08/ago	10/ago						7	28	29,7	29,7		
6	78	36	09/ago	10/ago	438/07					7	32	23,9	23,7	n < 6	
	a	a	a	a	438/07	1	10,4	18,8	29	7	31	29,3	29,1		
	92	43	16/ago	18/ago			7,6	14,7	15,4	21,6	7	31	24,1		24
7	93	44	17/ago	18/ago						7	33	14,3	14,2		
	a	a	a	a						7	28	26,3	26,3		
	107	51	22/ago	24/ago						7	28	18,1	18,1		
8	108	52	22/ago	24/ago	438/07					7	28	21,2	21,2	n < 6	
	a	a	a	a		11,7	15,6	20,2	31,5	7	28	20,6	20,6		
	122	58	26/ago	30/ago						7	28	21,3	21,3		
9	123	59	26/ago	31/ago	438/07					7	28	22,6	22,6	n < 6	
	a	a	a	a		7,7	15,3	17,8	20,1	7	44	25,9	25,2		
	137	66	02/set	06/set						7	42	24,5	23,9		
10	138	67	03/set	06/set	438/07					7	41	21,9	21,4	n < 6	
	a	a	a	a		5,9	15,7	21,7	27,6	7	38	24,6	24,2		
	151	74	09/set	20/set						7	34	18,3	18,1		
11	152	75	10/set	21/set	438/07	SCE	17,8	20,9	31	7	65	27,1	25,4	9,4	
	a	a	a	a	438/07	9,6	16,5	17	23	7	28	24,1	24,1		
	166	81	27/set	05/out						7	68	29,8	27,8		
12	167	82	03/out	13/out	438/07					7	49	19,3	18,6	n < 6	
	a	a	a	a		4,6	9	16,3	20,5	7	43	18,8	18,3		
	181	89	19/out	10/nov						7	43	21,2	20,7		
13	182	90	20/out	10/nov	438/07	SCE	10,7	23,1	31,6		28	23,7	23,7	n < 6	
	a	a	a	a	438/07		10,5	18,5	22,4		29	32,5	32,4		
	196	96	08/nov	30/nov						100	23,1	20,8			
14	197	97	08/nov	30/11	448						94	19,6	17,6	n < 6	
	a	a	a	a		9	14,9	17,3	23,2		80	23	21,1		
	212	98	28/nov							77	25,5	24,1			

Nota : SCE (sem condições de ensaio). Todos os valores de resistência são relativos a C.Ps cilíndricos.

O diâmetro médio do túnel foi adotado igual a 6 metros

Obs : * Espessura do revestimento = 6 cm (calota 194)

TABELA 4.8

EXTENSÃO NORTE / TÚNEL OESTE
CRITÉRIO DA NBR 6118 - AMOSTRAGEM A CADA 20M

LOTE n°	AVANÇO		PERÍODO		PANEL MOLDADO				REVESTIMENTO - CORPOS DE PROVA EXTRAÍDOS							
	Cal.	Reb.	Cal.	Reb.	Consumo de cimento (Kg/m³)	Resis Média a comp (MPa)				Traço n°	Resistência a Compressão (MPa)					
						10h	24h	3d	28d		Idade do CP (dias)	f _{ctj} (MPa)	f _{ck} (MPa)	f _{ck est.} (MPa)		
1	1 a 25	1 a 11	01/mai a 09/jul	24/mai a 30/jul	490/01	SCE	5,5	19,3	26,4	5	63	28,7	27	12,5		
					490/01		2,9	15,3	24,6		32	28	13,1		13,1	
					438			15,3	22,6		28,2	7	28		17,6	17,6
												7	32		26	25,8
												7	32		18,3	18,2
2	26 a 52	12 a 23	11/jul a 25/jul	14/jul a 29/jul	438/07		14,2	25,5	33,5	7	31	26,7	26,6	17,4		
											7	29	25,5		25,5	
											7	28	25,7		25,7	
											7	28	17,8		17,8	
											7	29	17,5		17,5	
3	53 a 77	24 a 35	26/jul a 08/ago	29/jul a 10/ago	438/07	6,2	10	20,2	26,4	7	28	26,2	26,2	18,4		
											7	28	23,9		23,9	
											7	38	20,6		20,2	
											7	33	23,9		23,7	
											7	33	22,1		21,9	
4	78 a 102	36 a 48	09/ago a 19/ago	10/ago a 22/ago	438/07	1	10,4	18,8	29	7	32	23,9	23,7	12,6		
					438/07	7,6	14,7	15,4	21,6		7	31	29,3		29,1	
											7	31	24,1		24	
											7	28	21,7		21,7	
											7	33	14,3		14,2	
5	103 a 127	49 a 80	19/ago a 29/ago	22/ago a 31/ago	438/07	11,7	15,6	20,2	31,5	7	28	26,6	26,6	19,6		
					438/07	7,7	15,3	17,8	20,1		7	28	21,2		21,2	
											7	28	20,6		20,6	
											7	28	21,3		21,3	
											7	28	22,6		22,6	
6	128 a 152	61 a 73	30/ago a 10/set	01/set a 20/set	438/07	5,9	15,7	21,7	27,6	7	44	25,9	25,2	16,7		
											7	41	21,9		21,4	
											7	39	20,4		20	
											7	38	24,6		24,2	
											7	34	18,3		18,1	
7	153 a 177	74 a 86	10/set a 17/out	20/set a 20/out	438/07	SCE	17,8	20,9	31	7	65	27,1	25,4	10,3		
					438/07	9,6	16,5	17	23		7	28	24,1		24,1	
					438/07	4,6	9	16,3	20,5		7	68	29,8		27,8	
											7	55	25,1		24	
											7	12	15,8		18,3	
8	178 a 202	87 a 98	17/out a 23/nov	21/out a 30/nov	438/07	4,7	10,5	18,5	22,4	7	49	19,3	18,6	15,7		
					438/07	SCE	10,7	23,1	31,6		7	28	23,7		23,7	
					448	9	14,9	17,3	23,2		7	29	32,5		32,4	
											7	100	23,1		20,8	
											7	SCE	-		-	
9	203 a 212	-	23/nov a 28/nov	-						7	60	25,5	24,1			
											77	21,8	20,1			

Nota: Todos os valores de resistência são relativos a C.Ps cilíndricos.
SCE (sem condições de ensaio)

TABELA 49

EXTENSÃO NORTE / TÚNEL OESTE
CRITÉRIO DA NBR 6118 - AMOSTRAGEM A CADA 2 SEMANAS

LOTE nº	AVANÇO		PERÍODO	PANEL MOLDADO				REVESTIMENTO - CORPOS DE PROVA EXTRAÍDOS						
	Cal.	Reb.		Consumo de cimento (Kg/m³)	Resis.Média a comp (MPa)				Traço nº	Resistência a Compressão (MPa)				Obs.
					10h	24h	3d	28d		idade do CP (dias)	f _{ci} (MPa)	f _{ca} (MPa)	f _{ck est.} (MPa)	
1	1	1	24/mai a 07/jun	490/01	SCE	5,5	19,3	26,4	5	63	28,7	27	n < 6	
	14	4		490/01	2,9	15,3	24,6	32	5	287	22,7	19,5		
2	-	-	08/jun a 22/jun										n = 0	
	-	-												
3	15	5	23/jun a 07/jul						7	28	13,1	13,1	n < 6	
	21	7							7	28	17,6	17,6		
4	22 a 49	8 a 19	08/jul a 22/jul	438		15,3	22,6	28,2	7	32	26	25,8	17	
				438/07		14,2	25,5	33,5	7	32	18,3	18,2		
									7	31	26,7	26,6		
									7	29	25,5	25,5		
									7	28	25,7	25,7		
									7	29	17,5	17,5		
5	50 a 75	20 a 32	23/jul a 06/ago	438/07	6,2	10	20,3	26,4	7	28	26,2	26,2	16,1	
									7	28	17,8	17,8		
									7	28	23,9	23,9		
									7	38	20,6	20,2		
									7	33	23,9	23,7		
									7	33	22,1	21,9		
6	76 a 106	33 a 47	07/ago a 21/ago	438/07	1	10,4	18,8	29	7	32	23,9	23,7	13,2	
				438/07	7,6	14,7	15,4	21,6	7	28	29,7	29,7		
									7	31	29,3	29,1		
									7	31	24,1	24		
									7	28	21,7	21,7		
									7	33	14,3	14,2		
									7	28	26,3	26,3		
									7	28	18,1	18,1		
									7	28	26,6	26,6		
									7	28	21,2	21,2		
7	107 a 141	48 a 65	22/ago a 05/set	438/07	11,7	15,6	20,2	31,5	7	28	21,2	21,2	19,1	
				438/07	7,7	15,3	17,8	20,1	7	28	20,6	20,6		
									7	28	21,3	21,3		
									7	28	22,6	22,6		
									7	44	26,2	25,5		
									7	28	22,5	22,5		
									7	44	25,9	25,2		
									7	42	24,5	23,9		
									7	41	21,9	21,4		
									7	39	20,4	20		
8	142 a 159	66 a 74	06/set a 20/set	438/07	5,9	15,7	21,7	27,6	7	38	24,6	24,2	n < 6	
									7	34	18,3	18,1		
									7	77	39	35,9		
									7	65	27,1	25,4		
9	160 a 172	75 a 81	21/set a 05/out	438/07	SCE	17,8	20,9	31	7	28	24,1	24,1	n < 6	
				438/07	9,6	16,5	17	23	7	68	29,8	27,8		
				438/07	4,6	9	16,3	20,5	7	66	25,1	24		
									7	12	15,8	18,3		
10	173 a 183	82 a 86	06/out a 20/out	438/07	4,7	10,5	18,5	22,4	7	43	18,8	18,3	n < 6	
									7	43	21,2	20,7		
										41	14,3	14		
										28	23,7	23,7		
11	184 a 193	87 a 88	21/out a 04/nov	438/07	SCE	10,7	23,1	31,6		29	32,5	32,4	n < 6	
										100	23,1	20,8		
12	194 a 199	89 a 93	05/nov a 19/nov	448	9	14,9	17,3	23,2		49	19,3	18,6	n < 6	
										SCE	*			
										73	25,8	23,9		
13	200 a 212	94 a 98	20/nov a 30/nov							80	23	21,1	n < 6	
										60	25,5	24,1		
										77	21,8	20,1		

Nota: Todos os valores de resistência são relativos a C.Ps cilíndricos. SCE: (sem condições de ensaio)
 Obs: * Espessura do revestimento = 6 cm (calota 194)

TABELA 4.10

Foram escolhidos os critérios da NBR 6118 e do ACI 506, pois estes hoje representam as duas tendências mais significativas constantes nas especificações, isto é, respectivamente, controle pela resistência característica e pela média. As diretrizes destas normas tem sido acolhidas nas especificações de diversos órgãos tais como o METRÔ, a SABESP, a ELETROPAULO, a EMURB, o DERSA, o DER, etc.

b) Principais Resultados

Sob o ponto de vista de quantidade de corpos de prova o critério do a NBR 6118 é mais rigoroso que o ACI.

No critério do ACI fixa-se 3 corpos de prova a cada 38 m^3 de estrutura (1 corpo de prova a cada $12,67 \text{ m}^3$), enquanto que no critério da NBR6118 são necessários 6 corpos de prova a cada lote, que pelo estudo obteve-se: para os lotes a cada 20 m corresponderam a 54 m^3 de estrutura (1 corpo de prova a cada 9 m^3); 2 semanas corresponderam neste caso a 46 m^3 de estrutura (1 corpo de prova a cada $7,67 \text{ m}^3$); e os dois diâmetros a 45 m^3 de estrutura (1 corpo de prova a cada $7,5 \text{ m}^3$). É importante ressaltar que os túneis analisados apresentavam 6 m diâmetro cada, sendo assim este exemplo deve ser cuidadosamente extrapolado para outras obras, pois outras dimensões ou com método construtivos que empreguem grande quantidade de paralizações de seções geram distorções relativas nas proporções acima apresentadas.

Quanto a uniformidade de avaliação em função do critério de amostragem tem-se os seguintes comentários:

- O critério a cada 20 m de túnel apresenta facilidade de definição dos lotes em campo com fácil previsão de ensaios, mas quando se tem a paralização da seção do túnel ou paralisações de trabalho acaba-se incluindo datas de produção muito diferentes no mesmo lote;
- Praticamente as mesmas considerações podem ser feitas para lotes a cada 2 diâmetros, mas este poderá apresentar problemas adicionais, sob a ótica de controle de produção, quando se trata de túneis com seções muito grande;

- O critério a cada duas semanas apresenta lotes homogêneos em termos de controle de produção, mas se a obra apresentar ritmo muito forte a porção de estrutura efetivamente controlada será pequena; e
- O critério a cada 38 m³ desconsidera eventuais paralisações longas, mas permite lotes homogêneos em termos de produção para túneis grandes. Para túneis pequenos este volume deveria ser diminuído.

As amostragens a serem realizadas depende do objetivo do observador em questão, isto é, ao ser responsável pela produção o volume de concreto deverá ser compatível com as dimensões do túnel, número de parcializações e ritmo da obra, de modo que o fornecedor possa detectar desvios de centragem do processo.

As amostragem que devem ser realizadas para verificar a segurança estrutural devem contemplar a porção de estrutura envolvida no mecanismo de ruptura previsto pelo cálculo. Em túneis rasos em solo a porção de estrutura nunca deverá ultrapassar a dois diâmetros de túnel de seção completa.

Admitindo-se que o valor representativo da placa é a sua resistência média para cada idade, procedeu-se a comparações entre estes valores com as resistências características estimada por cada critério. Para o critério da NBR 6118 nota-se que este penaliza fortemente a variabilidade do processo e a ocorrência de valores baixos. Cabe lembrar que este critério computa apenas a primeira metade dos valores ordenados em ordem crescente, portanto trabalha fundamentalmente com os menores valores do lote. Ao se encontrar em um determinado universo um valor muito baixo este “arrasta” o f_{ck} do lote para em torno do seu valor. Por exemplo, o lote 6 da Tabela 4.5 é composto de 7 valores, e ficou extremamente penalizado em função de um único valor muito baixo de 11,7 MPa. O f_{ck} estimado deste lote é de 11,4 MPa, cujo o universo apresentou média de 19,1 MPa, e coeficiente de variação de 20,5%. Eliminando-se o valor mais baixo tem-se f_{ck} de 18 MPa, cujo o universo apresentou a média de 20,4 MPa, e coeficiente de variação de 11,6%. Para uma melhor visualização do comportamento do critério da NBR 6118 apresenta-se a Tabela 4.11, onde constam os valores de f_{cj} mais baixos do lote e a resistência característica estimada, para o caso da amostragem a cada 20m.

**COMPARAÇÃO ENTRE OS VALORES DE RESISTÊNCIA
CARACTERÍSTICA ESTIMADA E OS VALORES
MAIS BAIXOS DE CADA LOTE**

NÚMERO DO LOTE	TÚNEL f_{ck} est (MPa)	LESTE Valor mais baixo (MPa)	TÚNEL f_{ck} est (MPa)	OESTE Valor mais baixo (MPa)
1	15,0	15,1	12,5	13,1
2	16,0	16,3	17,4	17,5
3	13,6	13,7	18,4	20,2
4	21,1	22,4	12,6	14,2
5	18,6	19,9	19,6	20,6
6	11,4	11,7	16,7	18,1
7	18,4	19,4	10,3	10,6
8	-	-	16,7	17,6

TABELA 4.11

Pelo critério do ACI o índice de aprovação foi muito maior que o obtido pela NBR 6118, gerando distorções significativas. O critério do ACI é muito mais flexível que o preconizado pela NBR 6118. Cabe lembrar que o ACI estabelece um limite inferior abaixo da média para se considerar o corpo de prova como válido no cálculo estatístico, isto é, o lote é composto de 3 corpos de prova a cada 38 m³ sendo considerado aprovado se a média aritmética for maior ou igual a $0,85 f_{ck}$ de projeto desde que nenhum valor individual seja inferior a $0,75 f_{ck}$ de projeto. No caso de algum corpo de prova apresentar valor inferior ao $0,75 f_{ck}$ exige-se uma contraprova que distancia no máximo 1 m do local original onde detectou-se a anomalia. Ao se repetir o resultado abaixo do limite mínimo todo o lote será rejeitado. Os americanos até o momento tem aplicado o concreto projetado em túneis de maciço rochoso, praticamente auto-portante, de maneira a creditar baixa responsabilidade ao concreto projetado. Neste caso o critério pela média estabelecido pelo ACI está compatível com os critérios de dimensionamento praticado.

Assim sendo, sob a ótica do fornecedor de concreto o controle pela média através de volume de concreto produzido via amostragem de placa é o mais adequado, pois permite rápidos ajustes do processo produtivo. A análise pela média é suficiente para se detectar tendências de desvios de produção.

Sob a ótica estrutural o critério mais adequado é o controle via resistência característica através de corpos de prova obtidos da estrutura, cujo o tamanho do lote seria determinado pela porção de concreto significativa no mecanismo de ruptura do túnel, isto é, no caso de túneis rasos em solo ter-se-ia como limite dois diâmetros. O critério pela resistência característica “sinaliza” sobre a existência de valores baixo dentro do lote através de forte penalização na determinação do f_{ck} estimado, pois nas análises de tamanhos de lotes tão grandes quedas de resistência podem afetar o coeficiente de segurança da obra.

O efeito “característico” no túnel estará evidenciado quando o lote que representará a porção de concreto envolvida no mecanismo de ruptura estiver em harmonia com o tipo de maciço e com o dimensionamento do revestimento estrutural. Assim sendo deve-se escolher cuidadosamente o tamanho de lote que possa representar a importância de uma falha estrutural de modo a representar o comprometimento da estabilidade da obra (seria o caso da falha de uma seção de um pilar). Adicionalmente os valores de resistência devem contemplar inclusive os elevados desvios de produção, que hoje apresenta a aplicação do concreto projetado.

Algumas especificações não aplicam o critério de resistência característica de maneira “pura” como estabelecido na NBR 6118. Este tem sofrido algumas adaptações como por exemplo: o concreto projetado poderá ser considerado satisfatório e sua aceitação será automática se o f_{ck} estimado $\geq f_{ck}$ de acordo com o artigo 16.1. No caso em que f_{ck} estimado $< f_{ck}$ de acordo com o artigo 16.1, mas f_{ck} estimado $\geq 0,9 f_{ck}$ de acordo com o artigo 16.1 o concreto será aceito desde que sejam satisfeitos alguns dos critérios seguintes baseado nas normas do ACI. De acordo com o ACI-214/65 o concreto projetado será considerado satisfatório se a resistência estatística calculada pela expressão:

$$f_{ck \text{ estimado}} \geq X_m - t.s$$

for igual ou maior que a resistência especificada nessa idade, sendo:

X_m = a resistência média apresentada na coluna 4 do boletim.

s = desvio padrão

t = parâmetros igual a 1,038 para uma probabilidade de 15% dos

valores serem inferiores ao $f_{ck\text{estimado}}$ calculado para $n < 30$ exemplares

Conjuntamente com este critério tem-se adotado para as idades intermediárias, a fim de aferir precocemente a produção, o critério do ACI-318/71, onde estabelece que o concreto será considerado satisfatório se as médias de todos os conjuntos de três ensaios consecutivos resultarem iguais ou excederem a resistência requerida f_{ck} nessa idade, e nenhum deles cair abaixo do f_{ck} por mais de 1,0; 2,0 ou 3,5 MPa para a idade de 10 horas, 24 horas e 3 dias respectivamente.

De acordo com o critério da resistência média, f_{cm} , o concreto será considerado satisfatório, se a média do $f_{c\text{máx}}$ (o melhor dos 3 resultados de cada ensaio) for maior que a resistência requerida para cada idade.

Tendo sido esse (o melhor dos 3 resultados) o critério fixado inicialmente será esse o escolhido para a aprovação do concreto projetado.

É importante ainda analisar a direção do esforço de rompimento do corpo de prova. Especifica-se normalmente que o corpo de prova deve advir da estrutura. Neste caso o processo de extração gera corpos de prova que serão rompidos por “esmagamento” das camadas que compõem o revestimento. Estes estudos demonstraram que existe uma correlação entre o rompimento por “flambagem” e o rompimento por “esmagamento”, e que a correlação pode ser simplificada aplicando-se o fator de 0,8 nos corpos de prova rompidos por esmagamento. Assim sendo, tem-se:

$$f_{c\text{ j de "flambagem"}} = 0,8. f_{c\text{ j de "esmagamento"}}$$

O ideal é que a resistência seja referencia à flambagem do corpo de prova, pois na estrutura o esforço atua predominantemente nesta direção.

Tem-se ainda adotado, na prática, o valor de resistência básica definida pelo projeto referenciado a corpos de prova cilíndricos de relação altura/diâmetro igual a 2. Quando se obtêm da placa corpos de prova cúbicos, estes precisam ser corrigidos para cilíndricos, e tem-se aplicado, de maneira geral, o coeficiente de 0,8 para essa correção. Assim sendo, tem-se:

$$f_{c,j \text{ cilíndrico } h/d=2} = 0,8 \cdot f_{c,j \text{ cúbico de relação}}$$

Assim como acontece com os parâmetros de durabilidade, o ensaio de resistência no concreto projetado ou até mesmo convencional trata-se apenas de um valor “potencial”, mesmo quando este advém da estrutura, pois o corpo de prova é “bem tratado” antes do ensaio, ou seja a melhor parte do corpo de prova é selecionada para o ensaio, pois não se ensaiam falhas.

Para que este enfoque fique mais claro a Figura 4.3 apresenta o mapeamento de diversos corpos de prova provenientes da estrutura. Assim sendo, um mapeamento do corpo de prova indicando falhas deve acompanhar o resultado de resistência, para que se possa interpretar o resultado obtido.

Outro aspecto polêmico é a “agressão” que o corpo de prova sofre devido ao processo de extração. Uma inspeção cuidadosa dos corpos de prova mostra que pelo fato dos diâmetros de extração serem pequenos existem deslocamentos dos agregados superficiais na região de corte. NEVILLE⁽⁵⁸⁾ apresenta sugestões de se desconsiderar da ordem de 1 mm a 3 mm do perímetro mais externo do corpo de prova, de modo que o esforço de rompimento seja dividido por uma área menor.

O problema realmente existe, e se agrava quando os corpos de prova são jovens. A prática de diversos laboratórios em extrair o mais cedo possível os corpos de prova das placas devido a problemas de disponibilidade de espaço para estocagem, é na verdade inadequada, sendo recomendado que estes sejam extraídos o mais tarde possível.



MAPEAMENTO DE CORPOS DE PROVA EXTRAÍDOS DA ESTRUTURA

FIGURA 4.3

As normas permitem que os corpos de prova extraídos da estrutura sofram uma majoração de 10%, sendo que alguns especialistas afirmam que este valor já contemplaria os problemas aqui apresentados.

Este estudo também demonstrou diferença entre o corpo de prova da estrutura e o obtido por placa. A prática tem demonstrado que o valor de placa é sempre maior que o de estrutura da ordem de 25%. Assim sendo, tem-se, em média, a seguinte correlação:

$$f_{cj}^{\text{"placa"}} = 0,8 \cdot f_{cj}^{\text{"estrutura"}}$$

$j > 28$ dias

A posição do corpo de prova no túnel também é importante. Deve-se distribuir a amostragem no túnel de modo a se obter valores provenientes do teto, das paredes e do "invert". Os valores de teto geralmente são inferiores devido ao excesso de aditivo acelerador utilizado para minimizar a reflexão.

4.4.1.2 Experimento de Laboratório sobre o Comportamento das Metodologias de Ensaio de Durabilidade

a) Descrição

Este estudo visou verificar o comportamento das metodologias de ensaios empregadas para averiguar a durabilidade de revestimentos de concreto em túneis.

Assim sendo, foram programadas a confecção em laboratório de 110 traços de concreto convencional que atendessem a faixa de f_{ck} entre 15 a 60 MPa combinando-se os CP-II-E 32 de três fornecedores; CPIII-40; CPV-ARI; e CP-RS (resistente aos sulfatos) com os agregados de "pior" e "melhor" qualidade disponíveis na praça de São Paulo (mas que estivessem dentro das faixas normalizadas pela ABNT). Foram rodados traços com b1, b1+b2, nas condições de trabalhabilidade convencional e bombeado.

b) Principais Resultados

A absorção por imersão e fervura contempla os mecanismos de entrada de água em concretos submersos com pressão inferior a 0,1 bar ($1 \text{ bar} = 1 \text{ kgf/cm}^2 = 1 \text{ atm.} = 10 \text{ m.c.a.}$).

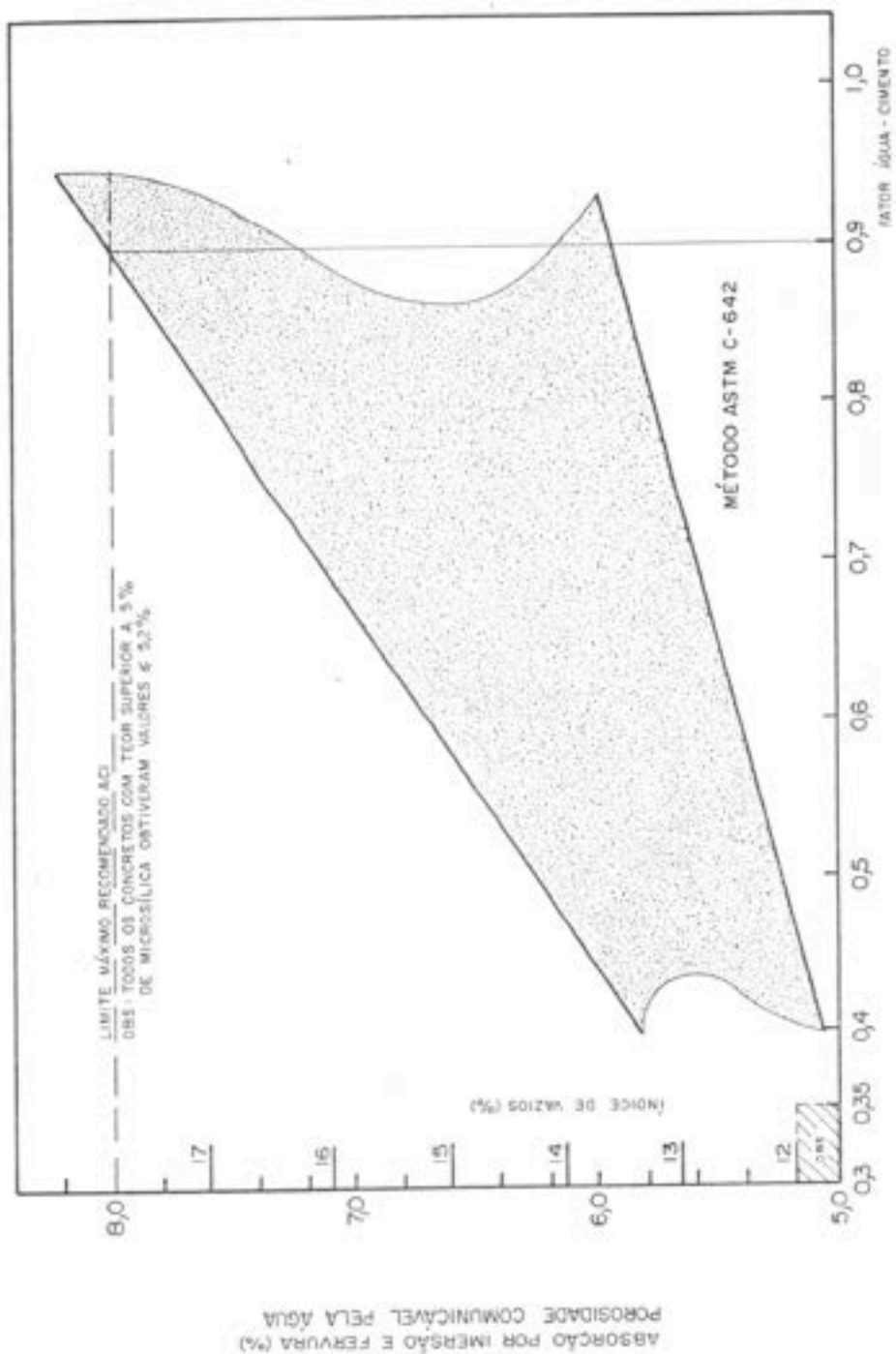
O ensaio de absorção por imersão e fervura avalia a quantidade de poros comunicáveis pela água na condição acelerada pela imersão em ebulição. A Figura 4.4 apresenta o desempenho deste parâmetro no concreto convencional. Nota-se que por esta metodologia um concreto com relação água-cimento 0,9 poderia atender ao limite especificado, desde que se processe uma cura adequada.

Através das considerações teóricas Power⁽⁴⁸⁾ (51) é possível se traçar a Figura 4.5, que apresentam uma ponderação teórica da importância da cura no fechamento da porosidade do concreto. Os processos construtivos que permitem o emprego de fator água-cimento inferior a 0,35, como é o caso do concreto projetado via seca, poderiam ter o seu tempo de cura sensivelmente minimizado para se alcançar a durabilidade.

A metodologia de ensaios penetração sob pressão contempla mecanismos de penetração de água sob pressão, isto é, em concretos submersos submetidos a pressão de água superiores a 0,1 mca. Os concretos para atenderem aos limites normalmente especificados devem apresentar relação água-cimento inferior a 0,6, conforme se visualiza na Figura 4.6.

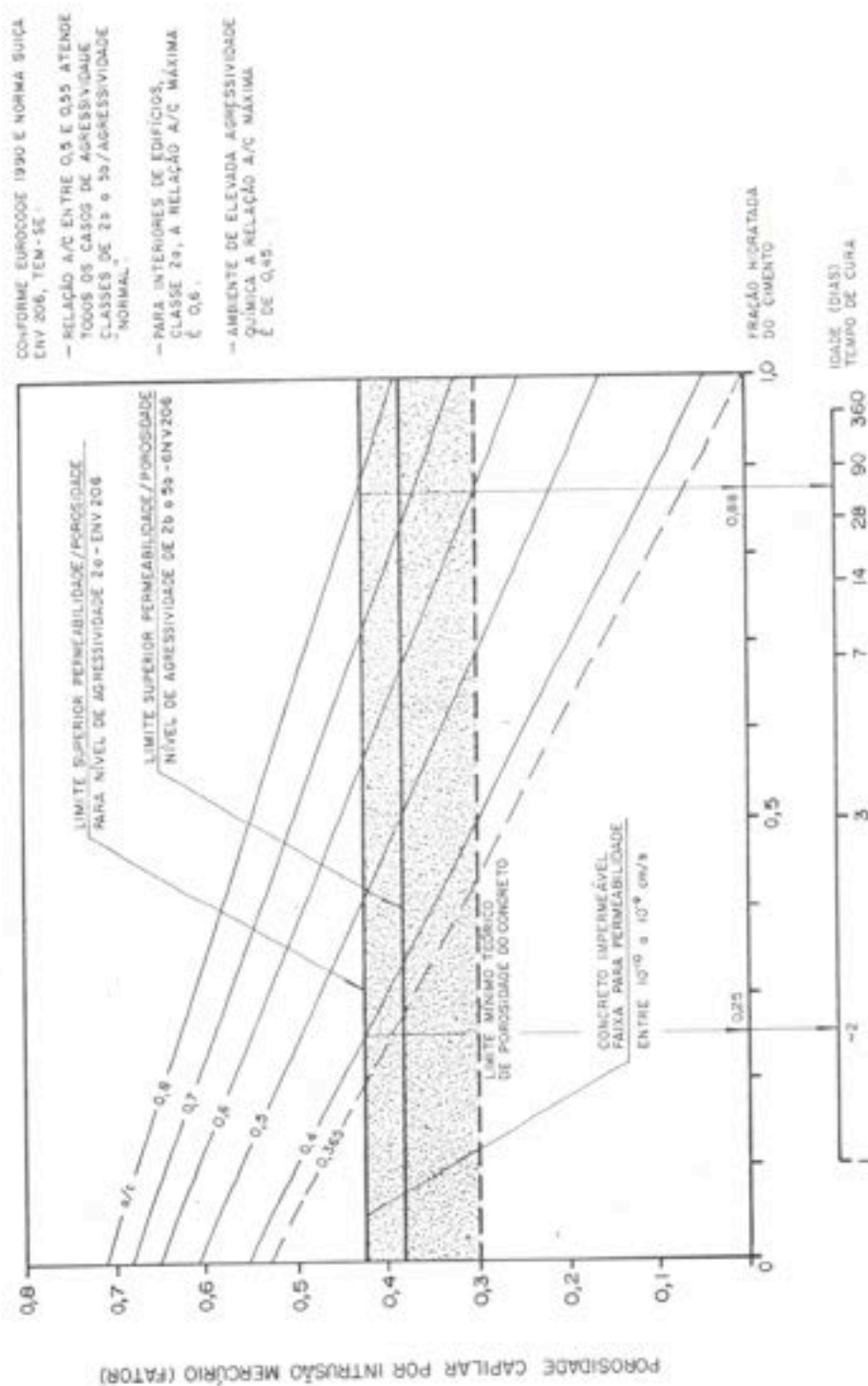
Esta metodologia está associada ao tamanho do poro capilar e a sua continuidade no interior do concreto. Aqui é avaliado a quantidade de água absorvida, de modo que quanto maior o tamanho do poro maior será a sua absorção. Concretos confeccionados com relação água-cimento 0,9 poderiam atender aos limites normalmente especificados, conforme se visualiza na Figura 4.7.

A metodologia de ensaios de resistividade elétrica mede a porosidade comunicável com presença de água. Os limites normalmente especificados exigem concreto extremamente compactos e bem curados.



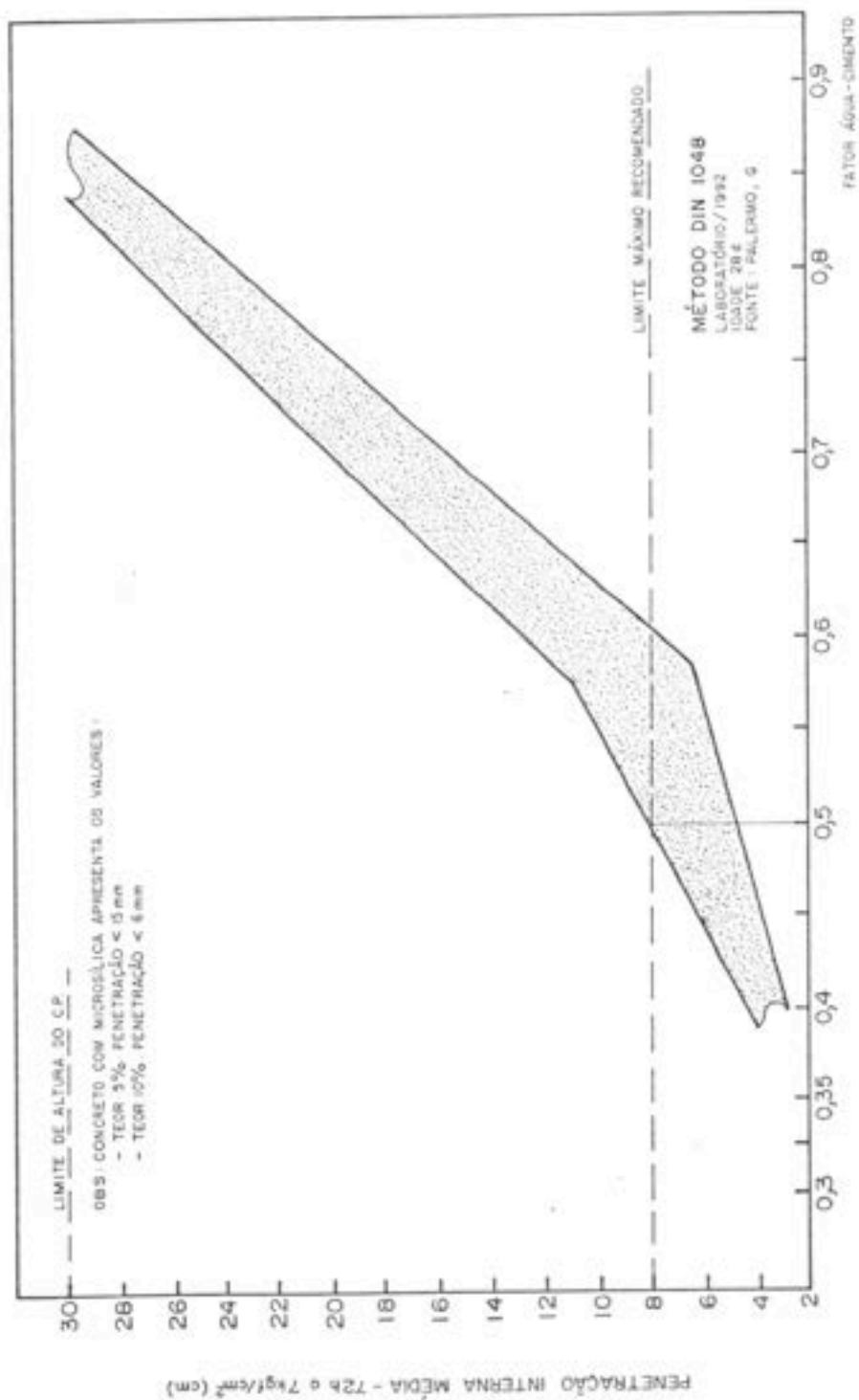
DESEMPENHO DO MÉTODO DE ENSAIO ABSORÇÃO POR IMERSÃO E FERVURA

FIGURA 4.4



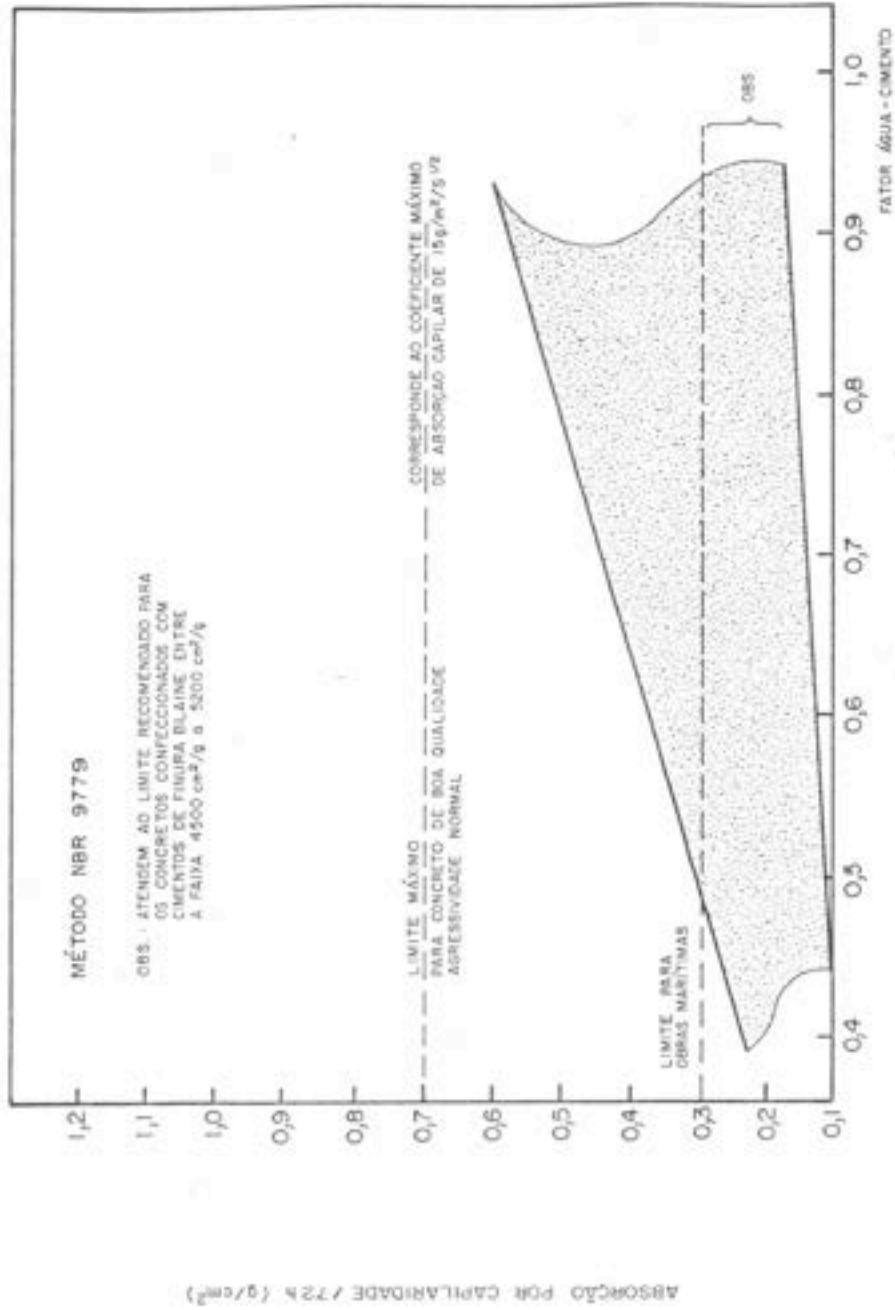
NÍVEL DE POROSIDADE DO CONCRETO EM FUNÇÃO DA FRAÇÃO HIDRATADA DO CIMENTO E O TEMPO DE CURA

FIGURA 4.5



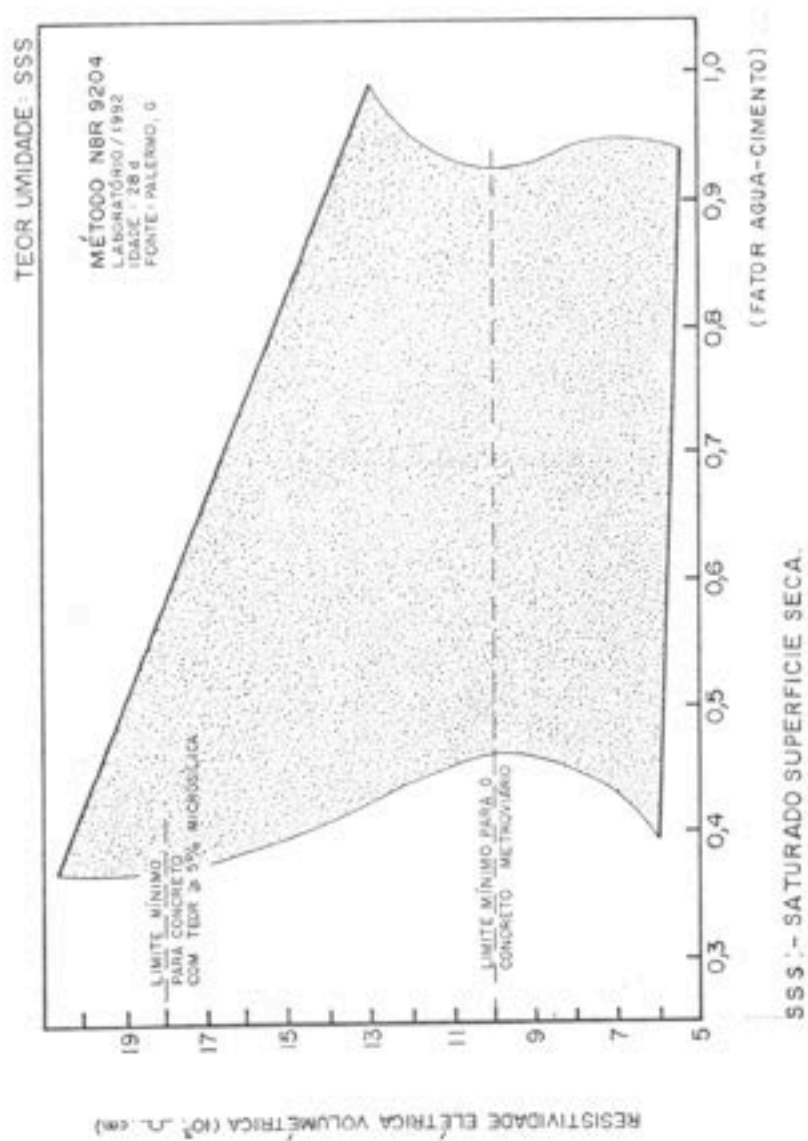
DESEMPENHO DO MÉTODO DE ENSAIO PENETRAÇÃO SOB PRESSÃO

FIGURA 4.6



DESEMPENHO DO MÉTODO DE ENSAIO ABSORÇÃO CAPILAR

FIGURA 4.7



DESEMPENHO DO MÉTODO DE ENSAIO RESISTIVIDADE ELÉTRICA
VOLUMÉTRICA E SUPERFICIAL

FIGURA 4.8

A medida que se aumenta a relação água-cimento diminui-se a resistividade elétrica. Concretos normais exigem relação água-cimento inferior a 0,45 e mesmo assim podem não atender aos limites especificados. Os concretos com microsilica atendem aos limites especificados facilmente, conforme pode ser visualizado na Figura 4.8.

4.4.1.3 Experimento de Campo sobre as Potencialidades de Resistência à Compressão Axial e de Durabilidade do Concreto Projetado

a) Descrição

Este experimento se constituiu no monitoramento de 87 projeções de concreto executadas diretamente na estrutura de um túnel. As variáveis do estudo foram, para o processo via seca e via úmida:

- emprego ou não de aditivo acelerador de pega à base de aluminato
- emprego ou não de cimento pré-aditivado com microsilica,
- emprego ou não de "areia finas e misto" como agregados miúdos com baixo módulo de finura; e
- emprego ou não de polímeros à base de acrílico e látex (estireno butadieno).

Foram medidos os parâmetros de resistência e durabilidade (penetração sob pressão, absorção por imersão e fervura, capilaridade, resistividade elétrica, e o coeficiente de permeabilidade). Todos os valores obtidos e a descrição dos traços encontram-se consolidado em Tabela constante no anexo A deste trabalho.

b) Principais Resultados

O estudo permitiu se estabelecer traços de concreto projetado, via seca e via úmida, que para o equipamento Aliva Universal 280 e mão de obra com experiência em execução de túneis pelo método NATM, pudessem assegurar um concreto de revestimento de baixa permeabilidade de maneira segura apesar das variabilidade "intrínsecas" existente atualmente nos processos de produção do concreto projetado. As Tabelas 4.12 a 4.14 apresentam estes traços.

TRAÇOS DE CONCRETO PROJETADO VIA ÚMIDA / REVESTIMENTO

TRACO Nº	1	2
Processo via	úmida	úmida
granulometria dos agregados (1)	D	D
Cimento (Kg/m ³)	450	370,5
Microsilica (Kg/m ³)	-	19,5
Areia (Kg/m ³)	820	910
Pedrisco (kg/m ³)	820	910
Água Total (litros/m ³)	175	180
Plastificante (ml/m ³) (3)	≈1800	≈1880
Superplastificante (ml/m ³) (4)	≈2750	≈2820
Relação água/aglomerante (m) (2)	0,400	0,44
Resistência à compressão 28d (MPa)	≥40	≥40
Absorção %/(idade em dias)	≤8,0(90)	≤7,0(90)
Índice de vazios (%)- Porosidade Total	≤17,5	≤15,0
Massa específica seca (kg/cm ³)	≈2,251	≈2,162
Massa específica real (kg/cm ³)	≈2,571	≈2,531

(*) pedrisco limpo

Obs.:

1. C. granulometria continua D: granulometria descontínua
2. m = relação água- aglomerante (cimento + k.p), onde k = fator de eficiência da adição que para microsilica condensada vale 2,0
3. A dosagem do aditivo plastificante pode variar em função da temperatura ambiente devendo estar entre a faixa de 0,4% a 0,6%.
O abatimento deve estar entre 10 a 40 mm.
4. A dosagem do aditivo superplastificante depende da temperatura ambiente e do abatimento de partida do concreto.
O consumo deve variar entre 0,7 a 1,2%. O abatimento esperado para lançamento deve estar entre 70 a 90 mm. É permitido uma redosagem para recuperar ou corrigir o abatimento. Recomenda-se consumo de aditivo para abatimento superior a 90 mm e lançar o concreto quando este estiver na faixa especificada.

TABELA 4.12

TRAÇOS DE CONCRETO PROJETADO VIA SECA PARA ACABAMENTO

TRAÇO ENSAIADO Nº/ PROPOSTO	1	2
Condição do traço	Pesquisa	Pesquisa
Processo via	seca	seca
granulometria dos agregados (1)	D	D
Cimento (kg/m ³) ARI/RS	460	332,5
Microsilica (kg/m ³)	-	17,5
Areia (kg/m ³)	1245	1350
Pedrisco (kg/m ³)	325	300
Água Total Estimada (litros/m ³)	225	212
Relação água/aglomerante (m) (2)	0,49	0,58
Resistência à compressão 28d (MPa)	≥30	≥30
Absorção %/(idade em dias)	7,9 (3)	8,9 (3)
Índice de vazios %/(idade em dias)	18,3 (3)	19,7 (3)
Massa específica real (kg/cm ³)/(idade em dias)	2,583 (3)	2,569 (3)
Massa específica seca (kg/cm ³)/(idade em dias)	2,107 (3)	2,063 (3)
Porosidade Total % (idade em dias)	18,4 (3)	19,7 (3)

- Obs.: (1) C: granulometria contínua D: granulometria descontínua
 (2) $m = \text{relação água- aglomerante (cimento + k.p)}$, onde
 $k = \text{fator de eficiência da adição que para microsilica condensada vale } 2,0$
 (3) A quantidade de agregados foi corrigida em função da granulometria do material refletido
 (4) Quando se aditiva o concreto com elevado teor de argamassa com microsilica limita-se ao consumo de aglomerante em 400 kg/m^3 para se evitar fissuração

TABELA 4.13

**TRAÇOS PROPOSTOS DE CONCRETO PROJETADO
VIA SECA PARA REVESTIMENTO**

TRAÇO ENSAIADO Nº/ PROPOSTO	1	2
Condição do traço proposto	Pesquisa	Pesquisa
Processo via	seca	seca
granulometria dos agregados (1)	D	C
Cimento (kg/m ³)	450	332
Microsilica (kg/m ³)	-	18
Areia (kg/m ³)	950	965
Pedrisco (kg/m ³)	650	630
Água Total Estimada (litros/m ³)	238	173
Relação água/aglomerante (m) (2)	0,53	0,47
Resistência à compressão 28d (MPa)	≥30	≥35
Absorção %/(idade em dias)	8,1 (7)	7,3 (≥90)
Índice de vazios por saturação(%)/(idade em dias)	16,9 (7)	15,6 (≥90)
Massa específica real (kg/cm ³)/(idade em dias)	2,504 (7)	2,550 (≥90)
Massa específica seca (kg/cm ³)/(idade em dias)	2,079 (7)	2,130 (≥90)
Porosidade Total % (idade em dias)	17,0 (7)	16,4 (≥90)

Obs.: (1) C: granulometria contínua

D: granulometria descontínua

Faixa Contínua 1			Faixa Contínua 2		
0 - 1	15%		0 - 4,8	50%	
0 - 4,8	45%		0 - 1	≥8%	
4,8 - 9,5	40%		4,8 - 9,5	50%	

(2) m = relação água- aglomerante (cimento + k.p), onde

k = fator de eficiência da adição que para microsilica condensada vale 2,0

(3) Ajuste para melhoria dos parâmetros de durabilidade e minimização de vazios devido a presença de armadura e cambotas metálicas.

TABELA 4.14

Dos resultados constantes na Tabela do Anexo A, pesquisou-se diversas correlações, sendo que as mais interessantes são descritas as seguir:

- o consumo de cimento dos traços aditivados com microsilica com consumo de cimento de 330 kg/m³ de concreto apresentaram patamar de resistência equivalente aos traços normais com consumo de cimento entre 420 a 450 kg/m³, sendo o patamar de resistência destes concretos está entre 35 MPa a 45 MPa. Evidenciou-se significativa perda de resistência pela influência da adição

de aditivo acelerador à base de aluminato para concreto com consumo de cimento inferior a 400 kg/m^3 ;

- com o aumento do consumo de cimento tem-se uma efetiva diminuição da reflexão, onde evidencia-se a influencia do aditivo acelerador na minimização da reflexão, sendo esta significativa, mesmo nos concretos aditivados com microsilica;
- concretos com microsilica com consumo de cimento entre 330 kg/m^3 a 350 kg/m^3 apresentam desempenho similar aos concretos normais com 380 kg/m^3 . Evidencia-se o efeito prejudicial da presença do aditivo acelerador; e
- mesmo concretos projetados sem adições especiais e com consumo de cimento da ordem de 350 kg/m^3 é possível obter-se valores de absorção inferior a 8%.

Muitas correlações entre parâmetros de dosagens e de resistência e durabilidade foram analisadas, mas não se obteve boas explicações nas análises entre:

- Resistência à compressão axial na idade de 28 dias e teor de argamassa, em concretos normais e com microsilica, associados às condições de sem e com aditivo acelerador de pega;
- Resistência à compressão axial na idade de 28 dias e módulo de finura dos traços, em concretos normais e com microsilica, associados às condições de sem e com aditivo acelerador de pega;
- Resistência à compressão axial na idade de 28 dias e teor de umidade dos traços via seca, em concretos normais e com microsilica, associados às condições de sem e com aditivo acelerador de pega;
- Absorção por imersão e fervura e consumo de cimento de concretos normais e com microsilica, associados às condições de sem e com aditivo acelerador de pega;
- Absorção por imersão e fervura e teor de umidade da mistura seca, em concretos normais e com microsilica, associados às condições de sem e com aditivo acelerador de pega;
- Absorção por imersão e fervura e teor de argamassa dos traços, em concretos normais e com microsilica, associados às condições de sem e com aditivo acelerador de pega;

- Absorção por imersão e fervura e módulo de finura dos traços, em concretos normais e com microsilica, associados às condições de sem e com aditivo acelerador de pega;
- Penetração sob pressão e módulo de finura, em concretos normais e com microsilica, associados às condições de sem e com aditivo acelerador de pega;
- Penetração sob pressão e teor de umidade da mistura seca, em concretos normais e com microsilica, associados às condições de sem e com aditivo acelerador de pega;
- Penetração sob pressão e teor de argamassa e penetração sob pressão, em concretos normais e com microsilica, associados às condições de sem e com aditivo acelerador de pega;
- Reflexão e teor de umidade da mistura seca, em concretos normais e com microsilica, associados às condições de sem e com aditivo acelerador de pega;
- Reflexão e teor de argamassa, em concretos normais e com microsilica, associados às condições de sem e com aditivo acelerador de pega; e
- Reflexão e módulo de finura dos traços, em concretos normais e com microsilica, associados às condições de sem e com aditivo acelerador de pega.

4.4.2 Desempenho de Obras Nacionais

Foram analisados o desempenho dos parâmetros de resistência e de durabilidade provenientes da construção de seis túneis brasileiros, executados entre os anos de 1980 a 1994, sendo que alguns ainda não foram concluídos, a saber:

- túneis metroviários da Extensão Norte do METRÔ/SP (concluído);
- túneis metroviários da Extensão Leste do METRÔ/SP (os valores empregados nesta análise referem aos trechos de túneis concluídos, sendo que todo o empreendimento ainda hoje encontra-se em execução contendo, inclusive, túneis em fase de escavação);

LEVANTAMENTO DE DADOS DE RESISTÊNCIA E DURABILIDADE DE OBRAS NACIONAIS

PARAMETROS DA ESTRUTURA	EXTENSÃO LESTE	CLINICA/SUMARÉ	EXTENSÃO NORTE	ETT-NORTE M.REALE ¹	JANIO QUADROS ²	MINI-ANEL	MINI-ANEL
Resistência à compressão Axial 28 dias	Processo						
	média (MPa)	30,3	32	22,8	40,6	26,4	35,5
	desvio padrão (MPa)	3,97	4,52	4,76	2,88	2,88	6,1
	coeficiente de variação (%)	13,1	14,1	20,87	7,09	10,91	17,17
Absorção por Imersão e Fervura 28 dias ASTM C 642	% menor que 18 MPa	5	0	23	1	5	2
	média (%)	7,7	7,24		6,61	8,24	7,16
	desvio padrão (%)	1,4	1,89		0,97	0,92	0,94
	coeficiente de variação (%)	17,9	26,1		14,68	11,12	13,19
Absorção por Capilaridade NBR 9779	% menor 8 %	60	90		91	65	78
	média (g/cm ²)	0,36				5,06	5,25
	desvio padrão (g/cm ²)	0,126				0,3	1,43
	coeficiente de variação (%)	31,6				5,88	27,17
Penetração sob Pressão DEN 1048	% menor 0,700 g/cm ²	91					
	média (cm)	3,24				3,22	3,54
	desvio padrão (cm)	0,93				0,69	0,64
	coeficiente de variação (%)	28,9				21,38	18,02
	% menor 8 cm	92				100	100
	% menor 3 cm	58				75	70
vazão lateral do c.p.	45,4						

Nota: 1 - Dados constante na proposta de licitação

2 - Dados de relatório do Eng. Shunji Takashima

3 - Dados do relatório emitido pela GKPO Engenheiros Consultores S/C Ltda

TABELA 4.15

RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES

FAIXA DE VALORES	IDADE DO CONCRETO			
	1-3 horas	3-8 horas	1 dia	28 dias
Pesquisada	0,14-4,9 MPa	0,21-14,7 MPa	6,3-24,6 MPa	13,7-90,1 MPa
(*) Particulares	0,35-3,5 MPa	0,7-8,4 MPa	10,6-21,0 MPa	28,0-42,0 MPa

(*) valores possíveis de serem obtidos para consumo de cimento de 390 kg/m³ de concreto e 3% de aditivo acelerador de pega

TABELA 4.16

- túnel Clinicas-Sumaré do METRÔ/SP (concluído);
- túnel rodoviário Maria Maluf da Prefeitura de São Paulo (concluído);
- túnel rodoviário JK sob o rio Pinheiros da Prefeitura de São Paulo (concluído);* e
- túnel de passagem de cabo elétrico da Eletropaulo S.A. (em execução).

Os principais resultados são apresentados na Tabela 4.15.

4.4.3 No Levantamento Bibliográfico de Obras no Exterior

O levantamento bibliográfico de resultados de ensaios à compressão axial, obtidos no exterior de obras executadas ou de pesquisa laboratorial, apresentam patamares similares aos encontrados nos concretos convencionais, mas ressalta-se a sua maior variabilidade.

MAHAR apud ONUMA et al⁽⁵⁹⁾, em 1975, apresenta uma compilação de valores encontrados em diversas obras e conclui que a faixa de valores do concreto projetado, para a idade de 28 dias, está entre 28 MPa a 90 MPa, sendo o mais usual entre 30 MPa a 42 MPa. A Tabela 4.16 apresenta estes estudos de maneira consolidada.

* manuscritos do Eng. Shunji Takashima

TESTES PRELIMINARES DE CONCRETO PROJETADO
PARA O TÚNEL ELIANA

AMOSTRA	TRAÇO	CONSUMO DE CIMENTO (kg/m ³)	ADITIVO (2) %	RELAÇÃO ÁGUA/CIMENTO	TENSÃO DE RUPTURA A COMPRESSÃO AXIAL (kg/cm ²) (AMPLITUDE)						EQUIPAMENTO		PLACA NÚMERO	
					8 h	12 h	24 h	32 h	7 dias	20 dias	TIPO (1)	PRESSÃO DE AR (Kg/cm ²)		
1	1:4,5	390	3	0,50	-	94 (27)	140 (18)	-	-	308 (68)	382 (68)	A	3,5	1
2	1:3,7	465	3	0,40	127 (19)	197 (7)	239 (2)	-	-	378 (23)	433 (67)	A	3,5	2
3	1:3,0	542	3	0,36	161 (23)	211 (30)	210 (11)	-	-	357 (120)	452 (38)	A	2,0	3
4	1:5,5	341	3	0,48	-	52 (8)	98 (14)	-	-	265 (3)	290 (58)	A	3,0	4
5	1:5,5	341	3	0,48	75 (9)	100 (0)	127 (6)	184 (6)	184 (6)	357 (11)	285 (9)	T	3,5-4,5	5
6	1:4,5	403	3	0,42	74 (15)	95 (10)	-	-	186 (14)	279 (50)	342 (79)	T	3,0-4,0	6
7	1:4,5	403	3	0,48	63 (23)	72 (28)	-	-	183 (30)	300 (9)	346 (56)	A	4,0	7
8	1:3,5	496	3	0,34	82 (12)	116 (5)	-	-	210 (30)	308 (33)	330 (64)	A	4,0	8
9	1:3,5	496	3	0,34	102 (8)	150 (14)	-	-	231 (9)	384 (38)	414 (11)	T	3,0	9
10	1:5,5	341	3	0,48	-	50 (26)	-	-	169 (10)	324 (22)	347 (35)	A	3,5	10

NOTA: (1) Equipamentos utilizados: A - Alicatado T - Torkret

(2) Aditivos utilizados: Siganite

(3) Concreto das placas 1, 2 e 3, contém apenas pedrisco com agregado graúdo. Nas placas 4 a 10 foi utilizada também brita 1.

(4) Os resultados de ruptura à compressão axial referem-se à média de 3 corpos de prova. Tais resultados serão corrigidos pelos valores da ASTM C-42 e referem-se à relação altura/diâmetro igual a 1 (um).

(5) Data de todas as projeções: 18/08/78

(6) Resultado de 24 horas refere-se a um corpo de prova e de 32 é média de 2 corpos de prova.

TABELA 4.17

RESISTÊNCIA À TRAÇÃO

7 dias		28 dias		TIPO DE ENSAIO	MISTURA	FONTE
MPa	lb/pol ²	MPa	lb/pol ²			
3,63	515	5,49	780	Compressão diametral	úmido/areia	Tynes and McClesse (1974)
3,31	470	5,14	730	Compressão diametral	seco/areia	
3,06	435	4,58	650	Compressão diametral	úmido/grauído	
2,92	415	4,19	595	Compressão diametral	seco/grauído	
		1,58	225	Tração direta	úmido/areia	Poad and Serbousek (1972)
		2,32	330	Tração direta	seco/areia	
		0,74	105	Tração direta	úmido/grauído	
		1,97	280	Tração direta	seco/grauído	
4,58-5,28	650-750	5,63	800	Compressão diametral	mistura seca, 10 sacos de cimento	

úmido/areia: mistura úmida, 8 sacos de cimento, agregado miúdo

seco/areia: mistura seca, 11 sacos de cimento, agregado miúdo

úmido/grauído: mistura úmida, 7 sacos de cimento, agregado grauído

seco/grauído: mistura seca, 7 sacos de cimento, agregado grauído

nota: 7 sacos equivalem a 390 Kg de cimento/m³

TABELA 4.18

RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NA FLEXÃO

FAIXA DE VALORES	UNIDADE	IDADE DO CONCRETO		
		8 horas	3-8 DIAS	28 DIAS
Pesquisadas	MPa	0,27 - 1,76	0,987 - 6,16	2,87 - 10,6
	lb/pol ²	30 - 270	141 - 875	400 - 1500
Particulares (1)	MPa	0,35 - 0,70	3,5 - 9,15	5,6 - 10,6
	lb/pol ²	50 - 100	500 - 1300	800 - 1500

NOTA: (1) Resultados possíveis de serem obtidos para consumo de cimento de 390 kg/m³ de concreto e 3% de aditivo acelerador de pega.

TABELA 4.19

A faixa de resistência das obras brasileiras gira entre 18 MPa a 25 MPa, como exemplo apresentam-se na Tabela 4.17 os dados obtidos de maneira integral na construção do primeiro túnel brasileiro onde o projetado foi empregado como revestimento definitivo, isto é, o túnel Eliana da SABESP. Os valores de resistência consolidados encontra-se na Tabela 4.15 e na Tabela 3.1.

Também foram pesquisados os parâmetros de resistência à tração apresentados na Tabela 4.18, resistência à flexão constante na Tabela 4.19, módulo de deformação constante na Tabela 4.20. Os valores aqui apresentados foram obtidos da consolidação dos autores MAHAR apud ONUMA et al⁽⁵⁹⁾, TYNES⁽²⁷⁾, e cabe ressaltar as seguintes considerções:

- os patamares dos valores encontrados são similares ao concreto convencional;
- a relação entre estes parâmetros e a resistência à compressão tem-se mantido similar ao encontrado no concreto convencional.

Os trabalhos LITVIN⁽²³⁾, READING⁽⁶⁰⁾, e TYNES⁽²⁷⁾ apresentam como usual os valores entre 4% a 8%, conforme se apresenta na Tabela 4.21.

MÓDULO DE DEFORMAÇÃO

FAIXA DE VALORES	UNIDADE	IDADE DO CONCRETO		
		1 DIA	3-8 DIAS	28 DIAS
Pesquisadas	MPa	0,013 - 0,029	0,018 - 0,034	0,018 - 0,037
	lb/pol ² x 10 ⁻⁶	1,8 - 4,1	2,5 - 4,9	2,6 - 5,3
(1)	MPa	0,011 - 0,021	0,014 - 0,025	0,018 - 0,032
	lb/pol ² x 10 ⁻⁶	1,5 - 3,0	2,0 - 4,0	2,5 - 5,0

NOTA: (1) Resultados possíveis de serem obtidos para consumo de cimento de 390 kg/m³ de concreto e 3% de aditivo acelerador de pega.

TABELA 4.20

ABSORÇÃO

VALOR	MISTURA	FONTE
> 11%	Consumo de 402,8 a 809 kg/m ³ agregado miúdo	Litvin e Shideler, 1966
< 8%	Consumo de 369,4 a 385,3 kg/m ³ agregado graúdo	
5,8 a 7,2% 4,2%	agregado miúdo agregado graúdo	Reading, 1981
4,3 a 4,4% 3,8 a 4,0%	agregado miúdo agregado graúdo	Tynes e McClesse

TABELA 4.21

VALORES MÉDIOS DE PERMEABILIDADE

PROCESSO/AGREGADO	IDADE DE ENSAIO (dias)	NÚMERO DE ENSAIO	MÉDIA pé/s	DESVIO PADRÃO	COEFICIENTE DE VARIAÇÃO
úmido/miúdo	28	3	2,33 x 10 ⁻¹²	0,47	20,2
seco/miúdo	28	3	7,33 x 10 ⁻¹²	1,25	93,5
úmido/graúdo	28	4	2,25 x 10 ⁻¹²	1,09	48,9
seco/graúdo	28	4	10,25 x 10 ⁻¹²	12,82	125,7

TABELA 4.22

PROPRIEDADES DO CONCRETO PROJETADO
VIA SECA E VIA ÚMIDA

PROPRIEDADES	MÉTODO	PROCESSO				
		VIA ÚMIDA		VIA SECA		
		Normal	Com microsilica	Normal	Com microsilica	
Resistência à compressão (MPa)	24 horas	C39	15	22	30	34
	7 dias		28	45	44	49
	28 dias		44	63	54	60
Resistência à flexão (MPa)	7 dias	C78	3,8	4,9	-	-
	28 dias		5,3	6,7	7,4	8,4
Absorção imersão a fervura (%)	28 dias	C642	6,6	5,9	4,9	2,7
Volume de poros permeáveis (%)	28 dias		14,3	12,9	11,2	6,3
Teor de ar (%)		C457	5,0	3,3	4,3	3,9
Retração por secagem (%)	64 dias	C341	0,105	0,088	0,072	0,061

TABELA 4.23

PERMEABILIDADE IÔNICA

CORRENTE ELÉTRICA (coulombs)	PERMEABILIDADE IÔNICA	CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO
≥ 4.000	alta	Elevada relação água-cimento $\geq 0,6$
2.000 a 4.000	moderada	Moderada relação água-cimento 0,4 a 0,6
1.000 a 2.000	baixa	Baixa relação água-cimento 0,4
100 a 1.000	muito baixa	Concreto modificado com polímeros 5 a 15%
≤ 100	negligenciável	Concreto modificado com polímeros 15 a 20%

TABELA 4.24

A redação do ACI⁽⁶¹⁾ de 1993 especifica que para o concreto projetado durável este deve apresentar valores inferiores a 8% na época de trabalho das estruturas. A mesma orientação é apresentada nos Procedimentos Construtivos de diversos trabalhos do pesquisador Morgan⁽⁶²⁾⁽⁶³⁾⁽⁶⁴⁾⁽⁶⁵⁾⁽⁶⁶⁾⁽⁶⁷⁾.

A Tabela 4.22 apresenta de maneira consolidada os estudos de Litvin e Shideler⁽²³⁾, Tynes e McCleese⁽²⁷⁾ o coeficiente de permeabilidade à água, apesar das diversas limitações desta metodologia de ensaio, apresenta faixa de valores entre 10^{-8} a 10^{-11} cm/s.

As tabelas 4.23⁽⁶⁸⁾⁽⁶⁹⁾ e 4.24⁽⁶²⁾ apresentam os limites normalmente exigidos nas especificações estrangeiras.

4.5 ANÁLISE CRÍTICA

As metodologias de ensaios representam o valor potencial do material de modo que para se assegurar uma estrutura durável é preciso associá-lo a procedimentos executivos que

contemplem aspectos que as metodologias de ensaios não abordam, tais como fissuras, segregações, pontos de infiltrações, ausência de cura.

Os resultados de ensaios de resistência e durabilidade provenientes de diversas estruturas de revestimento de túneis mostram que o concreto projetado tem potencialidade de atingir os limites normalmente especificados para o concreto convencional. Mas, ao se comparar o concreto convencional com o projetado, o convencional apresenta maior margem de segurança em relação aos padrões especificados. Adicionalmente para o concreto convencional tem-se desvios de produção bem menores que os obtidos pelo concreto projetado.

A diferença entre um concreto projetado provisório para um concreto projetado definitivo de baixa permeabilidade reside em pormenores de formulação do concreto, precauções mais amplas na concretagem, cuidados no projeto quanto a seqüência construtiva, tecnologia cuidadosa em juntas. As fases de projeto, formulação, transporte, lançamento do concreto, e assim por diante até a execução da obra necessitam de uma redefinição dos programas de controle de qualidade.

O desenvolvimento do concreto projetado definitivo de baixa permeabilidade não exigiu pesquisa fundamental, conforme visto no capítulo 3, mas sim de adequação dos procedimentos executivos empregados normalmente na confecção revestimento de túneis e de recuperação de estruturas.

A evolução tecnológica do material concreto permitiu modificações nos projetos de revestimentos com grande economia no custos de construção, conforme apresentado no capítulo 6.

Pelos valores obtidos nos diversos estudos elaborados é possível se especificar um f_{ck} mínimo de 25 MPa a 30 MPa, dentro dos recursos hoje disponíveis, sem exigir grandes investimentos de controle de produção.

Valores de f_{ck} entre 35 MPa a 45 MPa para o concreto projetado são perfeitamente factíveis, mas os traços deverão ser aditivados com microsilica ou polímeros tipo estireno butadieno (látex) ou produtos da família dos acrílicos. Neste caso existe a exigência de melhoria da qualidade da mão e o emprego de equipamentos de mistura e

lançamento adequados para assegurar um concreto homogêneo. Estes devem no mínimo permitir adequada homogeneização do aditivo acelerador; lançamento do concreto em pressões que evitem a segregação do concreto durante o lançamento pois a força de impacto deve assegurar boa compactação (força de impacto muito grande também prejudica o produto final); e bico de projeção que permita a formação de um “feixe” de modo que todas as partículas tenham praticamente a mesma velocidade.

Estas faixas de resistência são alcançadas com um consumo menor de cimento pelo processo via seca quando comparado com o via úmida.

Na prática constatou-se uma modificação nas diretrizes dos traços nos últimos 15 anos. Atualmente emprega-se o pedrisco como diâmetro máximo, o que tem tornado mais difícil ao atendimento dos parâmetros de durabilidade. Hoje os traços apresentam teores de argamassa bem mais elevados do que há 15 anos atrás.

O método construtivo NATM “penaliza” o concreto projetado de primeira fase com deformações à baixa idade; lavagem por água de infiltração (muitas vezes de elevada agressividade ao concreto) nos primeiros minutos de vida; contaminações com solo; a necessidade de aditivo acelerador para a estabilização da escavação, que terminam por prejudicar as propriedades de resistência e durabilidade do concreto projetado de modo que a qualidade deste material é bem inferior que o revestimento de segunda fase.

Poucas informações estão disponíveis sobre o desempenho de obras onde o concreto projetado é responsável pela estanqueidade e durabilidade do empreendimento, pois o seu grande emprego no mundo tem sido em túneis em rocha de boa qualidade com baixa intensidade de infiltrações, caso contrário se emprega o concreto convencional como revestimento de segunda fase associado, em alguns casos, a mantas plásticas de PVC. O Brasil, como pioneiro no emprego do concreto projetado como revestimento definitivo de túneis escavados em solo abaixo do nível do lençol freático empregando o método NATM, precisa monitorar o desempenho e o comportamento das estruturas construídas. Este fato é que levou a elaboração do capítulo 5, que trata na verdade de um levantamento dos problemas de patologias em obras executadas nos últimos 15 anos.

Capítulo 5

AVALIAÇÃO DOS TÚNEIS EM OPERAÇÃO

5.1 INTRODUÇÃO

Este capítulo analisa de maneira genérica os principais problemas de túneis localizados na cidade de São Paulo, e justifica a escolha de parâmetros de identificação dos principais mecanismos de deterioração do revestimento de concreto destes túneis.

Apresenta-se levantamentos do comportamento destes parâmetros em diversos túneis construídos pelo método NATM e que empregaram o concreto projetado como revestimento definitivo.

Compara-se os valores obtidos com os normalmente especificados no exterior em obras de uso similar.

5.2 DESCRIÇÃO GENÉRICA DOS PROBLEMAS DE UMA OBRA DE TÚNEL LOCALIZADO NA CIDADE DE SÃO PAULO

5.2.1 Agressividade das Águas Subterrâneas e do Solo da Cidade de São Paulo

Em 1974, o geólogo CHIOSSI⁽⁷⁰⁾ efetuou mais de uma centena de análises de amostras de água na cidade de São Paulo, e constatou pH ácido, variando de 4,5 a 7,0, e que o elemento químico mais significativo era o CO₂ agressivo. O grau de agressividade determinado segundo a norma DIN 4030-68 foi, em grande parte, “forte”, verificando-se apenas em algumas poucas regiões a agressividade “muito forte”.

Os valores máximos dos demais ions com potencial deletério ao concreto foram:

- NH_4^+ (amônia), com 3,9 mg/l (define-se nível fraco pela DIN 4030 de 15 ate 30 mg/l);
- Mg^{++} (magnésio), com 33,5 mg/l (define-se nível fraco pela DIN 4030 de: 100 ate 300 mg/l); e
- SO_4 (sulfato), com 150 mg/l (define-se nível fraco pela DIN 4030 de 200 ate 600 conforme DIN4030).

Segundo LEONARIDES⁽⁷¹⁾ os elementos químicos presentes nas águas subterrâneas são fornecidos pelas rochas e pelos minerais contidos na argila dos solos, que são extraídos pela circulação da água.

O solo da cidade de São Paulo é constituído por argilas, areias argilosas e areias, provenientes da alteração das rochas graníticas e gnaissicas dos morros que circundam a bacia de São Paulo.

Os granitos e gnaisses são rochas ácidas apresentando um teor de SiO_2 superior a 65%. A análise de amostras de solos de alteração de granitos e gnaisses dos arredores de São Paulo mostram a predominância de minerais argila caoliniticos, indicando claramente que o processo de alteração das rochas ocorreu em ambiente ácido.

Parece que no Estado de São Paulo, excetuando-se as terras roxas virgens e os arenitos cretáceos, todos os demais solos do Estado são ácidos, apresentando pH entre 3,8 e 6,8. A razão seria o clima acidificante constituído por verão chuvoso e inverno quente, com um total de precipitação pluviométrico muito superior ao da evaporação. Nessas condições a água de infiltração, em seu movimento descendente, remove os cátions de K^+ , Na^+ , Ca^{++} , e Mg^+ do complexo mineral, substituindo-os por ions hidrogênio que se associarão aos átomos de oxigênio, formando oxidrilas OH. Nos minerais argila caoliniticos a carga secundaria negativa dos OH tornam as caolinitas ácidas e resultando solos ácidos.

Nos climas áridos, onde a evaporação é superior à infiltração, o processo é inverso, com cátions sendo trazidos a superfície dando origem a formação de solos alcalinos.

A água subterrânea circulando através de minerais caoliniticos, tem a capacidade de se ligar aos íons de hidrogênio das oxidrilas transportando alguns cristais em solução. Essas partículas aumentam a concentração de íons H^+ da água tornando-a ácida.

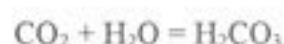
O caráter ácido das águas naturais da região de São Paulo é confirmado pelos resultados apresentados na Tabela 5.1.

ANÁLISE DAS ÁGUAS DA REGIÃO DE SÃO PAULO

REGIÃO	pH	CO ₂ agressivo (mg/l)
Embú	4,7	52
Poá	5,0	60 a 80
Pilar	5,3	32 a 48
Petra	5,0	36
Perus	5,5	55
Pluma	5,3	48
Santana	5,4	71
Fontalis	5,3	76

TABELA 5.1

As várzeas paulistanas são constituídas de solos pretos, ricos em matéria orgânica. As águas das chuvas, que se infiltram através dessas várzeas absorvem o gás carbônico, CO₂, produzido pela decomposição da matéria orgânica. O CO₂ dissolvido na água se hidrata dando origem ao ácido carbônico.



O ácido carbônico se dissocia em ions H^+ e HCO_3 , e este, em H^+ e CO_3 . Assim, a presença do CO_2 na água contribui para aumentar sua concentração em ions H^+ aumentando sua acidez, e deixa um saldo de CO_2 tornando assim a água agressiva.

5.2.2 Discussão sobre o Mecanismo de Deterioração do Revestimento de Concreto de Túneis na Cidade de São Paulo

Os solos do Município de São Paulo apresentam, salvo raras exceções, coeficiente de permeabilidade entre 10^{-3} e 10^{-7} cm/seg. Não há portanto renovação significativa de água junto às obras subterrâneas, salvo no caso onde a água percola através do concreto através de falhas tais como: microfissuras, juntas de concretagem, vazios de concretagens, etc., drenando a água do solo circunvizinho. Um caso especial ocorre quando há variação do nível do lençol, onde a renovação de ions poderá ser mais significativa.

Quando a vazão da água junto ao concreto for insignificante, a reposição dos ions agressivos já consumidos somente poderá ocorrer por mecanismo fisico-quimicos que envolvem fenômenos de osmose e de difusão.

Ao se imaginar uma película de água de espessura da ordem entre 0,1 a 0,2 cm não havendo renovação da água (película estacionária), a reposição de ions deverá ocorrer por difusão através dessa película. O fluxo de ions através da película, depende do gradiente de concentração iônica e de uma constante de difusão característica para cada tipo de ion, conforme a Lei de Fick.

Considerações sobre o teor de ions agressivos nos solos de São Paulo e sobre a espessura da película de água a ser atravessada levam a concluir que a película em si não é o fator limitante da deterioração do concreto.*

* Manuscritos do Eng. Frederico Kosin

Considerando-se o caso de lençol freático estacionário, tem-se que uma película transmite ao concreto ions por difusão, ions esses provenientes do solo, que também foram cedidos por difusão.

Solos com vazios suficientemente grandes, $k > 10^{-2}$ cm/seg., não impedem a livre difusão dos ions até a película de contato, e o lençol freático será tanto mais agressivo quanto maior for seu teor de ions agressivos. Solos com $k < 10^{-2}$ cm/seg. tendem progressivamente dificultar a difusão de ions, chegando até a completa interrupção no caso de solos argilosos impermeáveis. As razões desta decrescente permeabilidade estão ligadas à diminuição progressiva do raio dos poros, ao diâmetro dos ions agressivos, e aos pontos com carga positiva e negativa dentro do poro. Tratam-se de “dificultadores” da mesma natureza dos encontrados no concreto.

Os solos do municipio de São Paulo, com k entre 10^{-3} a 10^{-7} cm/seg., enquadram o tipo de mecanismo de agressividade ao concreto na categoria “por difusão iônica”, fato este que ameniza sensivelmente o grau de agressividade do lençol freático.

A difusão iônica do solo em direção ao concreto desenrola-se dentro de um quadro mais amplo de uma troca mutua entre concreto e solo. No caso do Municipio de São Paulo, este apresenta de 300 a 500 mg/l de sais, dando concentração molar que não passa de 10^{-2} mol/l. O concreto contem em seus poros uma solução saturada de Ca(OH)_2 , cerca de 1,65 g/l, equivalente a $2,22 \times 10^{-2}$ mol/l. Este apresenta uma concentração molar duas vezes superior ao solo gerando uma pressão osmótica dentro dos poros de concreto duas vezes maior que no solo.

Ocorre assim uma saída de Ca(OH)_2 do concreto em direção ao solo, provocando a alcalinização da película de água em contato com a face do concreto e também de uma certa porção de solo. Assim sendo, o consumo inicial dos ions agressivos ocorre no exterior do elemento estrutural de concreto*.

* Relatório Interno do METRÔ/SP elaborado pelo Eng. Frederico Kosin

5.2.2.1 Mecanismo como os Íons Agressivos chegam até a Superfície do Concreto

A alcalinização da camada externa do solo vizinho ao concreto irá perdurar enquanto a taxa de difusão do Ca(OH)_2 do concreto para o exterior for superior à capacidade do solo em renovar os íons. Consumido o Ca(OH)_2 das porções do concreto mais próxima da superfície envolto ao solo, a difusão se torna mais lenta. De fato, uma distância maior dentro do canal capilar deve ser percorrida pelo íon Ca(OH)_2 , do que resulta um decréscimo do gradiente de concentração dentro do capilar, diminuindo o fluxo de íons. Haverá então um momento a partir do qual começará a penetração dos íons agressivos para o interior do concreto.

5.2.2.2 Movimentação dos Íons Agressivos no Interior do Concreto

Tanto a movimentação de água quanto a difusão de íons atingem grandezas significativas somente a partir do diâmetro médio das cavidade capilar de 10^{-4} cm (1μ).

Como primeira aproximação são as cavidades capilares de diâmetro médio maior que 1μ que devem ser levadas em conta para o desenrolar das reações de deterioração do concreto. Estes devem estar abertos, isto é, ter pelo menos uma das extremidades abertas para permitir a movimentação de íons, ou ambas as extremidades para possibilitar a percolação pela água.

A taxa das reações deletérias depende, antes de mais nada, da taxa de difusão de íons agressivos para o interior da cavidade capilar até o local onde estas reações acontecem. O fator mais importante que governa o fluxo de íons para dentro do capilar aberto é a concentração de íons agressivos da película de água entre solo e a face do elemento estrutural de concreto.

A concentração de íons agressivos nesta película depende de uma série de fatores, e somente no caso da renovação por fluxo de água suficientemente grande a película terá concentração igual a do lençol freático. Em assim sendo, as tolerância limites de íons

agressivos das normas referentes à durabilidade do concreto deveriam aplicar-se a concentração da película de água entre solo e concreto, e não genericamente ao lençol freático.

A taxa de renovação dos ions agressivos dentro dos capilares abertos, no caso da percolação de água através do concreto, será sempre superior ao fluxo de ions resultante da mera difusão. Portanto, a percolação do concreto por água agressiva é sempre um fator agravante da deterioração do elemento estrutural em concreto.

As obras subterrâneas do Município de São Paulo tem praticamente um fator deletério ao concreto: o CO₂ agressivo. Quanto ao teor de SO₄⁻ ele é sensivelmente menor que o limite de 200 mg/l a partir do qual haveria risco de agressão ao concreto. Não é motivo de preocupação especial sobretudo, que somente a partir de 400 mg/l haveria necessidade do emprego de cimentos resistente aos sulfato.

5.2.2.3 Mecanismo de Deterioração do Concreto - Processo Químico da Ação do CO₂ Agressivo

O mecanismo químico da ação do CO₂ agressivo sobre o concreto foi estudado entre nos por TORRES⁽⁷²⁾, em 1931. E em versão simplificada, segundo TERZAGHI⁽¹²⁾ temos:

a) reação do gás carbônico dissolvido com formação do ácido carbônico:



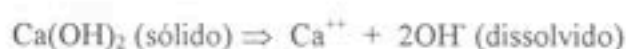
b) reação do ácido carbônico com a cal livre dentro dos poros do concreto, com formação de carbonato de cálcio insolúvel



c) reação do carbonato de cálcio sólido com o excesso de ácido carbônico, formando o bicarbonato de cálcio solúvel



O mecanismo químico descrito realiza-se na prática através da difusão H_2CO_3 para dentro dos poros capilares, que estão cheios de solução saturada de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ em equilíbrio com os cristais de hidróxido de cálcio aderidos à paredes dos poros do concreto. Este equilíbrio pode ser representado pela equação:



O consumo de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ em solução pela reação de formação de carbonato de cálcio insolúvel provoca a dissolução de mais $\text{Ca}(\text{OH})_2$ sólido, conforme descrito acima, até consumir toda a cal livre sólida nos poros. A partir desta fase os próprios silicatos começam a ser atacados pelo CO_2 agressivo.



O resultado final do ataque do CO_2 agressivo, quando o mecanismo encontrar condições para desenvolver-se plenamente é a destruição da pasta de cimento endurecida, e a conseqüente desagregação do concreto.

5.2.2.4 Mecanismo de Deterioração do Concreto - Processo por Percolação de Água do Lençol Freático

A deterioração do concreto depende da cinética de diversos mecanismo que podem ocorrer simultaneamente:

- penetração de água nos capilares do concreto, trazendo ions agressivos;

- difusão de ions do meio para o interior do concreto através dos capilares existentes, e também uma difusão em sentido inverso de ions do concreto para o exterior; e
- reações química dos ions agressivos com os constituintes do concreto, que afetam a qualidade deste.

Para as obras enterradas na cidade de São Paulo bastaria obter-se um concreto com poros inferiores a 3×10^{-5} cm ($0,3\mu$) para garantir a estanqueidade sob pressão externa de 50m de coluna de água.

A entrada de água no concreto arrasta obviamente ions agressores. Passada uma fase inicial, geralmente mais intensa da penetração da água, segue-se uma fase com penetração decrescente, que termina em velocidade nula (a penetração cessa) ou constante (percolação pelo concreto).

Se houve percolação com velocidade superior a 0,03 m/dia, a quantidade de ions agressivos trazidos se torna sensivelmente superior à renovação de ions por difusão, resultando uma aceleração da deterioração do concreto. Tal velocidade de percolação corresponde a uma vazão de 30 l de água por m^2 de superfície de revestimento de túnel, e pode efetivamente comprometer a sua vida útil. Portanto, o concreto de baixa permeabilidade é essencial para a durabilidade das obras enterradas expostas a águas agressivas^{*}

5.2.3 Diretriz Tecnológica das Estruturas de Concreto Durável Empregadas como Revestimento de Túneis na Cidade de São Paulo

Os solos do município de São Paulo são, na sua grande maioria, pouco permeáveis (coeficiente de permeabilidade 10^{-3} cm/seg.), e a renovação da película de água na interface solo-concreto é praticamente insignificante. A reposição dos ions consumidos na agressão do concreto ocorrerá então predominantemente pela difusão iônica através de solo e da película líquida da interface. Tal mecanismo apresenta taxa de renovação de

^{*} Manuscritos do Eng. Frederico Kosin

íons agressores bastante inferior daqueles dos solos permeáveis, nos quais a própria água da película de interface entre solo e concreto é renovada. Mesmo nestas condições quando se tem um concreto de baixa permeabilidade onde a porosidade é pequena a penetração de íons agressores somente poderá ocorrer pelo mecanismo da difusão, a uma taxa bastante inferior daquela resultante da percolação.

Considerando a pressão piezométrica das obras subterrâneas da cidade de São Paulo, basta um concreto com aberturas capilares de diâmetro médio inferior a $0,3\mu$ para que não haja percolação. A própria difusão de íons nos capilares abaixo dessa dimensão torna-se prejudicada por fenômenos de adsorção de água e íons nas paredes dos canais.

O concreto convenientemente formulado e executado é impermeável aos agentes agressivos, sendo esta a qualidade fundamental que lhe confere durabilidade frente aos lençóis freáticos agressivos do Município. O grau de agressividade médio da cidade é inexpressivo frente a um concreto com baixa permeabilidade. A própria obra deverá ser estanque sob o ponto de vista de porosidade e fissuras.

A reposição dos íons agressivos por sua vez depende de mecanismos físicos e físico-químicos, que são governados pelas características do solo. Ao se examinar o conjunto destes fatores, dentro e fora do concreto, conclui-se que não é possível se admitir a hipótese de entrada de água, mesmo por drenagem, nas obras de túneis. A passagem de água não somente envolveria problemas de ataque ao concreto, mas comprometeria outros fatores, tais como:

- dificuldade de confinamento das correntes de fuga;
- queda da resistividade do concreto, e maior risco de corrosão das armaduras pelas correntes de fuga;
- umidade relativa alta nos túneis, que tende a aumentar a taxa de corrosão de equipamentos e instalações, e até mesmo comprometer o funcionamento de sistemas tais como sinalização, ventilação, etc.; e
- promover entupimentos de sistemas de drenagem, e/ou de dutos e porões de cabos.

As desvantagens e riscos de túneis úmidos são de ordem a descartar em primeira análise esta solução.*

5.3 ESCOLHA DOS PARÂMETROS DE DESEMPENHO

A abordagem por desempenho é muito útil para o desenvolvimento e avaliação de novos produtos ou de produtos tradicionais com novas responsabilidades.⁽⁴²⁾

Desempenho é definido como o comportamento de um produto em relação ao seu uso (ISO/DP 6240-1980). A avaliação de desempenho é o processo de verificação se o produto, submetido às condições de uso, atende às necessidades do usuário.

A seguir apresenta-se uma lista, que seguindo as diretrizes dada pela ISO/DP-6241 estabelecem as necessidades dos “usuários”:

- Segurança Estrutural a curto prazo;
- Segurança Estrutural a longo prazo;
- Segurança ao fogo;
- Baixa Manutenção;
- Economia;
- Estanqueidade;
- Durabilidade;
- Conforto acústico;
- Higiene; e
- Adaptação ao uso.

Ao se abordar assuntos pela óptica de desempenho deve-se pensar em trabalhar em termos de objetivos que se pretende alcançar, em lugar de pensar nos meios (CIB, 1982). Assim sendo são as funções que devem ser definidas e não como ou com que material ele será executado, e sim o que se deseja.

* Relatório Interno do METRÓ/SP - Diretrizes Tecnológicas.

expressam a porcentagem de componentes que, a cada idade, apresentam $ID \leq n$, onde “n” é a nota de degradação, que varia de zero a dez conforme Tabela 5.2. Este método despreza o efeito da manutenção.

b) Taxa de defeitos por unidade de área

Segundo CREMONINI⁽⁴²⁾, trata-se de levantar as manifestações patológicas significativas diretamente do campo, obtendo-se índices por m^2 , os quais permitem que sejam traçadas curvas de degradação. No caso do estudo realizado nos túneis de São Paulo, trata-se de área revestimento de túnel.

Estas curvas evidenciam falhas no método construtivo por especificação incorreta de material ou por falhas de execução. Ao se utilizar este processo é possível se comparar o comportamento em uso de diferentes componentes que cumprem a mesma função, bem como subsidiar atividades de manutenção na atividade de programar intervenções antes que determinados percentuais atinjam valores significativos, além de permitir a previsão de custos de manutenção.⁽⁴²⁾

A avaliação de estruturas via observações de campo apresenta algumas vantagens em relação às análises laboratorial. Os levantamentos de campo analisam um “sistema” amplo e real, e não uma amostra pontual e acondicionada de maneira “ideal” no laboratório. No enfoque de campo considera-se o efeito combinado da agressividade e a forma de uso da estrutura. Em contrapartida no ensaio laboratorial a frequência e a intensidade da agressividade são bem maiores que o apresentado pela natureza, obtendo-se assim uma previsão acelerada da degradação. Na avaliação de campo os resultados estão limitados ao local do estudo, enquanto que na análise laboratório a especificação é geral e padrão independentemente do local de aplicação.

5.3.3 Parâmetros Eleitos para Avaliação por Desempenho de Túneis na Cidade de São Paulo

Em função do mecanismo de agressividade dos lençóis freáticos da cidade de São Paulo, discutidos no item 5.2, estabeleceu-se a diretriz de monitoração quantitativa da entrada

5.3.1 Durabilidade como Parte da Avaliação de Desempenho

Segundo CREMONINI⁽⁴²⁾, a durabilidade não é uma característica de um material. Ela é o resultado da interação de um material com o meio em que está inserido. A durabilidade pode ser descrita como a resistência à degradação de um material em um determinado meio. Esta, pode ser expressa em termos de vida útil, definida como o período de tempo que o material atende às exigências dos usuários.

Devido a variabilidade das condições de exposições e das características de agressividade do meio á ter vidas úteis bem diferentes para o mesmo material.

5.3.2 Avaliação da Durabilidade por Métodos de Campo

Segundo CREMONINI⁽⁴²⁾, trata-se da averiguação das condições do revestimento quando em uso, através de uma avaliação direta por resultados “qualitativos”, que visam expressar o grau de satisfação do usuário frente a uma determinada situação.

Este método auxilia na avaliação da vida útil estimada, uma vez que considera, conjuntamente, a ação da degradação natural e as falhas construtivas ocorridas durante a construção. Nestes casos o revestimento é avaliado em condições reais levando em consideração a sinergia dos efeitos de degradação. Este enfoque permite uma aferição dos métodos de laboratório além de servir de subsídio para novos projetos.

a) Índice de degradação

Segundo ISHIZUKA apud CREMONINI⁽⁴²⁾ trata-se de um método que consiste em levantamentos de campo, onde pela vistoria por técnico especializados é avaliada o nível de degradação dos componentes. Esta avaliação consiste na atribuição de uma “nota”, que varia conforme a condição de conservação do componente. Este valor é denominado “Índice de Degradação”, ID, e varia conforme a Tabela 5.2.

A avaliação do estado de desempenho é baseada na maior ou na menor capacidade de um componente de atender ao conjunto de exigências de desempenho após determinado tempo de uso. O importante está na escolha das exigências, ou indicadores, que possam ser avaliadas visualmente. Posteriormente executa-se a classificação por idade, e plota-se os resultados em curvas, ID versus tempo, que devem ser ajustadas por critérios estatísticos.

ESCALA DE DEGRADAÇÃO

ID	DESCRIÇÃO
10-9	material ou componente sem degradação ou degradação mínima
9-7	partes degradadas podem ser observadas, sem prejuízo no desempenho. Pequenos reparos.
7-5	algumas partes estão degradadas, e reparos parciais são necessários
5-3	muitas partes estão degradadas e a perda de desempenho é significativa. A vida útil pode ser estendida se reparos generalizados forem executados
3-0	o componente deve ser substituído

TABELA 5.2

Com o índice de degradação pode-se avaliar as estruturas por dois métodos, como se segue:

- método do limite do desempenho

O “método do limite do desempenho” parte da premissa que a vida útil de um componente é determinada pela idade em que a degradação média da população atinge o desempenho mínimo aceitável, que pela escala adotada, representa ID igual a 5. Este nível identifica componentes com necessidades de grandes reparos e perda significativa de desempenho, sendo portanto este limite adotado como indicador de fim de vida útil.

- método de distribuição acumulada

Esta é uma outra forma de se avaliar a vida útil a partir dos índices de degradação. Este método está baseado em curvas de distribuição acumulada, isto é, curvas que

expressam a porcentagem de componentes que, a cada idade, apresentam $ID \leq n$, onde "n" é a nota de degradação, que varia de zero a dez conforme Tabela 5.2. Este método despreza o efeito da manutenção.

b) Taxa de defeitos por unidade de área

Segundo CREMONINI⁽⁴²⁾, trata-se de levantar as manifestações patológicas significativas diretamente do campo, obtendo-se índices por m^2 , os quais permitem que sejam traçadas curvas de degradação. No caso do estudo realizado nos túneis de São Paulo, trata-se de área revestimento de túnel.

Estas curvas evidenciam falhas no método construtivo por especificação incorreta de material ou por falhas de execução. Ao se utilizar este processo é possível se comparar o comportamento em uso de diferentes componentes que cumprem a mesma função, bem como subsidiar atividades de manutenção na atividade de programar intervenções antes que determinados percentuais atinjam valores significativos, além de permitir a previsão de custos de manutenção.⁽⁴²⁾

A avaliação de estruturas via observações de campo apresenta algumas vantagens em relação às análises laboratorial. Os levantamentos de campo analisam um "sistema" amplo e real, e não uma amostra pontual e acondicionada de maneira "ideal" no laboratório. No enfoque de campo considera-se o efeito combinado da agressividade e a forma de uso da estrutura. Em contrapartida no ensaio laboratorial a frequência e a intensidade da agressividade são bem maiores que o apresentado pela natureza, obtendo-se assim uma previsão acelerada da degradação. Na avaliação de campo os resultados estão limitados ao local do estudo, enquanto que na análise laboratório a especificação é geral e padrão independentemente do local de aplicação.

5.3.3 Parâmetros Eleitos para Avaliação por Desempenho de Túneis na Cidade de São Paulo

Em função do mecanismo de agressividade dos lençóis freáticos da cidade de São Paulo, discutidos no item 5.2, estabeleceu-se a diretriz de monitoração quantitativa da entrada

de infiltrações de água através do revestimento de concreto, e qualitativa de seus principais efeitos patológicos. Estes parâmetros foram classificados conforme se descreve a seguir:

a) Parâmetro quantitativo

- quantidade de infiltração d'água no revestimento do túnel; e
- quantidade de Infiltração d'água nos drenos.

b) Parâmetro qualitativo

- presença de Óxido de ferro;
- presença de carbonato de sódio;
- presença de material carregado para dentro do túnel;
- presença de estalactite; e
- presença de trincas ou fissuras.

Conforme discutido no capítulo 3 as infiltrações também prejudicam os sistemas eletromecânicos, sendo, na verdade, hoje o principal fator que tem levado os projetistas, proprietários, e responsáveis pela manutenção a enrijecer os limites permissíveis de entrada de água dentro dos túneis na cidade de São Paulo. Por motivos conceituais os túneis projetados pelo método NATM exigem maciços competentes, o que resulta em solos praticamente impermeáveis sob o de vista de percolação de água e minimização do ataque dos agentes agressores do lençol freático, pois a renovação da película de contato solo-estrutura é lenta, quando não for estacionária.

Este parâmetro hoje é tão importante que recentemente a Associação Internacional de Túneis- ITA, através do WORKING GROUP Number 6- Manintenance and Repair of Underground Structures, desde 1991, vem realizando pesquisa, consultado todos os órgãos proprietários de túneis, sobre problemas gerados pelas infiltrações e estratégias adotadas para a sua recuperação.

Em estudos realizados em quatro túneis da Cidade de São Paulo, adotou-se os princípios da taxa de defeitos por unidade de área. Para se confeccionar a curva de degradação são necessários dados obtidos ao longo de vários anos. Estas curvas não poderão ser

traçadas, mas com os levantamentos aqui apresentados esta se estabelecendo uma base de dados no ano de 1996, isto é, o marco zero do monitoramento destas patologias.

DEFINIÇÃO DO GRAU DE ESTANQUEIDADE PARA ESTRUTURAS SUBTERRÂNEAS EM FUNÇÃO DO USO

GRAU DE ESTANQUEIDADE	CARACTERÍSTICAS DA OBRA	USO DO ESPAÇO	ÁGUA DE INFILTRAÇÃO EM L/m ² POR UM PERÍODO DE 24 HORAS	
			10 m	100 m
1	não é permitido a saída de vapor de mercúrio por difusão	salas secas: salas de ar limpo prolongada permanência de pessoas estocagem de misturas sensíveis (papeis, comida, explosivos, etc.)	0	0
2	seco vapor por difusão permissível	instalações de defesa militar e saunas, salas de fornecimento de energia espaço subterrâneo em geral	0	0
3	seco	estações metroviárias salas de computadores	< 0,002	0,001
4	quase seco	túneis rodoviários de alta velocidade trens ferroviários de alta velocidade	< 0,02	0,01
5	penetração capilar	áreas de estacionamento de automóveis túneis de passagem de pedestres	< 0,2	0,1
6	pequeno gotejamento	ferrovias regionais túneis metroviários	< 0,5	0,2
7	gotejamento	túneis de saneamento	< 1,0	0,5

TABELA 5.3

5.4 LIMITES NORMALMENTE ESPECIFICADOS

Existem vários critérios de estanqueidade e no Brasil tem-se adotado com mais frequência as normas elaboradas pela West German Tunnel Research Organisation, STUVA, cuja as diretrizes foram condensadas na Tabela 5.3, onde se estabelece o nível de estanqueidade das estruturas em função do tipo de uso do túnel.

**ESPECIFICAÇÃO DA MÁXIMA INFILTRAÇÃO DAS ENTIDADES
ASSOCIAÇÕES U.S. WASTEWATER CONVEYANCE TUNNELS AND U.S.
RAPID TRANSIT SYSTEMS DOS ESTADOS UNIDOS**

ÓRGÃO	Túncis de pequeno comprimento		Túncis de longo comprimento	
	Infiltração diária	com análise a cada trecho de	Infiltração diária	com análise a cada trecho de
	l/m^2	m	l/m^2	m
Metro Washington (USA)	10,7	3,5	0,9	80
Metro San Francisco(USA)	-	-	0,9	80
Metro Atlanta (USA)	-	-	0,9	80
Metro Boston (USA)	-	-	1,8	35
Metro de Baltimore (USA)	5,3	3,5	0,7	35
Metro de Bufalo (USA)	0,4	10	0,2	1000
Metro Melbourne (Austrália)	0,25	10	0,1	1100
Metro Antwerpen (Bélgica)	0,25	10	0,1	100
Tunnel and Reservoir Plan, Chicago, IL			14,34	
Calumet Tunnel System,Chicago, IL			14,34	
Culver-Goodman Tunnel,Rochester, NY			4,67	
Milwaukee Water Pollution Abatement Program Milwaukee, WI			2,13	

TABELA 5.4

A Tabela 5.4 apresenta a infiltração máxima permitida especificada por órgãos pertencentes as associações U.S. Wastewater Conveyance Tunnels and U.S. Rapid Transit Systems dos Estados Unidos

5.5 LEVANTAMENTOS DE CAMPO

Estes levantamentos estabelecem uma base de dados para as obras monitoradas, significando o “marco zero” do estado do concreto projetado para a idade do empreendimento. Foram escolhidos os seguintes túneis:

- Extensão Norte do METRÔ/SP;
- ETT- Miguel Reale da Eletropaulo SA;
- Extensão Leste-Oeste do METRÔ/SP; e
- Vila Madalena-Sumaré do METRÔ/SP.

Os dados da Tabela 5.5 consolidam os levantamento de campo dos parâmetros representativos na avaliação por desempenho dos túneis mencionados.

A Figura 5.1 apresenta os problemas típicos de um túnel sob o mecanismo de deterioração por lixiviação com carreamento de material e a Figura 5.2 apresenta os problemas da porosidade da armadura devido a problemas de detalhe inadequado de transpasse de armação.

Dentre estas obras destacam-se os túneis da Extensão Norte do METRÔ/SP, e o túnel da Eletropaulo S.A., pois ambas atravessam trechos de areia com elevada permeabilidade do maciço. Estas duas análises são especialmente interessantes, pois estão expondo o concreto projetado a condições extremas de ataque. No caso do túnel da Extensão Norte, este sofreu diversos acidentes devido a baixa competência do maciço por apresentar lentes de areia com grande quantidade de água, tem-se 14 anos de operação.

Dentre estas obras destacam-se os túneis da Extensão Norte do METRÔ/SP, e o túnel da Eletropaulo S.A., pois ambas atravessam trechos de areia com elevada permeabilidade do maciço. Estas duas análises são especialmente interessantes, pois estão expondo o concreto projetado a condições extremas de ataque. No caso do túnel

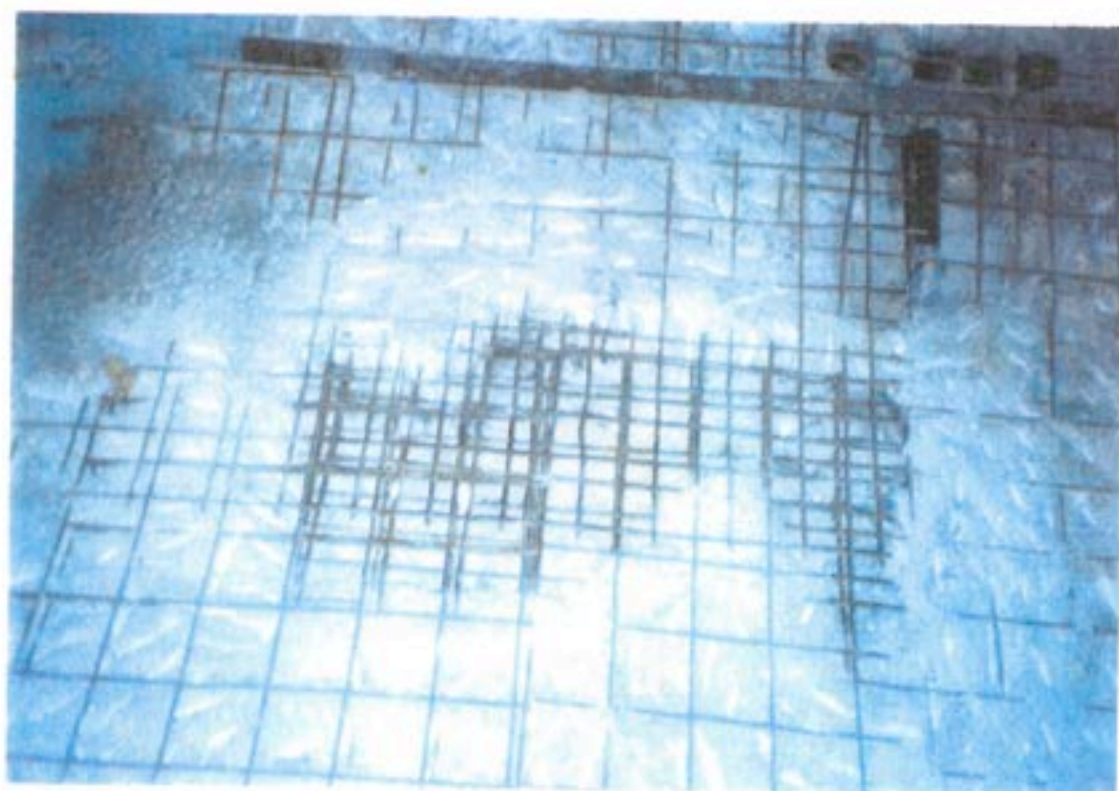


**DETALHE DE LIXIVIAÇÃO DO CONCRETO COM
CARREAMENTO DE MATERIAL.**

FIGURA 5.1

da Extensão Norte, este sofreu diversos acidentes devido a baixa competência do maciço por apresentar lentes de areia com grande quantidade de água, tem-se 14 anos de operação.

No caso do túnel ETT-Miguel Reale, que ainda encontra-se em construção, a seção transversal do revestimento não está completa, isto é, somente estão finalizados o teto e as paredes, mas o "invert" ainda não foi concluído permitindo grande velocidade de renovação de película de contato entre o solo e as paredes do túnel. Existem outros



**DETALHES DA POROSIDADE DO CONCRETO
POR PROBLEMAS DE ARMAÇÃO**

FIGURA 5.2

LEVANTAMENTO DOS PARÂMETRO DE DESEMPENHO

OBRA		Extensão Norte	Eletropaulo	Itaquera/Guai.	Sumaré/V.M.
COMPRIMENTO (m)		663	4.150	1.200	580
IDADE DO EMPREENDIMENTO		14 anos	parcial/ 2 anos	5 anos	em execução
SEÇÃO MÉDIA TRANSVERSAL (m ²)		94,5	12	80	73
Infiltração d'água no revestimento do túnel	umidade	23	488	8	112
	gotejamento	1	204	2	87
	jorro	0	0	0	0
	filete (sem vazão)	0	140	0	0
	vazão 1l/min	15	13	6	0
	vazão 2 l/min	0	2	0	0
	vazão 5l/min	0	3	0	0
Infiltração d'água nos drenos do túnel	seco	3	301	43	2
	com umidade	0	132	18	17
	com gotejamento	3	284	9	8
	com jorro 10 l/min	3	3	0	3
	com jorro 20 l/min	0	1	0	0
	filete (sem vazão)	8	70	32	13
	filete 1l/min	0	16	0	2
	filete 2l/min	0	3	0	0
	filete 3 l/min	0	1	0	0
	filete 2 a 3 l/min	0	1	0	0
	filete 5 l/min	0	10	0	0
	filete 5 a 10 l/min	0	2	0	0
Presença de óxido de ferro		1	464	0	4
Presença de carbonato de cálcio		6	287	5	76
Presença de material de cor preta		2	110	0	78
Presença de estalactite		2	3	5	143
Presença de trincas		0	6	0	0
Presença de buracos		0	2	0	0

Nota: Os valores apresentados representam o número de ocorrências encontradas.

TABELA 5.5

trechos em que o revestimento de segunda fase foi aplicado apenas parcialmente, sem o fechamento do "invert".

São analisados ainda dois trechos de túneis da Linha Leste-Oeste trecho Itaquera-Guaianazes do METRÔ/SP. Tratam-se de dois grandes túneis construídos em maciço de boa qualidade, material essencialmente argiloso, porém a geratriz superior dos túneis encontra-se abaixo do nível do lençol freático. Estas obras não estão em operação, mas o revestimento de segunda fase de um deles está concluído há aproximadamente 5 anos, e quanto ao outro há aproximadamente 3 anos.

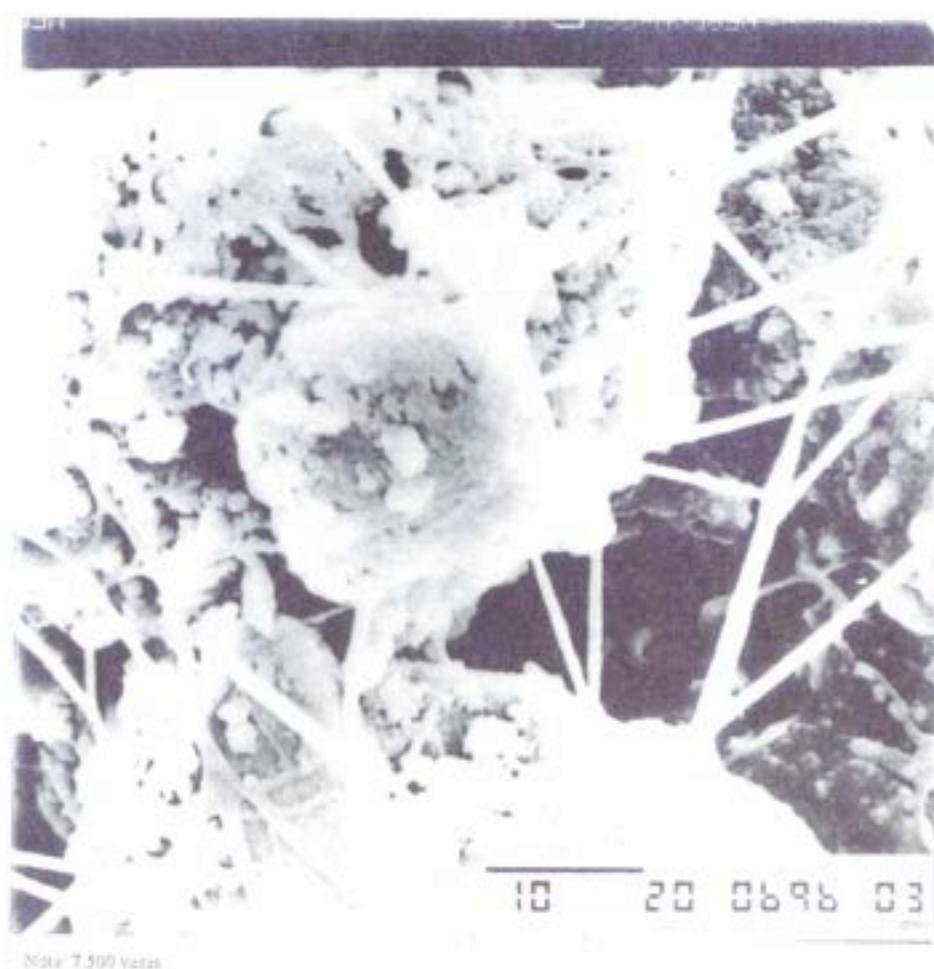


Nota: 2.000 vezes

**DETALHE DA REDE DE BACTÉRIAS - IFAS INTERAGINDO
COM A PASTA DE CIMENTO**

FIGURA 5.3

Outra obra objeto de análise é o túnel Sumaré-Vila Madalena do METRÔ/SP. Trata-se de um túnel ainda não totalmente construído, mas com um trecho cujas obras foram paralisada no revestimento de primeira fase. Este túnel tem uma peculiaridade pelo fato do nível de agressividade do meio ter sido incrementando por vazamentos de combustíveis induzindo deterioração acelerada do concreto projetado. Identificou-se mecanismo de corrosão bacteriológica no concreto.



FUNGO FILAMENTOSO - IFAS

FIGURA 3.4

A região onde a pluma de combustíveis não entra em contato com o revestimento do túnel o concreto sofre ataque pelos mecanismos descritos anteriormente, isto é, essencialmente pela presença de CO_2 agressivo, mas na região com presença de combustível nota-se ataque por sulfatos no concreto com sua desagregação parcial em pontos localizados. Ressalta-se a crescente perda de pH do revestimento neste dois últimos anos, que hoje gira em torno de 6, mas permanece em processo descendente.

As Figuras 5.3 e 5.4 apresentam fotos realizadas em microscópio eletrônico identificando a presença de bactérias e fungos. A análise da qualidade do concreto projetado através dos ensaios de resistência e durabilidade demonstrou atender integralmente a especificação do METRÔ/SP.

Este é um caso que precisa ser refletido com profundidade, pois trata-se de uma realidade que poderá se repetir no futuro, isto é, o incremento da agressividade do meio devido a problemas de contaminação do solo por produtos de grande utilização da sociedade urbana, como por exemplo os combustíveis dos postos de gasolina.

5.6 DIRETRIZES DE PROJETO PARA SE OBTER A ESTANQUEIDADE EM TÚNEIS

O principal maneira de assegurar a durabilidade da estrutura enterradas é através do controle de entrada de água. Existem fundamentalmente dois conceitos para se proteger uma estrutura contra estas infiltrações:

- drenagem; e
- sistemas estanques.

Os sistemas de drenagem normalmente empregados podem ser subdivididos em duas classes:

- somente a drenagem; e
- drenagem associada a um sistema impermeabilizante.

Os sistemas impermeabilizantes visam combater a água transformando a estrutura em sistema estanque. Os sistemas normalmente empregados são subdividido em três classes:

- injeção química no maciço;
- concreto de baixa permeabilidade; e
- emprego de mantas plásticas impermeabilizantes.

A drenagem somente deve ser empregada apenas em último caso, sendo o correto que esta deva ser evitada. Além da deterioração do concreto através de processos de lixiviação que inicialmente diminui o pH do concreto desprotegendo a armadura permitindo o seu ataque, após a retirada do carbonato de cálcio inicia-se a retirada dos silicatos comprometendo a resistência do concreto. Operacionalmente também esta solução é inadequada, pois carrega material do solo e do próprio concreto que futuramente irão tamponar os sistemas de drenagem.

Adicionalmente o elevado teor de umidade dentro do túnel promoverá o ataque aos sistemas elétrico e eletrônicos. No caso de túneis metroviários compromete o sistema de controle de corrente de fuga e prejudica a segurança através de curtos circuitos no sistema de sinalização dos trens.

Problemas similares ocorrem nos túneis rodoviários, que hoje possuem sofisticados sistemas de controle de gases, ventilação, controle de iluminação e sinalização. No caso de túneis de saneamento, se estes forem de águas tratadas ter-se-á contaminação da água, e se for de esgoto ter-se-á aumento do volume tratado gerando aumento no custo do tratamento.

Quando se fala em drenagem pensa-se em água adequadamente encaminhada sem que esta possa lixiviar o concreto. É necessário a execução de drenos que coletam a água no solo, isto é, sistema de drenos denominados barbacãs. A passagem de água através do concreto é totalmente inadequada tecnicamente.

A drenagem associada a sistemas impermeabilizantes é uma solução que somente poderá ser empregada se o empreendimento permite certos níveis de infiltrações. Esta diretriz normalmente é empregada porque diminui os custos da obra. Uma obra totalmente estanque gera aumento de custo da ordem de 30% de custo na etapa civil do túnel. Os sistemas impermeabilizantes auxiliares depende do grau de infiltração permitido e são basicamente as injeções químicas, o concreto de baixa permeabilidade, ou aplicação localizada de mantas plásticas.

**CRITÉRIO TÉCNICO PARA SELEÇÃO ENTRE LÂMINAS PLÁSTICAS E
CONCRETO DE BAIXA PERMEABILIDADE PARA TÚNEIS**

NÍVEL DE AGRESSIVIDADE DA ÁGUA	PRESSÃO DA ÁGUA < 3 bar	PRESSÃO DA ÁGUA > 3 bar
baixo	C	C/Ms8
médio	C/Rs/Ms5	C/Rs/Ms10
alto	C/Rs/M10	C/Rs/Ms12

Nível de Infiltração permitido em obras de túneis rodoviar-ferroviários < 0,7 l/m² de revestimento por 24 horas
C - concreto Rs - resistência a sulfatos MsX - microssilica a um teor X

TABELA 5.6

Os sistemas impermeabilizantes disponíveis são as injeções químicas, o concreto de baixa permeabilidade, e as mantas plásticas. A opção entre estas soluções depende do limite de infiltração permitido e das condições hidrogeológicas do maciço. A Tabela 5.6 apresenta proposta sobre critérios para a seleção entre lâminas plásticas e concreto impermeável para obras metroviárias e de saneamento básico.

Quando se trata da recuperação da estanqueidade de um túnel existente em que é possível o emprego do concreto projetado de baixa permeabilidade o autor sugere o procedimento executivo constante na Tabela 5.7 em função do nível de infiltração existente.

5.7 ANÁLISE CRÍTICA

O bom desempenho do material concreto de boa qualidade frente as águas agressivas contida no solos do Município de São Paulo já recebeu uma confirmação expressiva através de diversas pesquisas, onde pode-se concluir pela inexistência de sinais evidentes de ataques em estruturas enterradas em solos saturado de água por mais de 50 anos. Ressalta-se a ausência de notícias^{(72) (73)} sobre danos desse tipo de ataque, pois o meio técnico apresenta apenas dois casos:

CLASSIFICAÇÃO DOS TIPOS DE INFILTRAÇÕES E TRATAMENTOS

túneis e estações escavados pelo método NATM para garantir durabilidade de 50 anos e estanqueidade à água

Tipos de Infiltrações		Revestimento de primeira fase em concreto projetado definitivo existente		Revestimento definitivo em	
Tipo	Superfície Seca	Superfície Úmida	sobre a primeira fase existente		concreto projetado
1	sem infiltrações	sem formação gotas	Revestimento Estanque: CPP (≥2cm) Infiltrações no Revestimento CPE (≥3cm) + D + PP até atender a diretriz tecnológica + CPP (≥2cm)		
	com infiltrações pontuais descontinuas	manchas localizadas e infiltrações pontuais descontinuas	Revestimento Estanque: CPP (≥2cm) Infiltrações no Revestimento CPE (≥3cm) + D + PP até atender a diretriz tecnológica + CPP (≥2cm)		
3	com escorrimentos contínuos ou jatos	com escorrimentos contínuos ou jatos	Revestimento Estanque CPP (≥2cm) Infiltrações no Revestimento CPE (≥3cm) + M + PP até atender a diretriz tecnológica + CPP (≥2cm)		
			CP "n" + CP "n" + T + CPP (≥2cm) Para NA ≤ 3 mca: CC + T Para NA ≥ 3 mca : PVC + CC + T		

Desempenho: O revestimento de concreto do túnel deve se apresentar isento de infiltrações visíveis e de lixiviação.

Revestimento Estanque: A água infiltrada não lixivia o concreto e apenas entra adequadamente através de drenos.

Diretriz Tecnológica: O concreto tipo CPP e CC somente poderão ser aplicado sobre superfície seca permitindo-se apenas a entrada de água através dos drenos após o tratamento, impossibilitando-se assim a lixiviação do concreto. Somente com a constatação desta hipótese é que se estará liberado a continuidade da confecção da segunda fase.

CP "n": concreto projetado normal. É composto de cimento/areia/podrisco/microsilica (2,5%) /aditivo acelerador (5,4%).

CPE: concreto projetado de estancagem primária (de efeito imediato). É composto de cimento (2-480k g/m³) /areia /podrisco/microsilica (2,5%) /polímero (20,5% e 52%) /aditivo acelerador (2,4%) e 26%).

CPP: Concreto Projetado Polimérico. É composto de cimento(2480k.g/m³) /areia /podrisco/microsilica (2,5%) /polímero (21,0% e 52,0%) /aditivo acelerador (5,3%).

D: drenagem através de tubos drenantes- barbacois (TD) ou mantas drenantes (MD). Os tubos drenantes (TD) não poderão entrar no solo aumentando a quantidade de contribuição de água infiltrada. Quando a implantação for sistemática denomina-se sistema Oberhaasi. Todo o tipo de D deve ser coberto com uma camada de concreto CPE de espessura mínima de 1 cm.

T: Armadura (teia ou armadura).

PP: Fibra Polimérica de Estancagem. Este serviço sempre poderá ser complementado por concreto tipo CPE associado a D até atender a diretriz tecnológica. Caso seja especificado na mesma etapa de trabalho

PP e D: deve-se aplicar primeiro o serviço D. Quando PP for aplicado sobre manchas de umidade o transpasse deverá ser igual a 0,5m do seu contorno.

C: Cambota Metálica

CC: Concreto Convencional. É composto de cimento(2-400k.g/m³) /areia /podrisco/microsilica (2,5%) /polímero (≥1,0% e 52,0%) / teor de sólidos dos aditivos plastificantes (50,6%) e/ou superplastificante (≤ 1,0%).
PVC: Manta Termoplástica de PVC e Geotextil ou Manta Drenante à base de poliuretano moldada "in loco".

TABELA 5.7

- Colóquio de Durabilidade do Concreto, 1972 - fundação da chaminé das Industrias Reunidas F. Matarazzo, constatado em 1954;
- Prédio Praça Marechal Deodoro, diagnosticado pelo Eng. G.Molinari, que publica na revista Engenharia em fevereiro de 1953. Trata-se da reconstrução das fundações do prédio. O problema foi diagnosticado por uma associação de CO₂ agressivo e má qualidade de execução do concreto.

A razão do bom desempenho médio das estruturas enterradas estaria numa generalizada fraca agressividade das águas subterrâneas ou numa generalizada boa qualidade dos concretos empregados há mais de 50 anos? Parece que as águas subterrâneas do Município de São Paulo são pouco agressivas, pois do contrário maior número de casos de deterioração do concreto seria conhecido.

Como a maioria dos solos do Município apresentam, de modo geral permeabilidade menor que 10^{-2} cm/seg., valor a partir do qual a liberação de ions agressivos sofre limitação progressiva, sendo praticamente nula a liberação de ions em solos com $k \leq 10^{-7}$ cm/seg. Em conclusão pode-se admitir com grande margem de segurança que o efeito agressivo do lençol freático do Município de São Paulo sobre o concreto é de modo geral de grau fraco.

Tem-se ainda que considerar que o NATM exige solos com níveis elevados de competência estrutural, o que leva, na grande maioria dos casos, a se projetar este tipo de método em solos de baixa permeabilidade.

Na realidade são de reduzida relevância as considerações quanto ao efeito fraco ou forte das águas do solo ao concreto. O aspecto capital é a boa qualidade do concreto. TERZAGHI ⁽¹²⁾ afirmou "...que na análise da deterioração do concreto verificou se a água puder percolar através da massa de concreto o ataque pode ser intenso mesmo para água com baixo teor de agressividade, principalmente se o concreto for poroso".

Durante a fase construtiva, o controle da percolação é imperativo para o sucesso do método construtivo NATM empregando o concreto projetado como revestimento definitivo. Na verdade esta diretriz é válida para todos os outros métodos construtivos. Escavações em maciços de solos arenosos de baixa coesão só podem ser efetuados após

efetivo controle da água subterrânea, seja por rebaixamento do freático, seja por drenagem controlada, ou por congelamento, ou por injeção de cimento, ou de produtos químicos.

O método construtivo NATM impõe pesada responsabilidade para o revestimento de primeira fase. Este precisa garantir a estabilidade da escavação através de um trabalho conjunto de deformação, preconizado pelo método, enquanto ganha resistência mecânica. Esta sistemática induz um quadro de microfissuração neste revestimento aumentando a permeabilidade do concreto. Adicionalmente, conforme o tipo de maciço pontos localizados de grandes infiltrações culminam em produzir um caminho preferencial de infiltração através do concreto além de colocá-lo em contato com a água agressiva em idade muito jovem. Mas, a estratégia de confecção do revestimento em duas fases permite a correção de problemas de estanqueidade surgidos nesta primeira fase permitindo-se assim a colocação de um revestimento compacto e sem descontinuidades na segunda fase. Desta maneira ter-se-á um revestimento monolítico e estanque, recuperando-se o revestimento de primeira fase. As drenagens que perpetuarem não poderão passar através do concreto.

Assim sendo, para se aplicar o controle das infiltrações através do binômio “impermeabilização versus drenagem” é preciso tomar-se extremo cuidado para não se permitir a deterioração do concreto, da armadura, além dos entupimentos dos sistemas de drenagem, e corrosão dos sistemas eletro-mecânicos. A drenagem deve ser evitada ao máximo.

A questão da auto-colmatação de certas infiltrações através de fissuras ou descontinuidades depende muito do tipo de água, inclusive se ela é incrustrante ou não incrustrante.

O emprego de uma manta impermeável entre o revestimento de primeira fase e de segunda apresenta alguns inconvenientes associados a aumento de custo e prazo de obra. O tempo de obra aumenta, pois várias atividades devem ser interrompidas para a colocação das mantas, e cuidados especiais devem ser tomadas no momento da instalação de armaduras e outros sistemas, tais como luminárias, chumbadores, etc. Neste tipo de solução o revestimento de segunda fase necessariamente deverá ser de

concreto convencional, pois a manta não agüenta o impacto do concreto projetado. Mas é a única solução que assegura estanqueidade absoluta para empreendimentos submetidos a mais de 3 bar de pressão de água.

A Tabela 5.6 apresenta critério técnico para a seleção entre lâminas plástica e concreto de baixa permeabilidade de obras de túneis em função da pressão da água e do nível de agressividade do lençol freático.

A Tabela 5.7 apresenta diretrizes de projeto para orientar o método construtivo de túneis executados pelo método NATM para assegurar a estanqueidade do túnel.

A contínua utilização do processo NATM conduziu ao aprimoramento das técnicas de fabricação e aplicação do concreto projetado, propiciando o aparecimento de novos produtos tais como: a microssilica, diversos tipos de polímeros e aditivos aceleradores, tendo-se obtido bons resultados. As especificações técnicas foram revisadas com base nestes resultados, de forma a estabelecer novas diretrizes de projeto de revestimento, conforme o avanço tecnológico de cada país conforme foi discutido no capítulo 3.

Para finalizar tem-se notado que o solo subterrâneo da cidade de São Paulo tem sofrido inúmeras contaminações, o que tem mudado o perfil do seu nível de agressividade. Talvez, em razão deste fato, dever-se-ia realizar uma avaliação da agressividade do meio subterrâneo “potencial ao longo da vida útil da obra”, e não somente em função da análise pontual referente à época em que a obra é executada.

Capítulo 6

AVALIAÇÃO DOS CUSTOS DOS TÚNEIS

6.1 INTRODUÇÃO

Este capítulo aborda o custo de túneis construídos por diversos métodos construtivos e analisa de maneira detalhada o custo do túnel escavado pelo método NATM.

Normalmente a determinação da localização de um túnel vem antes da definição de seu método construtivo, pois este é normalmente definido pelas condições sociais ou estratégicas.

O ideal seria a iteração entre o planejamento estratégico e os aspectos técnico-econômicos da execução de um túnel.

Os custos envolvidos na construção de obras subterrâneas são geralmente elevados, tanto os relativos à obra propriamente dita como aqueles decorrentes dos serviços complementares tais como os remanejamentos de interferências, as alterações de tráfego, e as modificações nas atividades da sociedade. Desta forma a decisão sobre o tipo de método construtivo a empregar não vai depender apenas da análise técnica, mas, principalmente, no caso de túneis urbanos, vai envolver aspectos ligados ao planejamento da cidade, sua ocupação e uso e o seu sistema de tráfego. Somente após a quantificação de todos estes fatores será possível uma adequada escolha do método construtivo mais interessante.

Normalmente para escolha entre várias alternativas de construção devem ser quantificados os seguintes custos:

- implantação, o que corresponde as obras civis propriamente dita cujo o valor final está fortemente atrelado a produtividade;
- operação e manutenção;
- custos sociais, representado pelos transtornos à população e as atividades sócio-econômicas, que são função direta da solução construtiva. Nestes casos temos alguns valores objetivos e muitos subjetivos tais como: o acréscimo de consumo de combustível e tempo gasto em transporte pela população, alterações no comércio e serviços, qualidade ambiental devido ao ruído e poluição (conforto).

A mecanização é adequada quando se consegue redução de custos gerais devido ao aumento de produtividade. Tem-se os equipamentos tipo “shield”, e os que utilizam “tambor” cortador giratório de aproximadamente 1 m de diâmetro, os últimos apresentando vantagens de custar 1/3 do “shield” e não limitar a seção do túnel. O grande problema é a enorme quantidade de tempo não produtivo associado à mecanização. Existem relatos nos EUA* de um túnel de 6 m de diâmetro através de arenito que obteve ritmo máximo de 52 m/dia, embora a média foi de 17 m/dia, devido a problemas nos equipamentos e quedas de pedras. O comprimento do túnel ou dos túneis deve ser considerado para compensar o investimento da aquisição de um equipamento. Normalmente estes equipamento apresentam um “tempo parado” de aproximadamente metade da produtividade do equipamento, aspecto muito importante na análise do potencial econômico do equipamento.

O custo por unidade de comprimento um túnel que emprega métodos mecanizados em rocha se relaciona, aproximadamente, com o quadrado do diâmetro. Enquanto que métodos mecanizados em solo e à fogo em rocha tem os seus custos unitários proporcionais ao diâmetro.

Para a determinação de custos dos métodos construtivos alguns aspectos técnicos são muito importantes:

- classificação do maciço: rocha, solo ou misto;

* Palestra proferida pela Câmara de Comércio Britânica sobre custos de obras subterrâneas

- tipo de revestimento; e
- a necessidade de mecanização sob o aspecto de segurança.

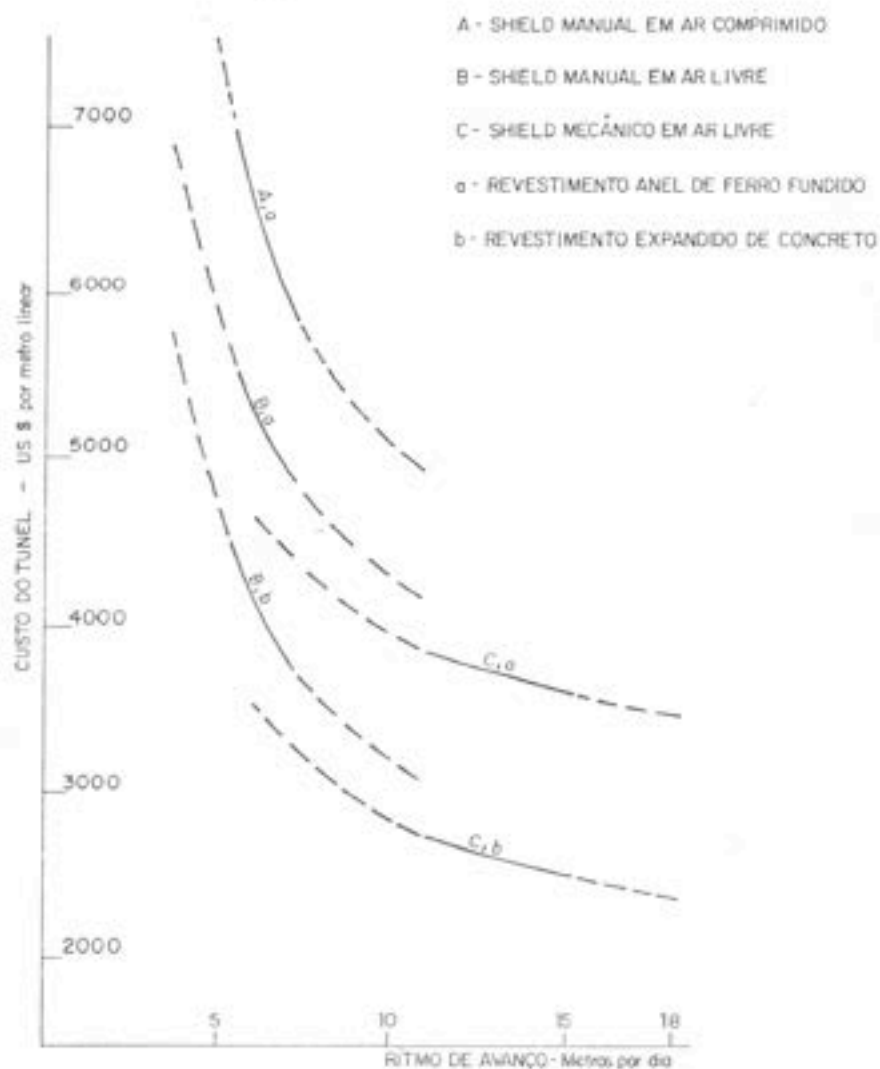
O emprego do “shield” em solo pode necessitar o emprego de ar comprimido no caso de solos moles e areias saturadas, ou técnicas de tratamento de maciço como congelamento ou injeções químicas. Estes tratamentos são dispensados quando se emprega o “shield” de frente pressurizado localmente com lama bentonita. Os tratamentos nos maciços muito ruins podem onerar o custo de túneis em cerca de 15 a 30%, no caso de túneis de 5 m de diâmetro. Os “shields” de avanço mecânico tem produtividade da ordem de 22 m/dia contra os 11 m/dia dos equipamentos manuais (túnel de diâmetro de 3,8 m), mas o período médio de “tempo parado” do equipamento foi avaliado em 25% e 5%, respectivamente. Quando é possível o emprego de revestimento moldado “in loco” se obtém uma economia de 30% devido as quebras dos segmentos pré-moldados. Os anéis de concreto tem custo praticamente a metade do anel de segmentado de ferro fundido.

A seguir apresenta-se a estimativa de custos médios de túneis de obras realizadas na cidade de São Paulo, em função de vários métodos construtivos:^{*}

- “shield” (seção de 30 m² para uma velocidade média de 17 m/dia): 38,9 US Milhões/ km
- túnel em NATM duplo em rocha (seção de 66 m² para uma velocidade média de 2m/dia): 20 US Milhões/ km
- túnel em NATM duplo em solo (seção de 66 m² para uma velocidade média de 3,5 m/dia): 34 US Milhões/ km
- túnel em NATM singelo em solo (seção de 30 m² para uma velocidade média de 6 m/dia): 11,0 US Milhões/ km; e
- túnel em “cut and cover” em solo, com média de profundidade de 40 m, e com interferências públicas tipo gás, telefone e saneamento: 58 US Milhões/km.

A Figura 6.1 apresenta o custo de túneis para vários equipamentos em “shield”, para o diâmetro de 5 m, em função da produtividade obtida na obra. Os gráficos analisam os equipamentos manual com ar comprimido, e manual e mecânico ao ar livre para dois

^{*} Previsões de custo obtidas de Documentos Licitatórios de diversos órgãos público



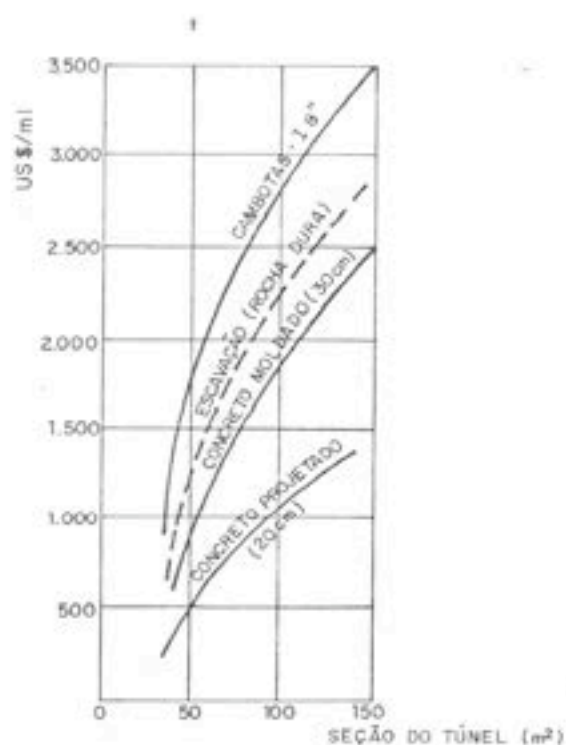
CUSTOS DE TÚNEIS EXECUTADOS EM "SHIELD"

FIGURA 6.1

tipos de revestimentos: anéis de aço em ferro fundido, e anéis em concreto expansivos. Estes custos trata-se de um consenso entre obras britânicas^{*}.

A Figura 6.2 apresenta uma estimativa de custos para túneis brasileiros escavados em rocha dura^{*}.

^{*} Anotações de aula do Prof. Tarcisio B. Celestino



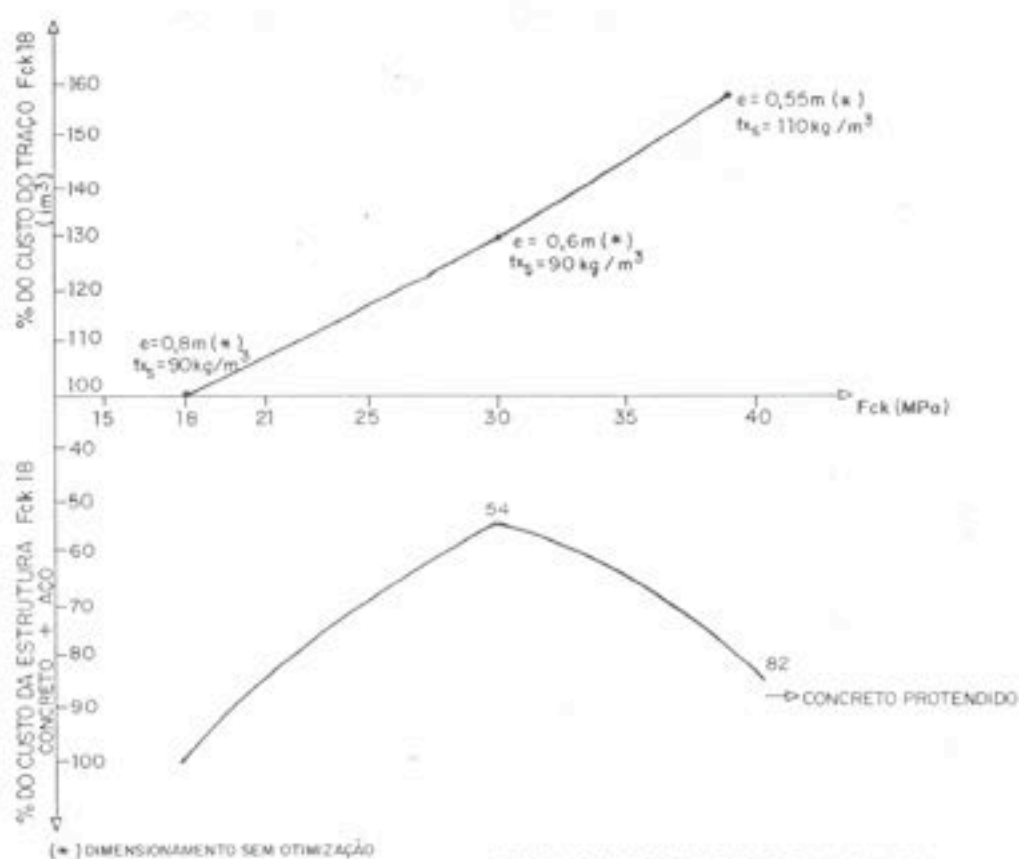
CUSTO DE TÚNEIS BRASILEIROS ESCAVADOS EM ROCHA DURA

FIGURA 6.2

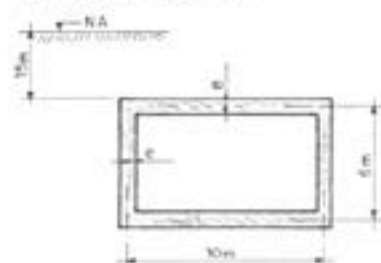
A Figura 6.3 apresenta a evolução de custo de um túnel em "cut and cover" em função do aumento do f_{ck} da estrutura. Nesta figura encontra-se uma tabela que apresenta o custo relativo entre os concretos de diferentes resistência para a data base de maio de 1996.

Portanto a escolha entre os diversos métodos construtivos deverá recair sobre aquele que apresente o menor custo computando-se todos os fatores acima discutidos de maneira genérica, mas não se esquecendo de aspectos "sociais" estratégicos para o país como a evasão de divisas, ou de serviços, ou mesmo de empregos ao se adotar equipamentos ou "know how" estrangeiros.

O critério de comparação entre os diversos métodos não deve ser simplesmente pelo menor preço, isto é, a solução que economicamente apresente o menor preço, e sim



ESTRUTURA EXEMPLO

CUSTO COMPARATIVO ENTRE F_{ck} Moço/96 CONVENCIONAL - Brito 1+2

Fck (MPa)	CP-II-E-32		
	Consumo (kg/m ³)	Custo U\$	Custo Relativo ao Fck 18 (%)
9	193	67	0,79
12	210	73	0,86
15	227	79	0,92
18	244	85	1,00
20	255	89	1,04
22	267	93	1,09
24	279	97	1,14
25	285	100	1,17
30	317	111	1,30
32	331	115	1,25
33	337	118	1,38
35	351	122	1,44
40	388	135	1,59
45	429	149	1,75
50	474	165	1,94
55	524	183	2,14

EVOLUÇÃO DO CUSTO DO REVESTIMENTO DE TÚNEIS EM FUNÇÃO DO f_{ck}

FIGURA.6.3

através de uma análise custo-benefício optando-se pela solução que apresente o melhor valor para esta relação.

O custo final de um empreendimento depende muito de suas especificidades e das condições de contorno em que este está inserido. Fica portanto caracterizado o grande número de fatores envolvidos na decisão da escolha de um método construtivo para a construção de um túnel, requerendo-se uma visão ampla da questão.

6.2 CUSTO DE REVESTIMENTOS DE TÚNEIS EXECUTADOS PELO MÉTODO NATM EMPREGANDO O CONCRETO PROJETADO

Nos túneis construídos pelo método NATM tem-se três tipos de serviços, que normalmente correspondem entre 75% a 90% do custo total, a saber: o tratamento de maciço, a escavação, e o revestimento. Neste caso será analisado o revestimento em concreto projetado.

Nos túneis em solo o concreto projetado pode corresponder até a 55% do custo do empreendimento, sendo portanto um item significativo.

Nesta análise não serão efetuados exercícios de custo sobre o tratamento de maciço, pois estes abrangem amplo espectro sendo muito difícil a generalização, assim como também sobre a escavação.

Os serviços de concreto projetado requerem uma experiência prática muito grande. Não basta conhecer os procedimentos técnicos corretos de aplicação é preciso conhecer profundamente a capacidade e as limitações dos equipamentos e a interação material-equipamento, pois estas informações são condicionantes na qualidade final do produto e na determinação dos custos.

O rendimento dos equipamentos e os reais consumos de material para se estabelecer o correto custo do revestimento de um túnel, principalmente ao se empregar concreto projetado, não é tarefa fácil, pois este depende de um grande número de fatores, dificultado as comparações com outros métodos alternativos.

Mudanças no número de camadas com que será confeccionado o revestimento ou a mudança de prazos para a execução de um túnel poderá representar a diferença entre o lucro e o prejuízo do construtor.

Mas, o problema não está somente na etapa de “escritório”, problemas também existem na etapa de “campo”, pois as dificuldades de controle intrínsecas deste processo de aplicação de concreto associado às especificidades do NATM como a sobrecavação e os deslocamentos conduzem os construtores a grandes margens de risco na determinação do custo global da obra. Somente no final do empreendimento através de um balanço final do serviços executados é que se tem a certeza do lucro ou prejuízo, pois problemas como controle de espessura podem gerar perdas significativas principalmente em revestimentos de espessuras finas. Em obras de túneis é sabido que o concreto projetado caracteriza-se por baixas espessuras e o critério de pagamento mais freqüente é o de espessura mínima. Levantamentos efetuados na obra da Extensão Norte do METRÔ/SP, apresentaram coeficiente de variação em torno de 23%. Ao se arbitrar um desvio de produção da ordem de 3 a 4 cm para túneis com seção transversal entre 30 a 70 m² para revestimentos de 25 cm de espessura, tem-se um acréscimo de custo global da ordem de 15% a 20%, pois além do aumento de custo direto em volume de concreto tem-se o aumento do custo de transporte de retirada da reflexão, mão de obra e escavação para assegurar gabarito mínimo interno.

Neste capítulo pretende-se fornecer subsídios para minimizar as dificuldades de previsão do custo do revestimento em concreto projetado fornecendo-se uma lista dos parâmetros significativos que devem ser controlados associados a um software.

A seguir são discutidos alguns pontos significativos para a composição de custo do concreto projetado.

6.2.1 Rendimentos

A velocidade do empreendimento depende muito da escolha entre o processo via seca ou via úmida. Nos dias de hoje ainda persiste uma regra prática, que nos túneis em solo este

**COMPARAÇÃO ENTRE OS PROCESSOS
VIA SECA ÚMIDA E SEMI-ÚMIDA**

PARÂMETRO	Via Seca Fluxo fino (rotor)	Via Úmida Fluxo fino (rotor)(*)	Via semi-úmida Fluxo fino (rotor)	Via Úmida Fluxo denso (pistão)(*)
Capacidade de produção - volume real (m³/h)	até 4,5	até 22	3 a 4	até 22
Reflexão, %		≤ 10	25 a 30	≤ 10
- pisos	5 a 15			0 a 5
- paredes verticais	15 a 25			5 a 10
- tetos	25 a 50			10 a 20
Produção de poeira, mg/m³ de ar (**)	10 a 12	2 a 4	10 a 12	4 a 7
Consumo mínimo. de cimento (kg/m³)	375	425		425
Teor de argamassa ideal (%)				60 a 70
Relação a/c (água/cimento)	0,30 a 0,45 e variável	0,45	0,30 a 0,45	0,40 a 0,55 e controlável
Ar Compr. -Vol. (pcm) Pressão (atm.)	200 a 600 4 a 6	20 a 25% a mais que o pistão	grande	baixa
Diâmetro interno do mangote (mm)	25 a 64			
Dimensão máx. do agregado (mm)		25		
Velocidade média do concreto - (m/s)				
- no mangote -	60 a 70			baixa (***)
- na saída do bico de projeção	13			12 a 13
Fator de compactação para a densidade de 2.220 kg/m³	1,35	1,03		1,03
Pulsação	nenhuma	pequena		alta
Obstrução	nenhuma	pequena		alta
Interrupção	facilitada			grande perda
Camadas de concreto sem deslocamento (cm)	5 a 10			até 30
Aditivo acelerador				
- tipo	líquido	líquido	líquido/pó	líquido
- quantidade	pequena	grande		grande
Resistências Mecânicas iniciais	maior	menor		menor
Mistura dos materiais	variável	completa		completa
Aplicação após a mistura				imediate
Transporte horizontal (m)	300			
Recalque (m)	100			
Custo de equipamento	baixo			mais elevado
Desgaste das peças	grande	baixo	grande	baixo
Instalação - operação manutenção	fácil			onerosa
Custo do concreto (US\$/m³) estimado	240	210		233

(*) Estes processos apresentam problemas de produção similar aos concretos bombeáveis exigindo consumo mínimo de cimento, granulometria contínuas dos agregados, utilização de plastificantes e até de superplastificantes para garantir a baixa relação água/cimento.

(**) A recomendação máx. é de 6 mg/m³.

(***) Necessário conversores de fluxo - com aplicação de ar para melhorar a velocidade de projeção.

TABELA 6.1

deve ser escavado pelo processo via seca (revestimento de primeira fase) e o revestimento de segunda fase deve ser aplicado em via úmida. Existem desenvolvimentos no setor de equipamentos para viabilizar o emprego da via úmida na etapa de abertura dos túneis- revestimento de primeira fase.

Os equipamentos de via seca expressam a sua capacidade através do volume seco solto que passa pela máquina por hora. É importante ressaltar, que neste caso, enquanto que a densidade do material que passa pelo equipamento varia entre 1,4 a 1,7 t/m³ o correspondente na estrutura apresenta densidade entre 2,0 a 2,35 t/m³, enquanto que no processo via úmida praticamente não há variação de densidade entre o material que passa pela máquina e a estrutura. A Tabela 6.1 apresenta as principais diferenças entre os processos via seca e via úmida e semi-úmida^(9x74) que para melhor compreensão desta tabela cabe alguns esclarecimentos:

Hoje, pode-se dizer que a técnica de utilização do concreto projetado, sofreu algumas melhorias e passamos a contar com:

- processo: vias seca, úmida; e semi-úmida;
- transporte da mistura: fluxo fino e fluxo denso.

Resultando na operacionalidade de quatro métodos de aplicação:

- via seca fluxo fino;
- via úmida fluxo fino;
- via semi-úmida fluxo fino;
- via úmida com fluxo denso, mas, com conversor de fluxo, para fluxo fino, próximo ao bico de projeção, para incrementar as velocidades.

a) fluxo fino - via seca

O ar transporta a mistura seca suspensa. Inicialmente este seria o método que mais provocaria a segregação dos materiais e o maior teor de ar incorporado no concreto aplicado, porém, a tecnologia permitiu melhorá-lo através de rigoroso controle de velocidade das partículas pelo adequado dimensionamento dos mangotes e bicos de projeção. Exige elevada demanda de ar comprimido e as

partículas dentro do mangote vão de 60 a 70 m/s, saindo pelo bico com velocidades médias de 17 m/s. O aditivo líquido e a água são adicionados no bico;

b) fluxo fino - via semi-úmida

Permite introduzir água e o aditivo líquido a alta pressão a 3 ou 4 metros de mangueira antes do bico de projeção. Quando o aditivo é em pó, este hoje é adicionado na máquina de projeção, porém já existem pesquisas para aditivá-lo no próprio bico através de injeção por ar comprimido; e

c) fluxo fino - via úmida

O concreto já estaria com a água e seu transporte através de ar, dispensando a tecnologia de concretos bombeáveis. A quantidade de ar é grande para imprimir velocidade de transporte.

A versão mais avançada é aquela que utiliza o sistema rotor, que permite projeção de concreto via seca ou úmida, com agregados até 25mm, com adição de aditivo líquido acelerado e bico de projeção com possibilidade de acoplamento de braço mecânico.

d) fluxo denso - via úmida

A mistura é transportada hidraulicamente, mediante pistão, mesma tecnologia do concreto bombeado, com baixas velocidades na aplicação podendo gerar compactação insuficiente devido ao seu "peso". Para melhorar a compactação, a 3 ou 4 metros de distância do bico de projeção, conjuntamente com a aplicação do aditivo líquido, tem se conversores de fluxo, isto é, aplicação de ar para implementar a velocidade das partículas para 12 a 13 m/s.

Os fabricantes de equipamentos veiculam rendimentos teóricos máximos, muitas vezes dificilmente realizáveis durante um trabalho contínuo.

Os equipamentos de via seca costumam fornecer valores máximos de 5 a 8 m³/h de funcionamento enquanto que os de via úmida apresentam entre 15 a 20 m³/h. Cabe aqui ressaltar que obras realizadas recentemente no Japão tem apresentado valores reais da ordem de 30 m³/h, mas ainda são uma exceção.

Na prática, normalmente, não é possível se aplicar a máxima capacidade da máquina devido a limitações no encadeamento com outras operações, tais como: no modo de alimentação de concreto, pela limitação da superfície a ser concretada, e pela capacidade física do mangoteiro. Os rendimentos médios nas obras realizadas no Brasil tem apresentado valores da ordem 2 a 3 m³ a cada dez horas para a via seca, e de 80 a 120 m³ por cada 10 horas para a via úmida.

É importante frisar que o rendimento obtido constitui a essência de toda a estimativa dos custos.

Tudo que afete este rendimento incorrerá automaticamente em aumento de custo, tais como aumento do número de camadas, redução de jornada, grande número de parcelizações da frente escavada, e até mesmo o nível de exigência tecnológica do concreto projetado.

Sem dúvida, aplicações descuidadas permitem fornecer produtividades impressionantes, verdadeiros recordes, porém, via de regra, com resultados inadequados, principalmente para obras que conferem ao concreto projetado responsabilidade de elevada estanqueidade e de grande durabilidade. Pelo lado tecnológico rendimentos elevados significa no mínimo maior emprego de aditivos aceleradores, sem os quais não é possível aplicar espessuras elevadas sobre superfícies tipo teto ou parede, e que conseqüentemente aumentam o grau de porosidade do concreto gerando obras mais permeáveis e menos duráveis.

6.2.2 Custos

O preço de uma máquina via seca custa aproximadamente US\$40.000,00, enquanto que o via úmida gira em torno de US\$80.000,00 mais o braço mecânico (robot) de custo aproximado de US\$120.000,00 (sem o caminhão transportador), pois para vazões acima de 6 m³/h é praticamente impossível a operação manual.

Uma instalação para concreto projetado não se reduz simplesmente ao equipamento de concreto projetado, mas também a um misturador, sistema de transporte e silos de armazenagem de matérias primas. Ao se adicionar um compressor móvel, pelo menos dois, de uns $10 \text{ m}^3/\text{min}$ e um pulmão de ar e uma bomba de água tem-se que os gastos adicionais totalizam-se aproximadamente US\$110.000,00.

Os gastos de utilização de um equipamento de concreto projetado se compõem de gastos fixos tais como amortização, custo de energia, ar comprimido, lubrificantes e manutenção.

Este último é especialmente elevado no caso do via seca ao se levar em conta que se transporta agregados e cimentos praticamente sem água, produzindo elevados desgastes nas diversas peças do sistema. Por exemplo, pode-se exemplificar que no caso de uma máquina que apresente sistema de rotor o desgaste das peças giratórias, dos mangotes de transporte e do bico de projeção exigem trocas sistemáticas que correspondem em média a um custo de US\$8,00 por metro cúbico de mistura que passa pela máquina. Estes gastos aumentam quando se tem distâncias de transporte superiores aos normais 50 m, ou os agregados apresentam-se forma preponderantemente cúbicas. Os equipamentos, via de regra, exigem manutenção bastante cuidadosa caso contrário o construtor sofrerá muitos problemas por entupimentos e quebras precoces de peças de vedação, estas normalmente de custos elevados. Este é o caso dos discos que custam em média US\$110,00 por unidade, e podem ser reutilizados duas, três, e até quatro vezes através de processos de repasses. Com uma manutenção ruim esta peça pode romper-se após poucos metros cúbicos lançados.

6.2.3 Balanço de Materiais

Parece lógico comparar o preço do concreto projetado com o concreto convencional, mas antes é preciso colocar em evidencia algumas particularidades. A grande diferença esta relacionada com o fenômeno de reflexão.

Especialmente no procedimento de projeção via seca a mistura é constituída de agregados e cimento. Este último é dosado em peso enquanto que os agregados podem ser adicionados em volume ou em peso. Enquanto que as grandes obras apresentam dosagem por peso as de porte médio e pequena apresentam dosagem volumétrica, pois deve-se considerar o custo do equipamento empregado relativo ao porte da obra.

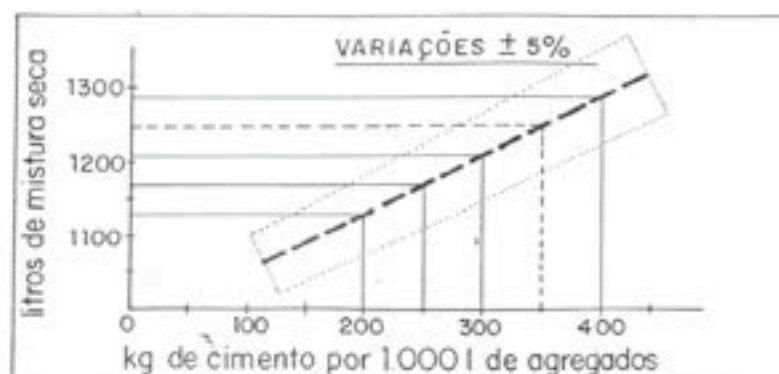
Tecnicamente, a dosagem por peso é preferível sobre a volumétrica quando tem-se elevada umidade incorporada aos agregados, e quando se dosam vários metros cúbicos em uma única amassada. Na prática, a umidade dos agregados deve estar entre 6% até 8% produzindo misturas secas (cimento+agregados) com teores de umidade entre 5% a 6% visando minimizar reflexão, poeira, e evitar problemas de entupimentos. Nota-se que o processo via seca é bastante tolerante a elevados teores de umidade nos agregados auxiliando o mangoteiro, que na frente de serviço adicionaria apenas pequenas quantidades de água para um ajuste fino do traço; mas teores elevados de umidade nos agregados produzem misturas que, com teores de umidade superiores a 10%, induzem a elevada reflexão chegando até mesmo a promover deslocamentos e “escorrimientos” nas paredes.

Quanto ao desempenho do traço relativo aos desvios em peso dos agregados a experiência revela que é possível se aceitar desvios máximos até 40 kg por metro cúbico, sem que se afete as propriedades especificadas de durabilidade e resistência.

Uma dosagem realizada por volume em uma misturadora de 150 litros poderá variar de 217 kg a 223 kg. Esta margem resulta aceitável se considerar o número de fatores que influenciam a qualidade do concreto projetado.

O cálculo do preço do concreto projetado é, portanto, diferente se os equipamentos de dosagem dos agregados são volumétricos ou por peso.

No caso de via seca para cada 1000 litros de agregados são normalmente adicionados entre 250 kg a 450 kg de cimento. Nesta condição apenas uma parte do cimento preenche os vazios dos agregados ficando uma grande parte como aumento de volume dos agregados. Denomina-se normalmente de “fator volumétrico de rendimento” a relação entre o volume da mistura seca e o volume de agregados, que depende



VOLUME DE MISTURA SECA EM FUNÇÃO DA DOSAGEM DE CIMENTO EX. 1000 l de agregados + 350 kg de cimento fator 1:25 Consumo de cimento $= \frac{350}{1,25} = 280$
 1000 l de mistura = 280 kg de cimento

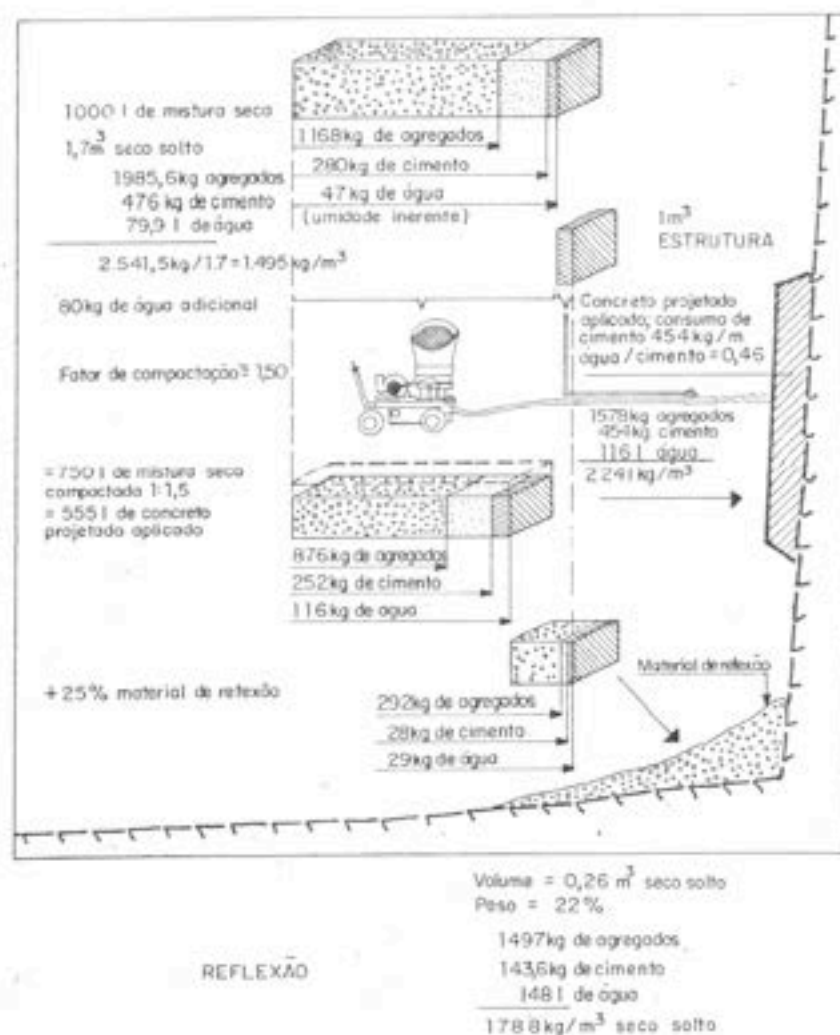
DETERMINAÇÃO DO VOLUME SECO SOLTO DA MISTURA DE CIMENTO E AGREGADO

FIGURA 6.4

fundamentalmente da composição granulométrica e do teor de umidade destes e da dosagem de cimento.

A Figura 6.4 resulta de numerosas investigações de campo e apresenta o fator de rendimento de uma mistura⁽⁷⁵⁾. Por esta figura, confirmada para traços de concreto empregados na cidade de São Paulo, para 1000 litros de agregados naturalmente úmidos de granulometria compreendida entre 0 e 12,5 mm e com 350 kg de cimento obtêm-se o fator de rendimento de 1,25 m³ de mistura seca.

Uma parte da mistura projetada reflete no momento de impacto contra a superfície de aplicação. O material de reflexão é constituído principalmente por material graúdo, mas cada grão encontra-se envolvido por cimento e água havendo então perda também destes materiais. Por isto o material resultante na parede apresenta composição com maior teor de argamassa em relação a original. De uma maneira geral o material de reflexão



BALANÇO DE MATERIAL PARA A PROJEÇÃO VIA SECA

FIGURA 6.5

representa aproximadamente a quarta parte do volume de mistura projetada, que contém cerca de 10% do peso de cimento e 20% da água de amassamento. Existem diversos dados disponíveis sobre a composição do traço refletido, mas a título de curiosidade transcreve-se a seguir os valores obtidos na primeira obra de túnel brasileira em NATM empregando o concreto projetado como revestimento definitivo, o Túnel Eliana da SABESP, a saber: 20% de cimento e água, 30% de agregados entre 0 e 5 mm, 65% de agregados entre 5 a 10 mm, e 85% dos agregados entre 10 e 20 mm.

O balanço de material coloca em evidência a alteração da mistura inicial devido ao fator de reflexão. A Figura 6.5 apresenta a composição aproximada de material na máquina de projeção, na estrutura, e na condição de refletido para um concreto projetado via seca.

Fica evidente que o volume de concreto projetado fixado na estrutura não corresponde a diferença entre o volume de mistura seca que passou pelo equipamento e do material refletido, posto que estes apresentam densidade diferentes devido ao fenômeno de compactação. Este fenômeno é avaliado pelos fatores volumétricos de compactação e de reflexão. O primeiro trata-se da relação entre o volume de mistura seca inicial pelo volume na estrutura- na condição em que a reflexão é zero; e o segundo trata da relação de volume do material refletido pelo volume fixado na estrutura. Para os traços normais o fator de compactação apresenta valores aproximados de 1,35 sem levar em consideração a reflexão, e ao se considerar a reflexão de 25% a ponderação global gera valores entre 1,8 a 2,0. Isto significa que para se obter um volume na estrutura final de "x" m³ é preciso confeccionar e lançar pelo menos o dobro do volume seco solto correspondente através da máquina de via seca.

O Anexo B apresenta de maneira detalhada os valores dos fatores de compactação e de reflexão para diversos tipos de traços. Estes dados foram obtidos através de medições no campo nos experimentos relatados no capítulo 4.

6.2.3.1 Discussões sobre as Perdas de Material no Lançamento do Concreto Projetado

A quantidade de concreto projetado desperdiçada para se confeccionar um revestimento de túnel se compõe basicamente:

- pela reflexão do material propriamente dita;
- pela sobrecavação;
- por perdas de transporte, alimentação e lançamento do concreto projetado.

Assim sendo, muitos parâmetros influenciam no montante de perdas, que podem ser agrupados em duas macro-categorias: tecnologia de concreto e técnica de aplicação associado a procedimentos construtivos.

Para o primeiro tem-se como parâmetros significativos: o teor de agregados do traço; o diâmetro máximo dos agregados; o conteúdo de cimento; a presença ou não de pozolanas tais como microsilica; a presença ou não de polímeros tais como o estireno-butadieno; e a presença ou não de fibras.

Para o segundo tem-se como significativos os parâmetros: o tipo de processo (via seca ou úmida); a posição de lançamento; o ângulo de aplicação; a espessura de camada, a presença ou não de armação; o tipo de armação (fibras metálicas ou barras de aço); método construtivo (desde parcialização de seções até do tipo de tratamento do maciço e do sistema de drenagem ou rebaixamento adotados); tipo de equipamento de projeção e de escavação; e eficiência da equipe.

Em 1975, PARKER apud FIGUEIREDO⁽⁷⁶⁾ apresentava estudos demonstrando que o mecanismo de reflexão se modifica a medida em que ocorre o aumento da espessura da camada projetada. Tem-se mudanças tanto no traço fixado na estrutura como no montante da reflexão. Este pesquisador estabeleceu duas fases bem distintas: uma espessura inicial crítica (fase 1) e as subsequentes (fase 2).

Em todos os tipos de concreto projetado o material viaja a elevada velocidade, aproximadamente 17 m/s, e as partículas de cimento, areia e fibras tem velocidade menor que os agregados graúdos. Inicialmente a reflexão é praticamente 100 % de todos os agregados (fase 1), e a sua quantidade depende de diversos fatores, mas se destaca o diâmetro máximo do agregado. Em continuidade da aplicação, a reflexão destas partículas maiores vai diminuindo a medida que se tem a formação de um “colchão” de argamassa de “acomodação” destas partículas. Esta região se caracteriza por um elevado teor de argamassa e de porosidade. Reconstituição de traços em corpos de prova obtidos da estrutura revelam consumo de cimento entre 650 a 750 kg/m³. Esta camada crítica (fase 1) se apresenta entre 50 mm a 75 mm, sendo formada basicamente pela partículas menores que 0,2 mm, que são constituídas de cimentos e finos provenientes da areia com elevado fator água-cimento e/ou elevado teor de aditivo acelerador. Após a formação da

“camada crítica” a reflexão é sensivelmente reduzida, e o traço passa a se tornar mais homogêneo ao longo da espessura- fase 2. Nesta etapa a reflexão pode chegar a valores inferiores a 10 % para o processo via seca, e inferiores a 5% para a via úmida.

Através dos experimentos descritos no capítulo 4 foram traçadas curvas de correlação entre espessura de camada com o teor da reflexão. Estas curvas foram comparadas com os resultados dos estudos de BEAUPRÉ⁽⁷⁷⁾ e com relatórios produzidos pela Universidade Bochum.* As curvas aferidas constam no Anexo B e fazem parte de um programa para dimensionamento de custo de revestimentos de túneis escavados pelo método NATM empregando o concreto projetado .

A reflexão também depende do tipo de maciço em que vai ser aplicado. Fatores como as condições da superfície, a sua dureza superficial, e a intensidade de infiltrações de água são importantes condicionantes na determinação das perdas. Normalmente as perdas por reflexão, principalmente, em pontos próximos de drenagem são majoradas além de prejudicar a qualidade do concreto.

Quanto ao ângulo de aplicação pode-se dizer que tanto menor a reflexão quanto mais próximo estiver da perpendicular à superfície a direção do jato de projeção.

A distância ótima de lançamento depende: do tamanho máximo do agregado; da curva granulométrica do traço; tipo de superfície; e da pressão de ar do equipamento. Em função destes parâmetros a distância que minimiza a reflexão pode variar entre 0,60 m a 1,80 m.

A falta de limpeza das camadas endurecidas, normalmente contaminadas por fuligem, poeiras, terra, etc., acarretará falhas no projetado, problemas de aderência e deslocamentos da camada nova.

A presença de armação podem auxiliar ou prejudicar a reflexão. Telas metálicas fixadas inadequadamente vibram durante a projeção e provocam deslocamentos e incrementam a reflexão entre 10% a 20%. As telas bem fixadas auxiliam na minimização da reflexão devido ao processo de “estucagem”.

* Relatórios de pesquisa por MAIDL, B.

A presença de fibras aumenta a reflexão. Os dados relativos aos valores deste aumento são bastante divergentes. Poucas obras foram realizadas no Brasil com este material, e algumas obras na Europa tem apresentado incrementos entre 15% a 34%.* Segundo RYAN⁽⁷⁸⁾ "... parece que as fibras se fixam mais que os agregados graúdos...". Ele relatou que a retenção de fibras no teto era de aproximadamente de 40%, e nas paredes de 65%. PARKER apud FIGUEIREDO⁽⁷⁶⁾ apresentou, respectivamente, os valores de 44% e 88% e enfatizou que a presença de fibras não afeta o valor da reflexão de maneira significativa. Os seus estudos demonstram que, para o caso da via seca, grande quantidade de fibra é desperdiçada por causa da sua concentração na periferia radial do jato de concreto projetado impregnado-se baixa velocidade e conseqüentemente elevada reflexão.

Parece que quanto menor a pressão de ar e/ou a quantidade de ar menor é o teor de reflexão, inclusive das fibras. Mas este fato gera dificuldades no alcance dos parâmetros de resistência e durabilidade. Esta estratégia é adotada para a última camada de 0,5 a 1,0 cm para se melhorar o acabamento.

A atual tendência na Europa é de se preferir cada vez mais partículas de até 8 mm como diâmetro máximo do traço. Com mais de 8 mm a reflexão aumenta drasticamente. Este fato é muito importante quando se tem as caras fibras de aço misturado no traço. Aproximadamente 60 a 70% dos agregados acima de 8 mm estão contidos na reflexão crítica.

Quanto maior a quantidade do aditivo acelerador, independente da base química, menor é a reflexão. O seu emprego também permite camadas mais espessas diminuindo o montante da reflexão, principalmente na região do teto. Teores cada vez maiores de aditivos permite a aplicação do concreto sobre superfícies com presença de infiltrações. Mas, este deve ser limitado para não comprometer a durabilidade do concreto e a sua resistência a longo prazo. Os teores máximos dependem do tipo de aditivo, que podem ser subdivididos em: alcalinos e não alcalino (não prejudiciais à saúde). Os alcalinos são compostos à base de aluminatos, ou silicatos, ou carbonatos. Os teores máximos conforme o tipo de aditivo constam como sugestão nas planilhas de dimensionamento de

* Relatos do Eng. Zanguerle, D. da empresa Aliva

custo de revestimento constante no Anexo B. Os aditivos aceleradores em pó tem problemas de homogeneização e de precisão de dosagem obrigando a consumos maiores, o qual acarreta maiores problemas no desempenho dos traços. Normalmente tem-se que os aditivos líquidos prejudicam a resistência entre 0%(especificamente o aditivo não alcalino) a 25% enquanto que os pós a afetam negativamente entre 25% a 35%.A introdução da microsilica e de polimeros permite a redução do aditivo acelerador, pois estes alteram significativamente a reologia do concreto.

Devido ao aumento de coesão e adesão motivada pela adição da microsilica o montante de reflexão diminui significativamente. Concretos projetados aplicados no teto e com espessuras da ordem de 50 mm os fatores de reflexão são superiores a 1,67, mas este fator de reflexão cai para 1,35 quando se emprega no traço 8% de microsilica em relação ao peso de cimento, ou 3% de polímero.

6.2.3.2 Cálculo dos Preços Unitários

Para o caso do processo via seca muitos contratos se baseiam no volume de concreto seco solto que passa pelo equipamento de projetado. Este servirá de base de cálculo para a determinação do rendimento dos equipamento, calculo dos custos de desgaste, e o custo do concreto projetado. Nestes casos é fundamental a experiência, pois estima-se um rendimento e determina-se os custos fixos baseado na duração da obra.

O preço da mão de obra é calculado sobre os serviços de confecção da mistura de concreto e sua colocação na obra, e nos serviços de lançamento e remoção da reflexão. Os custos de seguro, transporte até a obra, volta ao depósito, montagem e desmontagem, e reforma dos equipamentos de projeção também devem ser considerados.

Os demais custos a serem considerados são: amortização dos custos dos equipamentos; desgaste de peças e manutenção e os materiais empregados no traço.

Primeiramente deve-se considerar a amortização de todos os equipamentos empregados na preparação lançamento e transporte do concreto, tais como os misturadores, compressores de ar, e máquina de projeção, sendo em que todos deve ser considerado o custo da energia elétrica. Com base no rendimento estimado calcula-se o tempo de obra. De posse destas informações também se dimensionam os custos de manutenção e de reposição das peças, pois estes são função do volume de concreto que passa pelo equipamento.

O custo dos materiais são os custos do cimento, agregados, água, aditivos e as adições especiais consideradas.

Desta maneira, tem-se o custo do concreto projetado na condição seco solto, e se pode calcular o seu custo por metro cubico ou por metro quadrado. As planilhas de dimensionamento permite calcular os rendimentos significativos para a composição dos custo da obra.

Mas, é importante ter-se em mente uma regra prática, de que para se obter uma espessura determinada de concreto projetado na estrutura se precisa dobrar a espessura de mistura seca, o que resulta, conseqüentemente, que para se determinar o preço por metro quadrado deve-se multiplicando o preço por metro cubico da mistura seca por duas vezes a espessura do projetado na unidade metros, a saber:

$$\text{US\$}/\text{m}^2 = \text{US\$}/\text{m}^3 \times 2t.$$

onde t é a espessura do concreto projetado em metro.

O custo do concreto projetado depende fundamentalmente das regras de cubagem, da qualidade desejada, e do tipo de controle. É preciso deixar bem claro as regras de aquisição. A falta de clareza destes contratos tem gerado diversas discussões e disputas. É importante que sejam especificadas os procedimentos de execução, as diretrizes de dosagem do traço, o número de camadas que será composto o revestimento, a estratégia de transporte, o processo entre via seca e via úmida, e as propriedades de resistência e durabilidade, e o tipo de controle (auditoria ou fiscalização 100%).

Como o concreto projetado trata-se de um processo artesanal e empírico é lógico que se defina o resultado final desejado e deixa-se para o executante o cuidados necessários para consegui-lo. Neste caso é importante se fixar com precisão a forma de avaliação da qualidade exigida.

As prescrições técnicas devem definir todos os aspectos importantes do controle de qualidade tais como as datas de controle, a retirada das amostras, as tolerâncias, os tipos de ensaios, a qualidade mínima do laboratório, assim como as conseqüências da qualidade insuficiente. Deve definir-se claramente a forma de se verificar a espessura colocada na obra e as regras de sua verificação.

É obvio se desejar comparar o custo do revestimento do concreto projetado com o do revestimento do concreto convencional normal obtido através de forma. Mas, uma comparação deste tipo não é fácil já que as maneiras de colocação na obra e os procedimentos são diferentes.

Os custos dos materiais que compõem o traço são os mesmos, mas os gastos ocasionados para a colocação do traço na obra são bastante diferentes. Enquanto que o concreto convencional emprega meios mecânicos tipo bombeamento, o concreto projetado necessita de corrente elétrica para o seu funcionamento, e ar comprimido para o transporte nas tubulações e lançamento. De outra parte necessita-se dos vibradores indispensáveis para a compactação do concreto convencional não empregados no caso do concreto projetado. A desvantagem mais importante do concreto projetado é a reflexão. São poucos os casos em que se pode reutilizar o material refletido. Por outro lado o concreto tradicional precisa das formas.

A comparação de custos resulta eloqüente: ao se calcular os preços do custo do concreto projetado e do concreto tradicional executado via forma para revestimento de túneis empregados em transporte ferroviário ou de saneamento o concreto projetado custa entre 200 a 300% mais caro que o concreto tradicional. Mas não se pode julgar unicamente com base da unidade de um metro cúbico, pois deve-se considerar o balanço de quantidades.

Apesar de todos os cuidados a formação de poeira não pode ser evitada integralmente caso do concreto projetado via seca ou via úmida. Por conseguinte, os locais de projeção, quando fechados exigem um fornecimento de ar fresco, assim como também paralisações freqüentes da projeção. Em determinadas condições a mão de obra dentro do túnel deverá utilizar mascaras de proteção contra a poeira. Estas, não somente devem reter as partículas mais grossas de poeira (para proteger os mangoteiros) mas, também de todas as partículas finas que podem penetrar nos pulmões. Somente filtros muito finos podem garantir uma proteção adequada. Medições realizadas em túneis na cidade de São Paulo tem evidenciado condições insalubres dentro dos túneis executados em NATM.* Tem-se problemas quanto a ruídos, particulado total, particulado alcalino.

No caso de particulado total mediram-se valores em torno de 32 a 70 mg/m³ na frente de trabalho, enquanto que o limite de insalubridade é de 8 mg/m³. Com relação a particulado alcalino na frente de trabalho tem-se estimado valores de 35 mg/m³ enquanto que o limite de insalubridade é de 2 mg/m³. O atendimento a todos os parâmetros especificados pelo Ministério do Trabalho pode elevar os valores atuais de custos. O concreto projetado emprega uma série de produtos químicos, principalmente os aceleradores. Estes são altamente cáusticos e podem causar alergias ou até mesmo queimaduras. Este fato exige atenção especial na ventilação e na proteção de partes do corpo mais expostas, especialmente o rosto e as mãos. Os concretos projetados contendo cal devem ter precauções adicionais. Lembre-se que a cal moída finamente é fortemente alcalina, mais que o cimento, e por conseguinte pode provocar queimaduras nas vias respiratórias.

6.2.4 Mão de Obra

A qualidade do concreto projetado depende fundamentalmente da experiência e da habilidade de seus realizadores, e em especial do mangoteiro. Por conseguinte, a formação de um mangoteiro e a supervisão de seu trabalho exige uma atenção muito especial. Não é ainda uma profissão oficialmente reconhecida, e não existe uma escola de

* Estudos Preliminares realizados junto a Segurança do Trabalho do METRÔ/SP

ofício específica. Não é fácil de se encontrar um bom mangoteiro, pois os de boa qualidade resultaram de aprendizado prática em empresas especializadas através da execução de diversos trabalhos durante vários anos. A competência de um mangoteiro depende fundamentalmente de sua experiência profissional.

O ideal seria um profissional experiente e com noções teóricas de controle tecnológico e procedimentos executivos do processo. Estes seriam requisitos indispensáveis para os funcionários de empresas que se ocupam com este tipo de atividade.

Não seria preciso um conhecimento altamente especializado, mas compatíveis com a responsabilidade da obra para assegurar a sua segurança e a do empreendimento. Obviamente, os requisitos de um mangoteiro para a execução de um talude seriam diferentes para as obras de recuperação e de execução de túneis.

Na prática é notório o problema da alta rotatividade da construção civil, mas uma empresa especializada se obriga a realizar trabalhos bem feitos devido a restrição do seu campo de atividades.

6.2.5 Formas Contratuais de Medição e Pagamento

As formas contratuais de medição e pagamento atualmente aplicadas podem ser divididas praticamente em dois macro-grupos:

- modelo de participação conjunta;
- modelo por desempenho de produto acabado.

A diferenciação básica entre os dois modelos está no aspecto de distribuição de responsabilidades. Enquanto que no primeiro caso tem-se uma co-responsabilidade entre o proprietário e o construtor, no segundo caso o proprietário transfere integralmente esta responsabilidade para o construtor.

O critério de escolha entre os modelos é em função do risco tecnológico do empreendimento.

No modelo de participação conjunta o proprietário especifica “como deve ser feito” o empreendimento, podendo este ser alterado conforme as dificuldades encontradas durante a implantação, pois o empreendimento apresenta dúvidas tecnológicas e riscos de difícil previsão. Nestes casos a fiscalização é 100% com acompanhamento do proprietário em todas as etapas de projeto, aquisição e produção. A remuneração deve ser por preço unitário para permitir facilidade de alteração de projeto e flexibilidade no teste de novas tecnologias.

No modelo por desempenho de produto acabado a obra não deve apresentar riscos sob o aspecto de disponibilidade de conhecimento técnico e a experiência de construir deve estar incorporada na engenharia, tratando-se de obra de alta previsibilidade. Neste caso é importante que o proprietário defina claramente o padrão mínimo do empreendimento, e as suas especificações fixem “o que se quer” como desempenho final da obra. A remuneração não estará “em aberto” como no modelo de participação conjunta, pelo contrário, no caso de desempenho por produto acabado a remuneração estará rigidamente definida de maneira prévia havendo clara responsabilidade total do construtor e facilidade de medição por parte do proprietário. O nível de detalhamento de um projeto deverá ser o maior possível, e controle efetuado pela fiscalização deverá estar perfeitamente compatibilizados com a experiência do construtor, que poderá chegar a uma simplificada auditoria. Todos estes aspectos refletem diretamente nos dispositivos que irão compor as condições contratuais de medições, pagamentos e penalizações.

6.2.6 Software de Estimativa do Custo de Revestimento de Túnel em Concreto Projetado

Na consolidação dos parâmetros de custos e dos fatores importantes para sua estimativa, alguns dos quais já mencionados acima, foi elaborada planilha eletrônica que, fornece apoio na elaboração de estimativa de custo do revestimento de túneis em concreto projetado na utilização do método NATM.

O Manual de Instruções assim como o disquete contendo o programa podem ser encontrados no Anexo B deste trabalho.

O programa determina o custo do revestimento na estrutura fornecendo informações importantes, tais como: o volume de concreto necessário para realizar a obra; o volume de material refletido que deverá ser retirado da obra; e a variação do custo em função da duração da obra, do número de equipes, frentes de trabalho e turnos.

As diversas etapas construtivas do método NATM são consideradas no dimensionamento assim como os gastos com materiais, mão de obra, equipamentos, manutenção, transporte, controle tecnológico, e energia determinando-se o custo do concreto projetado em função do tamanho da obra e de especificidades executivas, tais como: número de camadas de concreto projetado, espessuras destas camadas, tipo de terrenos, plano de ataque; etc.

6.3 ANÁLISE CRÍTICA

Hoje, em função da experiência da engenharia nacional na execução de túneis pelo método NATM empregando revestimentos em concreto projetado como estrutura definitiva, os projetos e os contratos tem seguido preferencialmente as seguintes diretrizes:

- definição de um padrão mínimo de desempenho da obra de uma maneira clara e objetiva elegendo parâmetros significativos atribuindo-lhes limites e frequências adequadas;
- definição de uma estratégia de controle e acompanhamentos durante a execução da obra, que tem variado de fiscalização a 100% das atividades até auditorias pontuais conforme o padrão da construtora, e do nível de experiência e da confiança que este goza junto ao proprietário da obra;
- definições de maneira clara da aceitação da obra na etapa serviços concluídos;
- estabelecimento de um cronograma factível do empreendimento;

- delegar ao construtor a escolha e o detalhamento do método construtivo de modo a atribuir-lhe responsabilidade quanto à segurança da obra, e atendimento aos prazos e a qualidade;
- incentivar o construtor a garantir os seus lucros via aumento de produtividade e/ou empregado novas tecnologia que melhorem esta produtividade;
- estabelecer critérios claros de medições, pagamentos e penalizações para que o construtor possa dimensionar os custos adicionais devido a margem de segurança de produção exigido pelo risco da obra, de modo a minimizar os riscos econômicos, litígios e disputas.

Dentro das diretrizes acima estabelecidas o critério de pagamentos por unidades estabelecidas em projeto, tais como o volume, m^2 para uma espessura especificada, ou metro linear de túnel asseguram ao proprietário um preço fixo e uma conferência simples da obra ficando para o construtor os riscos de estimar rendimentos, reflexão, sobrecavação, etc.

Contratos com critérios de pagamentos por m^3 que passa pela máquina não incentiva o construtor a diminuir a reflexão ficando para o proprietário os problemas de dificuldade de conferência de volumes e descontrole do preço final da obra. O mesmo problema com contratos por administração, que somente se justificariam para pequenas quantidades.

Assim sendo, nos contratos mais recentes o pagamento do concreto projetado em obras de revestimentos de túneis é feito por m^3 medido no projeto, sendo que na sua composição deve estar embutido os custos de preparação da área de aplicação, a regularização da escavação, lançamento (independente do equipamento empregado), fornecimento, traços que atendam a resistência de projeto pelo critério do f_{ck} preconizado pela NBR 6118 e os parâmetros de durabilidade constante nas especificações, a reflexão, o preenchimento da sobrecavação em concreto, o acabamento, a cura, a retira do material refletido até o bota-fora, os transportes internos no túnel, todos os materiais equipamentos e mão de obra necessárias.

Neste caso se pode observar que o volume de concreto projetado necessário para resolver um problema determinado é consideravelmente inferior ao do concreto convencional empregando formas. Este caso resulta evidente nos empreendimentos tipo

túnel. Este tipo de caso se torna mais evidente no caso de túneis em rocha, onde o concreto convencional precisa cobrir todas as suas irregularidades enquanto que o concreto projetado o acompanha não exigindo injeções de contato. O ponto de equilíbrio depende de muitos fatores e é específico para cada empreendimento. Em alguns casos o concreto projetado leva vantagem como nos casos onde a geometria é complexa e variável exigindo formas praticamente artesanais, e quando existem dificuldade tecnológica para fazer chegar o concreto ao local de produção das peças exigindo-se deste tecnologia de concreto bombeáveis, enquanto que o traço de concreto projetado poderá ser mais econômico. O concreto projetado também é viável em obras extremamente delgadas inclinadas ou de formas curvas. Mas, quando as condições de acabamento são importantes, como em obras hidráulicas o concreto projetado apresenta baixa rentabilidade, pois são difíceis de realizar.

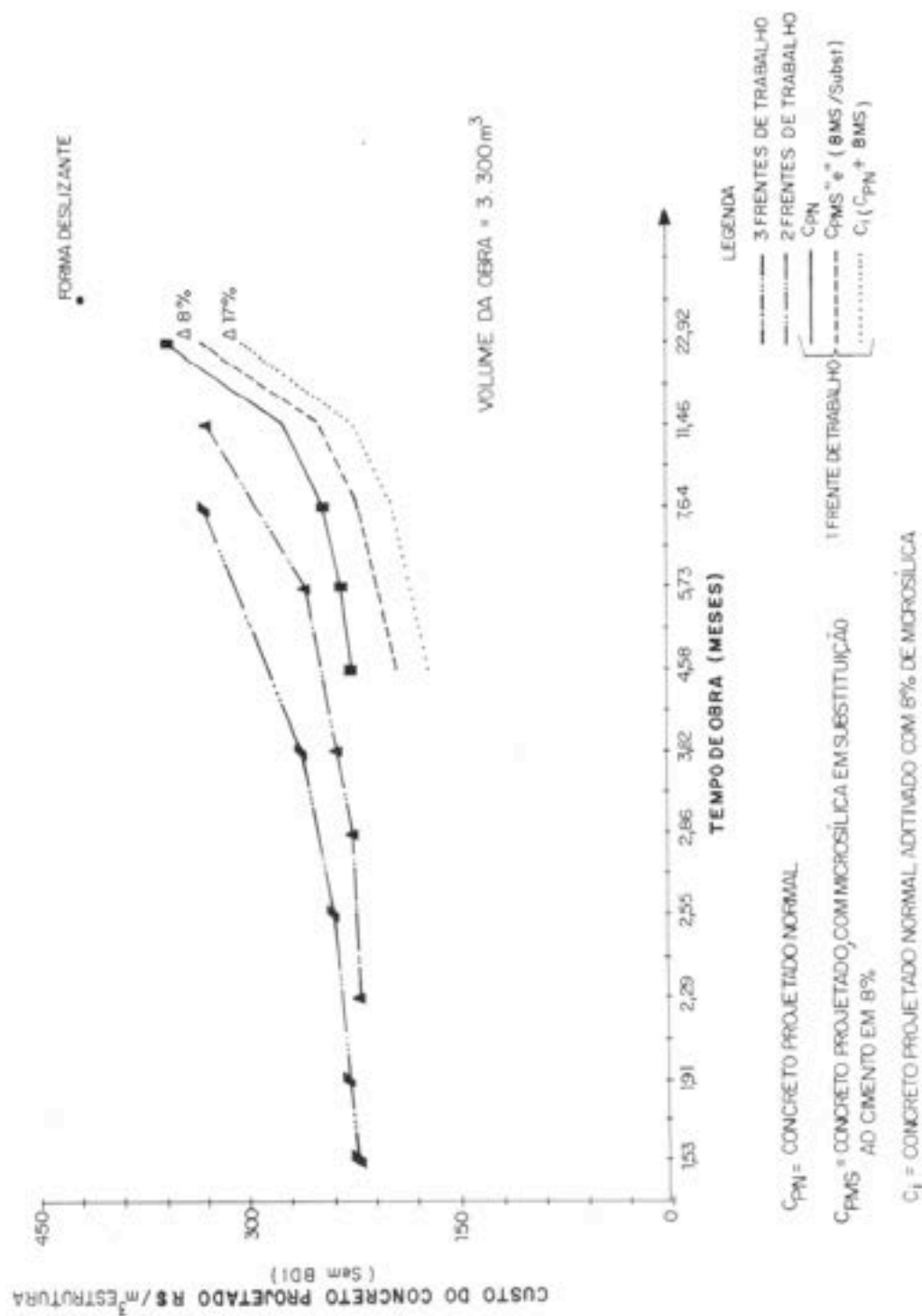
Empregando as planilhas eletrônicas para um túnel exemplo constituído de revestimento de primeira fase em rocha, cujo volume total é de 3.300 m^3 , aplicado em uma única camada em via seca, analisou-se as seguintes condições:

- hipótese 1: concreto projetado normal;
- hipótese 2: concreto projetado normal mais 8% de microssilica;
- hipótese 3: concreto projetado substituindo cimento por microssilica no teor de 8%

Obtém-se a Figura 6.6, apresenta gráfico de custo em função do tempo de obra. Deste gráfico ressalta-se os seguintes resultados médios:

- o concreto projetado aditivado com microssilica permite a redução de custo entre 17% a 28% dependendo do tempo de duração da obra;
- o concreto projetado aditivado com microssilica em substituição ao cimento permite a redução de custo entre 8% a 12% dependendo do tempo de duração da obra.

Outro exercício interessante de se fazer, e de tendência bastante atual nos projetos de túneis, é a colocação de uma manta de PVC entre o revestimento de primeira e segunda fase. A título de exemplo vamos dimensionar a quantidade de concreto e aço para um



COMPARAÇÃO ENTRE OS CUSTOS FINAIS DOS REVESTIMENTOS DE TÚNEIS EXECUTADOS COM CONCRETOS NORMAIS E ADITIVADOS COM MICROSÍLICA

FIGURA 6.6

túnel raso de 70 m^2 , com 25 cm de revestimento de primeira fase, para as condições monolítico com o revestimento de segunda fase e separado por uma manta.

Do dimensionamento tem-se:

- no caso monolítico o revestimento de segunda fase terá 20 cm de espessura (aproximadamente $11,5 \text{ m}^3/\text{ml}$ de túnel) e consumirá 180 kg de aço por ml de túnel;
- no caso separado pela manta de PVC, o revestimento de segunda fase necessitará de 30 cm de espessura (aproximadamente $13,5 \text{ m}^3/\text{ml}$ linear de túnel) e consumirá 220 kg de aço por ml linear de túnel, significando um aumento de custo de aproximadamente 6%.

Nota-se atualmente no mercado a tendência de se aumentar as resistências características dos concreto. Baseado na Figura 6.3 realizou-se um exemplo numérico de determinação de custo de um “cut and cover”. Apresenta-se uma redução de uma estrutura enterrada em função do aumento do f_{ck} . Nota-se que é possível uma redução de 46% no custo do concreto ao se passar do f_{ck} 18 MPa para o f_{ck} 30 MPa. No túnel de Veriena, na Suíça, existem trechos com f_{ck} 80 MPa para o concreto projetado empregando-se um cimento especial.

Ainda é importante ressaltar que o custo de um túnel tem a parcela principal que é a escavação seguida do revestimento de concreto. Esses custos variam consideravelmente em função do maciço. Cada custo é muito específico dos fatores locais e é preciso examina-los com muita cautela. Custos gerais e unitários são difíceis de serem comparados. Ao se comparar um maciço rochoso com o solo, não é possível se dizer em termos gerais, que um método construtivo seja mais econômico do que outro.

Capítulo 7

CONCLUSÕES

7.1 INTRODUÇÃO

O emprego de túneis para a solução de vários problemas urbanos vem crescendo nos últimos 30 anos. A conferência da OECD de 1969⁽³⁾, para sistemas subterrâneos de trânsito rápido, em Washington, estimou em 1.730 km para o período de 1970-80, e mais de 2.000 km na década de 80, contra os 664 km construídos no período de 1950-60. Na década de 90 grandes obras já foram realizadas tais como os túneis submarinhos de Seikan, no Japão, com mais de 53 km, e o Eurotúnel que ligou a Inglaterra à França.

Sempre houve uma grande discussão entre o empreendimento em nível e o subterrâneo. Levantamentos realizados pelos britânicos na década de 70 demonstraram que o empreendimento subterrâneo geralmente custa 8% mais caro que o em nível. Mas, eles são unânimes em dizer que quando for possível a construção de um empreendimento enterrado, este deve ser adotado pois as vantagens sociais são enormes. É claro que a escolha depende da topografia, desvios dos serviços existentes, tipo de terreno, geometria horizontal e vertical. O metrô de Paris apresentou custos de desvios de tráfego correspondente a 20% do custo da obra civil⁽³⁾.

A partir de 1970 surge um método revolucionário na construção de túneis urbanos, trata-se do NATM, na verdade uma adaptação de métodos mineiros de construção de túneis. Hoje, sua aplicação encontra-se em crescimento em todo o mundo, mesmo nos países altamente industrializados, onde existe grande disponibilidade de equipamentos tipo "shield". O seu crescimento com certeza levará a um incremento do consumo do concreto projetado, o que exigirá um conhecimento cada vez maior das suas propriedades.

Muito ainda há que se aprender sobre este versátil material, pois propriedades como módulo de elasticidade, efeito Rush, deformação lenta são ainda uma grande incógnita técnica, e o seu conhecimento poderia trazer grandes benefícios no setor de dimensionamento dos revestimentos e previsão de coeficientes de segurança dos túneis. Hoje, pela insuficiência de conhecimento os projetos podem estar muito conservadores ou muito arrojados. No primeiro caso ter-se-ia um amplo campo para minimizar custos, e no segundo poder-se-ia investir na melhoria dos coeficientes de segurança e na durabilidade da obra.

Não se deve esquecer que o revestimento definitivo em concreto moldado “in loco” prescinde da colaboração do maciço, enquanto que o revestimento de concreto projetado tem que contar com ela. Como visto no capítulo 2 este aspecto é polêmico para túneis urbanos, pois no futuro poderiam impor rígidos limites de utilização do espaço urbano subterrâneo. Tem-se aqui mais um bom motivo para se estudar com maior profundidade a interação concreto projetado com o maciço dentro da filosofia construtiva NATM.

Muitas universidades nos últimos anos vem intensificando o estudo do concreto projetado destacando-se Salzburg na Áustria, Bochum na Alemanha, Columbia na Inglaterra, Alberta no Canadá, e São Paulo no Brasil.

A engenharia nacional não está acomodada nos louros do seu pioneirismo no emprego do NATM em solo e do concreto projetado como estrutura definitiva para confeccionar túneis urbanos. Ela continua investindo na melhorias dos processos, e tem exportado esta tecnologia, como o metrô de Lisboa em Portugal.

É importante lembrar que ainda hoje, na Europa e nos Estados Unidos se emprega o concreto projetado como revestimento provisório, quando se trata de túneis em maciços diferentes de rocha auto-portante. Nestes casos o revestimento primário em concreto projetado é provisório e caberá ao revestimento secundário, em concreto convencional, suportar a carga total do maciço “caso o concreto projetado se degrade”.

Demonstrou-se que o material concreto projetado é muito versátil e apresenta excelentes propriedades mecânicas e de durabilidade quando bem executado. Hoje é possível se especificar este material como responsável por obras de saneamento e até mesmo

marítimas apesar da alta agressividade do meio. Um trecho do túnel de Vereina na Suíça foi executado empregando-se concreto projetado de f_{ck} 80 MPa. Entretanto, a execução por pessoas inexperientes pode trazer grandes dissabores, como problemas com a incorporação da reflexão, baixa compactidade, baixa resistência, porosidade com infiltrações, fissuras com lixiviação, etc. que podem deteriorar rapidamente o material.

O grande inimigo dos túneis é a água, pois além de causar problemas durante a escavação, ela não permite que se confeccione um revestimento de concreto compacto e íntegro e; é ela que dispara os diversos mecanismos de deterioração do revestimento de concreto e das instalações dentro do túnel. Pode-se concluir portanto que a arte de fazer túneis nada mais é que a arte de controlar a água.

Monitoramentos em estrutura efetuados em quatro túneis de São Paulo, demonstraram que estes apresentam-se até o momento em boas condições, mas que apresentam defeitos construtivos hoje já revisados com adoção de novos procedimentos construtivos. Este é o ônus do pioneirismo, isto é, do aprendizado com o erro. Os problemas patológicos não são graves e hoje podem ser sanados com relativa facilidade pelas técnicas de recuperação disponíveis, mas a condição ideal é de não permitir a instalação de mecanismos de deterioração para assegurar uma vida útil compatível com o investimento a um baixo nível de manutenção.

Para maciços adequados ao emprego do NATM ao se executar um túnel empregando o concreto projetado como revestimento definitivo, este tem apresentado custos extremamente vantajosos com relação a outros métodos. Enquanto que túneis singelos de 70 m^2 estão custando da ordem de US\$9.000,00 por metro linear, no caso do "shield" não sai por menos de US\$21.000,00 o metro linear. A sua vantagem não está somente no custo final, mas na versatilidade do método NATM, que permite sensíveis aumentos de velocidade através da abertura simultânea de várias frentes. Trata-se de um método que exige pequenos investimentos iniciais em equipamentos, isto é, da ordem de US\$250.000,00, enquanto que um "shield" o investimento mínimo é da ordem de US\$1.300.000,00.

A alta competitividade deste método impulsionará o crescimento da utilização do concreto projetado em obras subterrâneas. O custo do revestimento em concreto

projetado vem diminuindo sensivelmente nestes últimos dez anos. Enquanto que em 1980 ele custava o equivalente a US\$1100,00 o metro cúbico de estrutura tem-se que hoje os orçamentos apresentam valores médios da ordem de US\$550,00 a 750,00 o metro cúbico de estrutura.

O interesse pela engenharia na melhoria no material concreto projetado está crescendo, pois este poderá minimizar sensivelmente os custos dos túneis.

Este tipo de método construtivo exige inclusive a mudança de relacionamento entre o Projeto e a Obra. Nos métodos de construção de túneis tradicionais a atuação do Projeto e da Obra eram mais estanques com ação física e cronologicamente distintas. O método NATM exige uma retroalimentação do Projeto Inicial sistemática para que sejam efetuados ajustes, o que exige uma interação Projeto-Obra muito maior. Esta nova maneira de trabalhar permite uma sinergia dos conhecimentos podendo gerar soluções verdadeiramente inovadoras e eficazes.

7.2 DIRETRIZES TECNOLÓGICAS DO MATERIAL CONCRETO PROJETADO PARA SER EMPREGADO COMO REVESTIMENTO DEFINITIVO DE TÚNEIS

Na consolidação dos conhecimentos adquiridos, alguns dos quais foram relatados nos capítulos anteriores, apresenta-se uma proposta de diretrizes de especificação do revestimento de túneis executados pelo processo NATM e empregando o concreto projetado como elemento monolítico e definitivo, com responsabilidade estrutural e de estanqueidade dentro das limitações impostas pelas Tabelas 5.3 e 5.6.

As diretrizes propostas estão subdivididas em três grandes grupos:

- controle do material durante a execução;
- controle do revestimento de concreto (estrutura) durante a execução; e
- recebimento da estrutura acabada.

Estas diretrizes gerenciam as diversas informações dispostas nas normas, e são também, em alguns pontos, complementares, pois dada a especificidade da aplicação do material concreto projetado vê-se a necessidade de maior rigor de alguns parâmetros.

São consideradas como referências as seguintes normas, especificações e metodologias de ensaio:

a) Especificações

- Normas ABNT:
 - NBR-5737 - Cimento Portland Resistente a Sulfatos;
 - NBR-6118 - Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado;
 - NBR-7211 - Agregado para Concreto;
 - NBR-7226 - Cimento - Terminologia;
 - NBR-7480 - Barras e Fios de Aço Destinados a Armaduras para Concreto Armado;
 - NBR-7481 - Telas de Aço Soldadas para Armadura de Concreto;
 - NBR-9935 - Agregados - Terminologia;
 - NBR-12317 - Verificação de Desempenho de Aditivos para Concreto - Procedimento;
 - NBR-12654 - Controle Tecnológico de Materiais Componentes do Concreto - Procedimento;
 - NBR-12655 - Preparo, Controle e Recebimento de Concreto - Procedimento;
 - NBR-13070 - Moldagem de Placas para Ensaio de Argamassa e Concreto Projetados - Procedimento

- Normas ASTM
 - A-820-90 - Standard Specification for Fibers in Fiber Reinforced Concrete;
 - C-823-83 - (Reapproved 1993) Standard Practice for Examination and Sampling of Hardened Concrete in Constructions;
 - C-1116-91 - Standard Specification for Fiber-Reinforced Concrete and Shotcrete;
 - C-1140-83 - Standard Practice for Preparing and Testing Specimens from Shotcrete Test Panels;
 - C-1141-89 - Standard Specification for Admixtures for Shotcrete;

C-1240-93 - Standard Specification for Silica Fume for use in Hydraulic - Cement Concrete and Mortar.

– Normas ACI

ACI 212.3R-91 - Chemical Admixtures for Concrete;

ACI 506.R-90 - Guide to Shotcrete;

ACI 506.1R-84 - State of the Art Report on Fiber Reinforced Shotcrete;

ACI 506.2R-90 - Specification for Materials, Proportioning, and Application of Shotcrete;

ACI 506.3R-91 - Guide to Certification of Shotcrete Nozzlemen.

b) Metodologia de Ensaio

– Normas ABNT

NBR-5739 - Ensaio de Compressão de Corpos-de-Prova Cilíndricos de Concreto;

NBR-5740 - Análise Química de Cimento Portland - Disposições Gerais;

NBR-5742 - Análise Química do cimento Portland - Processos de Arbitragem para determinação de dióxido de silício, óxido férrico, óxido de alumínio, óxido de cálcio e óxido de magnésio;

NBR-5743 - Cimento Portland - Determinação de Perda ao Fogo

NBR-5744 - Análise Química do Cimento Portland - Determinação do Resíduo Insolúvel;

NBR-5745 - Cimento Portland - Determinação de Anidrido sulfúrico;

NBR-5750 - Amostragem de Concreto Fresco Produzido por Betoneiras Estacionárias;

NBR-6474 - Cimento Portland e Outros Materiais em Pó - Determinação da Massa Específica;

NBR-7215 - Ensaio de Cimento Portland;

NBR-7217 - Agregados - Determinação da Composição Granulométrica;

NBR-7218 - Agregados - Determinação do Teor de Argila em Torrões e Materiais Friáveis;

NBR-7219 - Agregados - Determinação do Teor de Materiais Pulverulentos;

NBR-7220 - Agregados - Determinação de Impurezas Orgânicas Húmicas em Agregado miúdo;

- NBR-7223- Concreto - Determinação da Consistência pelo Abatimento do Tronco de Cone;
- NBR-7224 - Cimento Portland e outros materiais em pó - Determinação da área específica;
- NBR-8548 - Barras de Aço Destinadas a Armadura para Concreto Armado com Emenda Mecânica ou por Solda - Determinação da Resistência à Tração;
- NBR-9204 - Concreto Endurecido - Determinação da Resistividade Elétrica - Volumétrica;
- NBR-8522 - Concreto - Determinação do Módulo de Deformação Estática e Diagrama Tensão e Deformação;
- NBR-9606 - Concreto - Determinação da Consistência pelo Espalhamento do Tronco de Cone;
- NBR-9775 - Agregados - Determinação da umidade superficial em agregados miúdos por meio do frasco de Chapman;
- NBR-9776 - Agregados - Determinação da Massa Específica de Agregados Miúdos por Meio do Frasco de Chapman;
- NBR-9777 - Agregados - Determinação da Absorção de Água em Agregados Miúdos;
- NBR-9778 - Argamassa e Concreto Endurecidos - Determinação da Absorção de Água por Imersão - Índice de Vazios e Massa Específica;
- NBR-9832 - Concreto e Argamassa - Determinação dos Tempos de Pega por Meio de Resistência à Penetração;
- NBR-9833 - Concreto Fresco - Determinação da Massa Específica e do Teor de Ar pelo Método Gravimétrico;
- NBR-9936 - Agregados - Determinação do teor de partículas leves;
- NBR-9937 - Agregados - Determinação da Absorção e da Massa Específica de Agregado Graúdo;
- NBR-10786 - Concreto Endurecido - Determinação do Coeficiente de Permeabilidade à água;
- NBR-10787 - Concreto Endurecido - Determinação da Penetração de Água sob Pressão;
- NBR-10908 - Aditivos para Argamassa e Concreto - Ensaio de Uniformidade;

NBR-11579 - Cimento Portland - Determinação da finura por meio da peneira 0,075mm (nº 200);

NBR-11581 - Cimento Portland - Determinação dos tempos de pega;

NBR-11582 - Cimento Portland - Determinação da expansibilidade de Le Chatelier;

NBR-11583 - Cimento Portland e matérias primas - Determinação de anidrido carbônico (CO₂) por gasometria;

NBR-13044 - Concreto Projetado - Reconstituição da Mistura Recém projetada;

NBR-13069 - Concreto Projetado - Determinação dos tempos de Pega em Pasta de Cimento Portland, com ou sem Utilização de Aditivo Acelerador de Pega;

NBR 11686 - Concreto Fresco - Determinação do teor de Ar pelo Método Pressométrico.

– Normas ASTM

C-78 - Standard Test Method for Flexural Strength of concrete, using simple beam with third-point loading.

C-227-80 - Standard Test Method for Potential Alkali Reactivity of Cement - Aggregate Combinations (Mortar-Bar Method);

C-266-89 - Standard Test Method for Time of Setting of Hydraulic - Cement Paste by Gillmore Needles;

C-403-90 - Standard Test Method for Time of Setting of Concrete Mixtures by Penetration Resistance;

C1018 - Standard Test Method for Flexural Toughness/first-crack Strength of Fiber-reinforced Concrete using beam with third-point loading;

C-1117-89 - Standard Test Method for Time of Setting of Shotcrete Mixtures by Penetration Resistance.

– Outros Órgãos

SIA Standards V 198/7 - Witzerland- Resistência "in-situ" pela Agulha Meynadier;

CETESB L1.007/88 - Determinação da Agressividade da Água ao Concreto.

SNCF- Método Francês desenvolvido por FFCC Alpes Essais para verificar absorção de energia.

JSCE SF 4 e 5 - Japan Society of Civil Engineers
R. Torrent, Holderbank Management and Consulting Ltd, Switzerland
H.S.E. Guidance Notes EH40: Occupational Exposure Levels
EH44 Dust: General Principles of Protections - Classifications, packin, labeling of
Danerous Substances Regulations
BS6164:1990 Safety in Tunnelling in the Construction Industry.

7.2.1 Controle do Material Concreto Projetado durante a Execução

7.2.1.1 Materiais

- Cimento: conforme a norma brasileira NBR-5737. Os parâmetros a serem controlados estão apresentados na Tabela 7.1;
- Agregados: conforme a norma brasileira NBR-7211. Os parâmetros a serem controlados estão apresentados na Tabela 7.2;
- Aditivos : conforme a norma brasileira NBR-11768. Os parâmetros a serem controlados estão apresentados na Tabela 7.3;
- Água, conforme Norma NBR-6118;
- Fibras, conforme norma ASTM A-820 e C-1116; e
- Microsilica, conforme os requisitos de composição química e físicos de acordo com a norma ASTM C-1240/93.

7.2.1.2 Antes da Projeção

Para todo caminhão betoneira controla-se para o caso da via seca a relação água-cimento real através do processo da “frigideira” corrigido pelo teor de cimento; e no caso da via úmida deve-se empregar o Abatimento (NBR-7223);

CONTROLE DO CIMENTO

FREQÜÊNCIA	ENSAIO	MÉTODO
A CADA 30t	Finura de peneira 0,075mm	NBR-11579
	Área específica	NBR-7224
	Tempos de início fim de pega	NBR-11581
	Expansibilidade à quente	NBR-11582
	Resistência à compressão	NBR-7215
A CADA 8 AMOSTRAS DE RECEBIMENTO	Perda ao fogo	NBR-5743
	Resíduo Insolúvel	NBR-5744
	Trióxido de enxofre (SO ₃)	NBR-5745
	Óxido de magnésio (Mg)	NBR-9203 NBR-5742
	Anidrido Carbônico (CO ₂)	NBR-11583
	Teor de escória	NBR-5754

TABELA 7.1

CONTROLE DOS AGREGADOS

FREQÜÊNCIA	ENSAIO	MÉTODO
SEMANTAL POR FORNECEDOR	Determinação da composição granulométrica	NBR-7217
	Determinação do teor de argila em torrões e materiais friáveis	NBR-7218
	Determinação do teor de materiais pulverulentos	NBR-7219
	Determinação do teor de partículas leves	NBR-9936
	Determinação de impurezas orgânicas	NBR-7220
A CADA 2 H	Determinação da umidade superficial	NBR-9775
BIMESTRAL POR FORNECEDOR	Determinação da massa específica na condição saturada superfície seca - miúdo	NBR-9776
	Determinação da absorção de água	NBR-9777
	Determinação da massa específica na condição saturada - superfície seca	NBR-9937
	Determinação da absorção de água	NBR-9937
	Determinação da reatividade potencial de álcalis em combinação cimento - agregado	NBR-9773

TABELA 7.2

CONTROLE DOS ADITIVOS

FREQÜÊNCIA	ENSAIO DE RECEBIMENTO	OBSERVAÇÃO
UMA AMOSTRA POR PARTIDA - MÁXIMO A CADA 2000 KG (ADITIVO EM PÓ) OU 2000L (ADITIVOS LÍQUIDOS)	Tempo de Início e Fim de Pega	ASTM C 266-mod (a)
	Desempenho	ASTM C 494 ou NBR-12317
	Espectro de Absorção de Infravermelho	ASTM C 494
	Uniformidade	NBR-10908

(a) Aditivo para concreto projetado

TABELA 7.3

7.2.1.3 Após a Projeção

Para cada período de 4 horas de produção controla-se, no mínimo:

- a relação água-cimento real na estrutura (NBR-13044); e
- a resistência a Compressão "in situ" pela Agulha Meynadier (SIA Standards V 198/7) aos 30 minutos, 1 e 3 horas.

Pelo menos uma vez a cada 80 m³ controla-se a reconstituição do concreto na estrutura nas seguintes posições da seção do túnel - "invert", paredes laterais e abóbada (NBR-13044).

7.2.1.4 Concreto Endurecido

Ensaíos aos 7 dias de idade, com controle via placa:

- Resistência à compressão axial (NBR-5739);
- Absorção por imersão e fervura (NBR-9778), e
- Penetração de água sob pressão (NBR-10787).

7.2.2 Controle do Revestimento de Concreto Projetado durante a Execução

Este controle deverá ser realizado no revestimento primário e no revestimento secundário.

Abaixo são apresentados os parâmetros e os valores mínimos que os corpos de provas obtidos da estrutura devem atender à idade de 28 dias. Não é lícito nesta fase controle via placa.

Os locais de extração deverão obedecer a seguinte distribuição:

- os corpos de prova destinados ao local parede lateral deverão ser subdivididos em aproximadamente metade na altura, isto é, entre 0,5 a 1,5 m, e o restante na altura entre 1,5 a 2,5 m; e
- adicionalmente, quando o túnel for confeccionado por cambotas metálicas, os corpos de prova destinados a cada local devem estar localizados 50% entre as cambotas, e os outros 50% a uma distância máxima de 15 cm destas.

As condições de cura dos corpos de prova deverão ser as mesmas das condições impostas ao revestimento.

Para o concreto projetado não armado sugere-se os requisitos abaixo apresentados para túneis rodo-ferroviários. Quando se tratar de túneis de saneamento alguns dos parâmetros poderão exigir outros limites, assim para estes casos serão recomendados os valores entre parênteses e em itálico:

- Resistência à compressão (NBR-5739): $f_{ck} \geq 25$ (30) MPa, calculado segundo os critérios da norma NBR-12655;
- Absorção de água por imersão e fervura (NBR-9778) ≤ 8 (6) %;
- Massa específica aparente seca (NBR-9778) \geq (densidade teórica do traço - 100) kg/dm³;
- Penetração de água sob pressão (NBR-10787) ≤ 50 (30) mm;
- Absorção capilar (SIA 162/1), onde dever-se-ia determinar o coeficiente de absorção angular para a idade de ensaio de 24 horas, obtido do gráfico da curva de

desempenho da absorção capilar versus tempo por um período mínimo de duração do ensaio de 15 dias. Os corpos de prova devem ter seus ensaios iniciados à idade de 28 dias. O limite de aceitação dado pelo coeficiente de absorção capilar para a idade de ensaio de 24 horas seria de: $a_{24} \leq 15,0 (11,0) \text{ g/m}^2/\text{s}^{1/2}$; e

- Resistividade elétrica - volumétrica e superficial (NBR-9204)
 - revestimento de primeira fase $\geq 10.000 (15.000) \text{ } \Omega \cdot \text{cm}$;
 - revestimento de segunda fase $\geq 25.000 (32000) \text{ } \Omega \cdot \text{cm}$. Este valor deverá ser de no mínimo $60.000 \text{ } \Omega \cdot \text{cm}$ em obras metroviárias ou ferroviárias que empreguem sistema de tração de corrente contínua.
- Nenhuma armadura estrutural pode estar exposta;
- Nenhuma infiltração através da estrutura de concreto; sendo inaceitáveis aquelas com mecanismo de lixiviação;
- Isenção de fissuras, sendo que toda e qualquer fissura deverá ser consolidada com resinas duráveis. Como diretriz de dimensionamento deve-se ter espessuras mínimas de revestimentos que não acarretem elevada flexibilidade ao conjunto revestimento de concreto-maciço, o que significa critérios de dimensionamentos que não induzam demasiadamente a diminuição de espessuras a custa de um comportamento estrutural que provoque microfissuração no concreto para a estrutura em serviço. Estes critérios devem ser evitados, ou quando empregados, devem ser adotados criteriosamente. É importante frisar que sob o ponto de vista de durabilidade é preferível uma única fissura, mesmo que de grandes dimensões, do que uma grande quantidade de microfissuras, pois a quantidade de entrada de agentes agressivos ao concreto por difusão e por absorção capilar é mais elevada, além da maior dificuldade de recuperação.
- Nenhuma segregação ou ninhos de agregados no concreto deve ser verificada na análise visual da estrutura. Quanto a segregação do concreto verificada na análise visual dos corpos de prova extraídos da estrutura, estes devem estar limitados a uma quantidade máxima de 5% do número de corpos de prova obtidos da estrutura. Caso este limite não seja ultrapassado deve-se providenciar sobresspessura do revestimento, de no mínimo 100 mm, e de valor equivalente ao da espessura segregada pela análise de 10 corpos de prova distribuídos em $\frac{1}{2}$ diâmetro de túnel. Estes corpos de prova devem ser distribuídos 75% nas paredes

laterais e os restantes 25% na região do teto. Define-se como teto a região executada onde o bico de concreto projetado sofre a inclinação máxima de 30°. Caso não haja gabarito para a sobresspessura de concreto projetado, e a verificação de dimensionamento com uma espessura menor assegure os coeficientes de segurança necessários, o problema se resume aos aspectos de durabilidade da estrutura. Neste caso deve-se então injetar o maciço com produtos químicos que isolem o contato entre o solo e o revestimento de concreto projetado.

- Verificação do monolitismo do revestimento entre a primeira fase e a segunda fase, onde através dos corpos de prova extraídos da estrutura durante o controle do revestimento de segunda fase dever-se-á ter, no máximo, 30% de ocorrência de rupturas na junção entre a primeira e a segunda fase. Assim sendo, a espessura do corpo de prova do revestimento de segunda fase deverá ultrapassar em 50 mm a sua espessura de projeto. Caso este limite venha a ser ultrapassado o dimensionamento deve ser refeito considerando-se a hipótese de aderência zero entre o revestimento de primeira fase e segunda-fase, o que provavelmente deverá gerar uma sobresspessura no revestimento de segunda fase. Se houver problemas de falta de gabarito para a espessura adicional de concreto projetado os revestimentos de primeira e segunda fase deverão ser fretados através da instalação de chumbadores que os interliguem. Os chumbadores deverão ser fixados com epóxis que polimerizam na presença de água, sendo que a quantidade de pinos será obtida através de dimensionamento para a hipótese de uma penetração máximo do chumbador de $\frac{1}{2}$ da espessura do revestimento de primeira fase;
- Verificação da espessura do revestimento, através da medida direta de todos os corpos de prova extraídos da estrutura, sendo que todos os corpos de prova deverão ter espessura igual ou superior à espessura fixada em projeto para o revestimento;
- O critério de amostragem deverá ser estudado em função da especificidade de cada obra compatíveis com os critérios de dimensionamentos, mas como limite superior do tamanho do lote tem-se que este não deve ultrapassar a 40 metros lineares de estrutura, e a 80m³ de concreto projetado instalado na estrutura, e a um período máximo de 30 dias corridos. Deve-se adotar como limite máximo o menor entre os critérios apresentados, mas qualquer mudança de materiais ou de fornecedor

estabelece-se automaticamente a formação de um novo lote. A Tabela 7.4 apresenta o número de corpos de prova necessários e os tipos de ensaios com suas características, para a formação de um lote.

- O revestimento de concreto projetado deverá ser monitorado com o objetivo de determinar tensões e deformações que confirmem as hipóteses de dimensionamento.
- Monitoramentos dos seguintes procedimentos executivos:
 - Limpeza integral do material refletido de modo que este não se incorpore à estrutura, especialmente nas regiões próxima à ligação “invert” e parede;
 - As irregularidades do revestimento devem ser preenchidas com concreto projetado de modo que sejam evitadas sombras de projeção, sendo a distância máxima de fixação da armadura em relação à superfície do substrato de 8 cm.
 - Toda vez que se reiniciar a projeção de concreto dentro de uma mesma camada dentro uma mesma fase de concreto projetado deve-se proceder a limpeza com jato de ar e água a uma pressão mínima de 6 kgf/cm^2 ;
 - Deverá ser previsto pelo Projeto a delimitação de áreas para a instalação de chumbadores. Deve ser evitado, tanto na etapa durante a execução como na etapa obra concluída, o emprego de insertos que comuniquem o concreto projetado de primeira fase com o concreto (projetado ou convencional) de segunda fase integrantes do revestimento do túnel; e
 - No caso de túneis em rocha em que tenhamos apenas uma fase de revestimento o chumbador poderá atravessar o revestimento e se apoiar dentro da rocha. Em qualquer caso os chumbadores ou insertos deverão ser instalados com sistema vedante de infiltrações, pois sob nenhuma circunstância estes poderão introduzir infiltrações.

7.2.3 Recebimento da Estrutura Acabada

O monitoramento de estrutura realizado na fase durante a execução deverá ser incorporado à estrutura e ser repassada ao departamento de manutenção com um respectivo manual e respectivos limites dos parâmetros eleitos para serem controlados.

**FORMAÇÃO DE UM LOTE DE ENSAIOS A SEREM REALIZADOS
EM TESTEMUNHOS EXTRAÍDOS DA ESTRUTURA
PARA O CONTROLE DE ESTRUTURA**

ETAPA CONCLUÍDA PARA 1 LOTE DE 28 DIAS								
LOCAL DA REGÃO	VERIFICAÇÃO DE ESPESURA	COMPRESSÃO (NBR-5739) E (2) MÓDULO DE ELASTICIDADE (NBR-8722)	VERIFICAÇÃO DE REGREGAÇÃO	ABSORÇÃO DE ÁGUA E DENSIDADE (NBR-9778)	PENETRAÇÃO DE ÁGUA SOB PRESSÃO (NBR-10767)	ABSORÇÃO CAPILAR (ISA 1421)	RESISTIVIDADE ELÉTRICA VOLUMÉTRICA (NBR-9194)	VERIF. MONOLITISMO
LIMITES	≥ especific. prog.	≥ 25 MPa NBR-12655	todos os CP do lote	Absorção ≤ 8% Densidade ≥ teórico do traço - 0,10m ³	≤ 3cm	#24 ≤ 15,0 $g/m^2 \times h^{1/2}$	≥ 10.000 ohm.cm (primário) ≥ 60.000 ohm.cm (secundário)	≤ 30% de ocorr. de juntas nos CP do lote
ABÓBADA	2 (I)	2 (IV)	2 (III)	-	-	-	-	2 (II)
PAREDE LATERAL	2 (I)	2 (IV)	2 (III)	-	-	-	-	2 (II)
PISO DEFINITIVO ⁽¹⁾	2 (I)	2 (IV)	2 (III)	-	-	-	-	2 (II)
ABÓBADA	2 (I)	-	2 (III)	2 (IV)	-	-	-	2 (II)
PAREDE LATERAL	2 (I)	-	2 (III)	2 (IV)	-	-	-	2 (II)
PISO DEFINITIVO ⁽¹⁾	2 (I)	-	2 (III)	2 (IV)	-	-	-	2 (II)
ABÓBADA	1 (I)	-	1 (III)	-	1 (IV)	1 (IV)	-	1 (II)
PISO LATERAL	1 (I)	-	1 (III)	-	1 (IV)	1 (IV)	-	1 (II)
ABÓBADA	1 (I)	-	1 (III)	-	-	-	1 (IV)	1 (II)
PISO DEFINITIVO ⁽¹⁾	1 (I)	-	1 (III)	-	-	-	1 (IV)	1 (II)
ABÓBADA	1 (I)	-	1 (III)	-	-	-	-	1 (II)
PISO DEFINITIVO ⁽¹⁾	1 (I)	-	1 (III)	-	-	-	-	1 (II)
ABÓBADA	1 (I)	-	1 (III)	-	-	-	-	1 (II)
PISO DEFINITIVO ⁽¹⁾	1 (I)	-	1 (III)	-	-	-	-	1 (II)
Total Simples	18	6	16	6	2	2	2	16

Notas:

Total de corpos de prova extraídos da estrutura por Lote para Concreto Projetado Simples: 16

- 1 - Quando o lote não apresentar piso definitivo os corpos de prova estes corpos de prova devem ser igualmente distribuídos entre a abóbada e a parede lateral.
- 2 - A seqüência de ensaios para um mesmo corpo de prova é obtida através da leitura na horizontal da Tabela. Os algarismos romanos entre parênteses indicam a seqüência em que os ensaios deverão ser realizados

TABELA 7.4

O revestimento do túnel deverá apresentar-se conforme as condições de projeto e isentos de defeitos construtivos.

Todos os furos, nichos, embutidos e elementos para fixação deverão ser instalados de modo a não comprometer a estanqueidade do túnel.

Todas as peças metálicas não deverão comunicar o revestimento de primeira fase com o revestimento de segunda fase.

O revestimento dos túneis deverá apresentar-se isentos de quaisquer infiltrações na região do teto, paredes e “invert”, que se manifestem nas formas de gotejamentos, fluxos constantes ou escorrimentos visíveis. Serão admitidas infiltrações difusas (superfícies úmidas ou marcas de umidades localizadas), desde que não apareçam na forma citada no parágrafo anterior, mas no limite disposto no capítulo 5.3.

A durabilidade do concreto deverá ter sua conformidade comprovada pelos ensaios de durabilidade preconizadas para a etapa em execução atendendo integralmente os limites especificados pelo Projeto.

A superfície de concreto do revestimento do túnel deverá apresentar-se isenta de lixiviação seja através de pontos de porosidade seja através de fissuras.

As juntas e o sistema de vedação deverá permitir acesso fácil para troca no limite da vida útil do material empregado, que nunca deverá ser inferior a 10 anos.

Os raios efetivos da seção do túnel concluído deverá estar em conformidade com o projeto dentro de uma faixa de tolerancia de 30 mm acrescido da deformações previstas em projeto.

7.3 A LIMITAÇÃO DO CONHECIMENTO

Apesar de ser possível sugerir diretrizes para melhorar o grau de confiabilidade sobre a durabilidade de revestimentos de túneis executados em concreto projetado, ainda se faz necessário ganho de conhecimento na área de desempenho da estrutura frente aos seus diversos usos. As estruturas executadas são jovens, de modo que não se tem conhecimento sobre a sua velocidade de degradação, e qual será o mecanismo de deterioração frente à agressividade do meio e dos efeitos mecânicos devidos aos critérios de dimensionamentos. Estes temas precisam ser investigados cientificamente.

Neste trabalho ficou claro que atualmente a margem de segurança do concreto convencional ainda é muito maior que a do concreto projetado. Desta maneira, para se melhorar o desempenho de estruturas de túneis executados em concreto projetado deve-se investir na melhoria da qualidade deste concreto através do desenvolvimento de cimentos especiais, que dispensem o emprego do aditivo acelerador, e de adições à base de polímeros plásticos, de modo a melhorar a sua performance garantindo a sua integridade no caso de ação das águas do lençol freático, assegurar baixa porosidade do concreto, fornecer um grau elevado de coesão interna para tornar a reflexão próxima de zero, e permitir comportamento estrutural compatível com grandes deformações. Qualquer estudo não pode estar dissociado do comportamento estrutural esperado em função da mecânica imposta pelo método NATM em solo. Assim, propriedades como deformação lenta, velocidade de crescimento do módulo de elasticidade, e coeficiente de Poisson são importantíssimos nestes estudos. Estas adições ao concreto projetado deverão atender as expectativas estruturais de se ter um material cada vez mais flexível, porém resistente, para permitir um bom desempenho da interação solo-estrutura, minimizando o grau de microfissuramento interno. Assim como o conhecimento da interação entre o aço e o concreto, que é utilizado a mais de 100 anos é preciso, com o desenvolvimento dos plásticos, polímeros e resinas estudar e identificar novos materiais, que venham a cumprir com maior eficiência, as exigências mecânicas, de perenidade e de custo, hoje solicitadas pelas obras de construção civil, e em especial os revestimentos de túneis.

Anexo A

*RESULTADOS DO PLANO DE PESQUISA DAS
POTENCIALIDADES DE RESISTÊNCIA E
DURABILIDADE DO CONCRETO PROJETADO
VIA SECA E VIA ÚMIDA*

Evento	Data	Via	Traco (Kg/m ³)							Ativos		Super. Particula	#12.5			
			Cimento Kg	SI (%)	areia (Kg) Fine	m-areia Kg	areia Kg	pedra 0/5 Kg	pedra 5/10 Kg	pedra 10/20 Kg	pedra 20/40 Kg			pedra 40/80 Kg	Acendedor	Resina
1	05/1	seca	380	-	854		854									
2	05/1	seca	380	-	854		854						vedech			
3	06/1	seca	380	-	818		854	240								
4	06/1	seca	380	-	818		854	240					vedech			
5	07/1	seca	380	-	480		1280									
6	07/1	seca	380	-	480		1280						vedech			
7	07/1	seca	350	-	643		890	240								
8	07/1	seca	350	-	643		890	240					sgunM1			
9	14/1	seca	350	-	618		820	240	100							
10	14/1	seca	350	-	643		890	240					sgunM1			
11	14/1	seca	380	-	588		820	240	100							
12	14/1	seca	380	-	588		820	240	100				sgunM1			
13	16/1	seca	350	5	588		820	240	100							
14	16/1	seca	350	5	588		820	240	100							
15	16/1	seca	350	5	588		820	240	100				sgunM1			
16	20/1	seca	380	5	480		1280									
17	20/1	seca	380	5	480		1280						sgunM1			
18	20/1	seca	380	-	480		1280									
19	20/1	seca	380	-	480		1280						sgunM1			
20	21/1	seca	350	-	610		1280									
21	21/1	seca	350	-	610		1280						sgunM1			
22	21/1	seca	380	-	860		854									
23	21/1	seca	380	-	860		854						sgunM1			
24	21/1	seca	350	-	884		854									
25	21/1	seca	350	-	884		854						sgunM1			
26	21/1	seca	350	5	884		854									
27	21/1	seca	380	5	780		104	854					vedech			
28	21/1	seca	380	5	780		104	854								
29	21/1	seca	380	5	780		104	854					vedech			
30	27/1	seca	350	5	618		104	820	136	100						
31	27/1	seca	350	5	618		104	820	136	100			vedech			
32	28/1	úmida	380	5	588		104	820	136	100	220			322N		
33	28/1	úmida	380	5	588		104	820	136	100	220		axodo-R	322N		
34	28/1	seca	380	5	588		104	820	136	100						
35	28/1	seca	380	5	588		104	820	136	100			sgunM1			
36	28/1	seca	350	-	620	300	104	200	860					322N		
37	28/1	seca	380	-	480	300	104	200	656				axodo-R	322N		
38	03/ago	seca	400	5	950			650					sgunM1			
39	04/ago	úmida	380	5	580		580	440	100	220				gun-R		
40	04/ago	úmida	380	5	600		580	780	100	220						
41	04/ago	úmida	380	5	620		580	860	100	200				gun-R		
42	05/ago	úmida	380	5	620	300	200	767		180			sgunL22	322N		
43	05/ago	úmida	450	-	890			730								
44	05/ago	seca	450	-	950			650					sgunM1			
45	12/ago	úmida	380	5	620	300	200	767		180			L20 2.0%	322N		
46	19/ago	úmida	350	-	620	300	104	200	860				sgunL20	322N		
47	19/ago	úmida	380	-	300	480	104	200	856				sgunL20	322N		
48	19/ago	úmida	380	-	461		104	1160		225			sgunL20	322N		
49	20/ago	úmida	400	-	938			750						Resa		
50	20/ago	úmida	420	-	770			880						Resa		
51	25/ago	úmida	440	-	890			730		175		Oto			skame 300	
52	25/ago	úmida	440	-	890			730		160			322N			
53	25/ago	úmida	440	-	820			820		200			sgunL20		skame 300	
54	25/ago	úmida	440	-	820			820		175				322N	skame 300	
55	26/ago	úmida	450	-	730			890		190				322N		
56	01/set	úmida	450	-		630		860		180				322N	Res 1000	
57	01/set	úmida	380	-	110	600		1010		225				322N	Res 1000	
58	01/set	seca	400	5	820			820					Oto			
59	01/set	seca	370	5	960			640					Oto			
60	01/set	seca	370	5	830			907					Oto			
61	02/set	seca	350	5	960			650					Oto			
62	02/set	seca	350	5	841			899					Oto			
63	02/set	seca	330	5	630			970					Oto			
64	03/set	seca	330	5	650			890					Oto			
65	04/set	seca	400	5	1100			500					Oto			
66	04/set	seca	400	5	1300			300					Oto			
67	06/set	seca	350	5	1100			500								
68	06/set	seca	350		1000			300								
69	06/set	úmida	440	5	899			721								
70	06/set	úmida	440	5	899			721		171			sgunL22	322N		625N
71	13/set	úmida	380	5	1061			760		197			sgunL22	322N		625N
72	14/set	úmida	350	5	931			690		203			sgunL22	322N		625N
73	14/set	úmida	380	5	1050			860		206			sgunL22	322N		625N
74	14/set	úmida	380	5	920			700					sgunL20	322N		625N
75	16/set	úmida	350	5	1058			790					sgunL22	322N		625N
76	16/set	úmida	350	5	931			690					sgunL22	322N		625N
77	16/set	úmida	350	5	1061			760					sgunL22	322N		625N
78	16/set	úmida	350	5	931			690					sgunL22	322N		625N
79	16/set	seca	470	-	1100			400								
80		seca	380	1	1400			300								
81		seca	380	1	1300			300								
82		seca	380	1	1350			300								
83		úmida	480	1	1000			400		190						
84		úmida	400	1	850			750		164						
85		úmida	400	1	1000			700		177						
86		úmida	381	0.9	850			750		160						
87		úmida	381	0.9	1000			700		160						

z.Povrch		Real								Reflexio (%)	Durabilités		Resiliéncia		Resiliéncia a compresso azial (MPa)									
20c	40c	60c	8c	4c	7c	20c	40c	60c	Pieca		Labors	Pieca	Labors	20c	10c	24c	24c	30c	3c	20c	20c	60c	60c	
					</																			

Anexo B

ESTIMATIVA DE CUSTO DO REVESTIMENTO DE TÚNEIS EM CONCRETO PROJETADO

MANUAL DE OPERAÇÃO

B.1 OBJETIVO

Esse programa de cálculo foi desenvolvido em Microsoft Excel, Version 5.0. para fornecer o custo do concreto projetado de Túnel, com base nos parâmetros fornecidos pelo usuário.

É fornecido um modelo básico já preenchido para ser alterado conforme as características do projeto. Pode ser salvo com diferentes nomes permitindo a comparação entre várias alternativas e métodos construtivos.

B.2 INSTALAÇÃO

Para a instalação deste software é necessário um microcomputador linha PC, Windows 3.X ou superior, o software Microsoft Excel, Versão 5.0 já instalado e um drive de 5 1/4".

- A partir do Gerenciador de Programas do Windows , escolha a opção **Executar** do menu **Arquivo**;
- Na linha de comando digite **A: \SETUP.EXE** (onde A é a letra do seu drive);
- Clique **OK** ou pressione **Enter**, e siga as instruções que irão aparecer na sua tela.
- O programa de setup cria um item de programa em um grupo do Windows no Gerenciador de Programas.
- No Menu Principal Clique duas vezes o ícone para começar o programa.

B.3 INSTRUÇÕES GERAIS

No menu principal do programa são apresentadas as seguintes opções:

- a) **Dados Fase 1 / Dados Fase 2** - entrada dos dados e cálculo dos custos dos insumos para 1ª e 2ª fase. Entende-se por primeira fase o revestimento de concreto projetado aplicado sobre o maciço visando a estabilidade da escavação. Entende-se por segunda fase o revestimento aplicado sobre a primeira fase visando fornecer o coeficiente de segurança da obra a longo prazo.
- b) **Custo Fase 1 / Custo Fase 2** - resultado dos cálculos para cada fase onde os custo do concreto projetado é demonstrado em função dos fatores: eficiência da máquina, número de frentes e número de turnos.
- c) **Tempo de Obra 1 / Tempo de Obra 2** - custos comparativos onde o usuário fixa os prazos de duração das fases da obra, o número de frentes e o número de turnos.
- d) **Custo Global** - custo ponderado entre as duas fases. O Tempo global da obra é a soma dos tempos da 1ª fase com a 2ª fase . O programa não considera a simultaneidade dos eventos da 1ª fase com a 2ª fase.
- e) **Impressão Geral** - impressão dos módulos Dados Fase 1 / 2 , Custo Fase 1 / 2 e Custo Global.

Importante:

O usuário deve informar o número de fases da obra. No Menu Principal no canto inferior a esquerda da sua tela, clique na opção 1ª fase ou a 1ª e 2ª fase.

Se o usuário escolher apenas uma fase a 2ª fase e o custo global ficarão desabilitados.

Em todos os módulos o usuário vai encontrar os seguintes botões:

- **Gravar** - salva o trabalho com o nome do arquivo que estiver ativo. Para salvar com outro nome utilize a opção “**Salvar Como**” no menu **Arquivo** do Excel e digite o novo nome.
- **Voltar** - volta para tela anterior.
- **Imprimir** - imprime a fase inteira (Dados e Custo) da planilha que o usuário estiver trabalhando. No módulo Tempo de Obra, somente este será impresso.

Para carregar um arquivo salvo com outro nome, entre normalmente no programa e utilize a opção **Abrir** no menu **Arquivo**.

Em todos os módulos o programa faz consistências dos dados e em caso de erro uma mensagem de alerta é mostrada para o usuário corrigir os dados.

B.4 DESCRIÇÃO DETALHADA DOS MÓDULOS - TÚNEL

B.4.1 Dados Fase 1 / Dados fase 2

Este módulo consiste das informações básicas para a geração do Custo do Concreto Projetado nos demais módulos. Trata das características do projeto, dos materiais empregados e dos recursos humanos e tecnológicos necessários.

B.4.1.1 Processo de Projeção do Concreto

Entrada obrigatória onde deve se optar entre via seca e via úmida

B.4.1.2 Informações Básicas do Projeto

Entrada não obrigatória com objetivo de identificar o nome do projeto, sua localização número do contrato e cliente a que se destina a obra.

B.4.1.3 Dados Técnicos

Entrada obrigatória onde devem ser preenchidos por completo os dados referente a **Calota, Rebaixo e Invert** na 1ª fase e **Calota e Rebaixo** na 2ª fase. Pode-se optar por calcular apenas um dos itens, neste caso obrigatoriamente deve-se zerar o outro item.

O limite para o número de camadas é cinco e as espessuras das camadas devem ser lançadas na seqüência.

B.4.1.4 Tipo de Substrato Predominante

Entrada obrigatória. Digite “SIM” na opção correspondente ao tipo de substrato escolhido. A escolha de mais de um tipo de substrato incorrerá em erro.

Somente para 1ª fase:

Digite o valor em centímetros na coluna **sobreescavação média adotada** na linha correspondente ao tipo de substrato escolhido. São sugeridos alguns valores e caso o campo não seja preenchido será adotado o valor zero.

B.4.1.5 Traço do Concreto

Entrada obrigatória para consumo do cimento na coluna **peso**. Os demais itens são optativos e se usados refletirão no custo da obra.

Os valores para Consumo de Agregados devem ser digitados na coluna **peso** e os demais na coluna **teor(%)**. Será fornecido automaticamente o seu peso em relação ao Consumo de Cimento na coluna **peso**.

Apenas um tipo de aditivo acelerador pode ser escolhido. Existem alguns valores máximos que quando superados o programa mostra mensagem de erro.

B.4.1.6 Matéria Prima

Entrada obrigatória dos valores na coluna **custo unitário** apenas para os itens com a quantidade preenchida.

As quantidades são fornecidas em função do preenchimento da tabela Traço do Concreto.

B.4.1.7 Mão de Obra da Aplicação do Concreto Projetado

Entrada obrigatória apenas nos itens que compõem a equipe de trabalho. Digite os valores nas colunas **quantidade** e **custo unitário**.

O custo unitário deve ser considerado já com as leis trabalhistas.

O dimensionamento da equipe deve ser compatível com a produtividade do empreendimento e com o número de equipamentos. O programa sugere uma equipe mínima.

B.4.1.8 Energia Elétrica

Entrada não obrigatória, digite os valores nas colunas **quantidade** e **custo unitário**.

B.4.1.9 Controle Tecnológico Médio

Entrada não obrigatória. Esse é um custo fixo, portanto digite o valor na coluna de **custo unitário**.

B.4.1.10 Equipamentos

Entrada obrigatória apenas nos itens utilizados. Digite os valores nas colunas **quantidade** e **custo unitário**.

Deve ser escolhido apenas um entre os equipamentos disponíveis, sendo aqui ponderados os equipamentos Aliva, Schwing, Putzmeister e Este para via úmida e os equipamentos Aliva e Este para a via seca.

Este é o valor do custo horário normal em operação. O programa não contempla o custo do equipamento a disposição.

B.4.1.11 Manutenção do Equipamento de Projetado

Entrada obrigatória apenas nos itens utilizados. Digite os valores nas colunas **quantidade** e **custo unitário**.

O Programa sugere valores compatíveis com o emprego de fibras metálicas.

Observação:

Em todas as tabelas de custo foram deixadas algumas linhas para que o usuário possa acrescentar novos itens a lista.

Os valores já preenchidos na coluna **custo unitário** que estejam com quantidade zerada, serão ignorados no cálculo mas podem ser mantidos para um uso futuro.

A coluna **custo total** é calculada automaticamente.

B.4.1.12 Fatores Volumétricos de Produção

Se o valor da coluna **arbitrado** não for preenchido será adotado o valor **fornecido**.

Fator Volumétrico de Compactação (F_c) é obtido conforme tabela abaixo :

VIA SECA:

	\varnothing_{\max} do agregado=12,5mm	\varnothing_{\max} do agregado=19,0mm
normal	1,35	1,55
com microssilica	1,845	2,045
com microssilica e polímero	1,95	2,15
com microssilica e fibra	1,95	2,15
com microssilica, polímero e fibra	1,845	2,045
com polímero	1,35	1,55
com polímero e fibra	1,35	1,55
com fibra	1,7	1,9

VIA ÚMIDA

\varnothing_{\max} do agregado=12,5mm	\varnothing_{\max} do agregado=19,0mm
1,03	1,08

Fator Volumétrico de Reflexão (F_r) é obtido conforme tabela abaixo:

VIA SECA:

	\varnothing_{\max} do agregado=12,5mm	\varnothing_{\max} do agregado=19,0mm
normal	1,16	1,36
com microssilica	1,29	1,49
com microssilica e polímero	1,29	1,49
com microssilica e fibra	1,29	1,49
com microssilica, polímero e fibra	1,29	1,49
com polímero	1,16	1,36
com polímero e fibra	1,16	1,36
com fibra	1,16	1,36

VIA ÚMIDA:

\varnothing_{\max} do agregado=12,5mm	\varnothing_{\max} do agregado=19,0mm
1,03	1,08

B.4.1.13 Índices de Aproveitamento

Se o valor da coluna **arbitrado** não for preenchido será adotado o valor **fornecido**. Caso seja preenchido o usuário deve digitar o valor sem considerar a sobreescavação pois esta será computada automaticamente.

I - Volume de Estrutura para confeccionar 1m³ de Revestimento de projeto

$$a) \text{ Calota}_{Estr} = ee_{Estr\ Cal} / e_{Total\ Proj\ Cal} \quad (1)$$

- espessura equivalente de estrutura para calota:

$$ee_{Estr\ Cal} = \sum_1^n (e_{Cal\ cam_n} * f_{r_{Cal\ cam_n}}) \quad (2)$$

$$b) \text{ Rebaixo}_{Estr} = ee_{Estr\ Reb} / e_{Total\ Proj\ Reb} \quad (3)$$

- espessura equivalente de estrutura para rebaixo:

$$ee_{Estr\ Reb} = \sum_1^n (e_{Reb\ cam_n} * f_{r_{Reb\ cam_n}}) \quad (4)$$

$$c) \text{ Invert}_{Estr} = ee_{Estr\ Inv} / e_{Total\ Proj\ Inv} \quad (5)$$

- espessura equivalente de estrutura para invert:

$$ee_{Estr\ Inv} = \sum_1^n (e_{Inv\ cam_n} * f_{r_{Inv\ cam_n}}) \quad (6)$$

$$d) \text{ Ponderado}_{Estr} = ((\text{Calota}_{Estr} * \text{Vol}_{Proj\ Cal}) + (\text{Rebaixo}_{Estr} * \text{Vol}_{Proj\ Reb}) + (\text{Invert}_{Estr} * \text{Vol}_{Proj\ Inv})) / \text{Vol}_{Total\ Proj} \quad (7)$$

Vol_{Proj Cal} ver fórmula (14)

Vol_{Proj Reb} ver fórmula (16)

Vol_{Proj Inv} ver fórmula (18)

e) $\text{PonderadoGlobal}_{\text{Estr}} \text{ (com sobreescavação)} = (I_{AP})$

$$(I_{AP}) = \text{Ponderado}_{\text{Estr}} + (\text{Ponderado}_{\text{Estr}} * (\text{sm} / e_{\text{Total Proj Cal}})) + (\text{Ponderado}_{\text{Estr}} * (\text{sm} / e_{\text{Total Projeto Reb}})) + (\text{Ponderado}_{\text{Estr}} * (\text{sm} / e_{\text{Total Projeto Reb}})) \quad (8)$$

Observação:

Na 2ª fase não tem sobreescavação e portanto não existe um valor Ponderado Global, sendo $I_{AP} = \text{Ponderado}_{\text{Estr}}$

II- Volume de Concreto que passa pela Máquina de Projetado para confeccionar 1m^3 de Revestimento de projeto

$$\text{a) Calota}_{\text{Concr}} = \text{Calota}_{\text{Estr}} * Fc \quad (9)$$

$$\text{b) Rebaixo}_{\text{Concr}} = \text{Rebaixo}_{\text{Estr}} * Fc \quad (10)$$

$$\text{c) Rebaixo}_{\text{Concr}} = \text{Rebaixo}_{\text{Estr}} * Fc \quad (11)$$

$$\text{d) Ponderado}_{\text{Concr}} = \text{Ponderado}_{\text{Estr}} * Fc \quad (12)$$

$$\text{e) Ponderado Global}_{\text{Concr}} = \text{Ponderado Global}_{\text{Estr}} * Fc \quad (13)$$

Fator de Reflexão (f_R):

Para um traço de \varnothing_{max} do agregado=12,5mm, com uso de aditivo acelerador alcalino à base de Aluminato, o fator de reflexão em função da espessura de camada do concreto projetado é apresentado na Tabela a seguir:

a) 1ª fase

Processo	Tipo de Solo	Local de Aplicação	Tipo de Traço			
			Normal		Microsilicada	
			Até 10 cm	De 11 a 25 cm	Até 10 cm	De 11 a 25 cm
Via Seca	Solo	calota	$2,585 \cdot e^{-0,1655}$	$2,585 \cdot e^{-0,1655}$	1,40	$0,0009 \cdot e^2 + 0,0275 \cdot e + 1,185$
		Rebaixo	$2,2529 \cdot e^{-0,1375}$	$2,2529 \cdot e^{-0,1375}$	1,35	$0,0009 \cdot e^2 + 0,0275 \cdot e + 1,135$
	Rocha	calota	$1,7616 \cdot e^{-0,1086}$	$1,7616 \cdot e^{-0,1086}$	1,30	$0,0009 \cdot e^2 + 0,0275 \cdot e + 1,085$
		Rebaixo	$1,6551 \cdot e^{-0,091}$	$1,6551 \cdot e^{-0,091}$	1,25	$0,0009 \cdot e^2 + 0,0275 \cdot e + 1,035$
Via Úmida	Solo	calota	$2,6446 \cdot e^{-0,1788}$	$2,6446 \cdot e^{-0,1788}$	1,71	$0,0006 \cdot e^2 + 0,013 \cdot e + 1,63$
		Rebaixo	$2,2529 \cdot e^{-0,1375}$	$2,2529 \cdot e^{-0,1375}$	1,55	$0,0009 \cdot e^2 + 0,0275 \cdot e + 1,335$
		calota	$2,1318 \cdot e^{-0,1238}$	$2,1318 \cdot e^{-0,1238}$	1,28	$0,0009 \cdot e^2 + 0,0275 \cdot e + 1,065$
		Rebaixo	$1,6551 \cdot e^{-0,091}$	$1,6551 \cdot e^{-0,091}$	1,25	$0,0009 \cdot e^2 + 0,0275 \cdot e + 1,035$
	Rocha	calota	1,2	$0,0009 \cdot e^2 + 0,0275 \cdot e + 0,985$	1,23	$0,0009 \cdot e^2 + 0,0275 \cdot e + 1,015$
		Rebaixo	1,15	$0,0009 \cdot e^2 + 0,0275 \cdot e + 0,935$	1,18	$0,0009 \cdot e^2 + 0,0275 \cdot e + 0,965$
		calota	1,11	$0,0009 \cdot e^2 + 0,0275 \cdot e + 0,885$	1,08	$0,0009 \cdot e^2 + 0,0275 \cdot e + 0,865$
		Rebaixo	1,06	$0,0009 \cdot e^2 + 0,0275 \cdot e + 0,845$	1,03	$0,0009 \cdot e^2 + 0,0275 \cdot e + 0,815$
Rocha	calota	1,25	$0,0009 \cdot e^2 + 0,0275 \cdot e + 1,035$	1,28	$0,0009 \cdot e^2 + 0,0275 \cdot e + 1,065$	
	Rebaixo	1,15	$0,0009 \cdot e^2 + 0,0275 \cdot e + 0,935$	1,18	$0,0009 \cdot e^2 + 0,0275 \cdot e + 0,965$	
	calota	1,16	$0,0009 \cdot e^2 + 0,0275 \cdot e + 0,945$	1,13	$0,0009 \cdot e^2 + 0,0275 \cdot e + 0,915$	
	Rebaixo	1,06	$0,0009 \cdot e^2 + 0,0275 \cdot e + 0,845$	1,03	$0,0009 \cdot e^2 + 0,0275 \cdot e + 0,815$	

TABELA B.1

onde: e = espessura da camada correspondente

b) 2ª fase

Processo	Tipo de Solo	Local de Aplicação	Tipo de Traço			
			Normal		Microsilicada	
			Até 10 cm	Até 11 a 25 cm	Até 10 cm	De 11 a 25 cm
Via Seca	Solo	calota	$2,2529 \cdot e^{-0,1375}$	$2,2529 \cdot e^{-0,1375}$	1,35	$0,0009 \cdot e^2 + 0,0275 \cdot e + 1,135$
		Rebaixo	$1,6551 \cdot e^{-0,091}$	$1,6551 \cdot e^{-0,091}$	1,25	$0,0009 \cdot e^2 + 0,0275 \cdot e + 1,035$
	Rocha	calota	1,15	$0,0009 \cdot e^2 + 0,0275 \cdot e + 0,935$	1,18	$0,0009 \cdot e^2 + 0,0275 \cdot e + 0,965$
		Rebaixo	1,06	$0,0009 \cdot e^2 + 0,0275 \cdot e + 0,845$	1,03	$0,0009 \cdot e^2 + 0,0275 \cdot e + 0,815$

TABELA B.2

onde: e = espessura da camada correspondente

Variação no Fator de Reflexão:

uso de brita 1: aumento de 35%

sem o uso de aditivos aceleradores:

– normal - aumento de 25%

– com microssilica - aumento de 5%

uso de aditivo não alcalino: diminui 30%

uso de fibras plásticas ou metálicas: aumento de 25%

uso de polímeros em até 3% diminui de 5%

em até 5% diminui de 8%

em até 10% diminui de 25%

mais que 10% diminui de 60%

Somente para 2ª fase:

– uso de lâminas plásticas: aumento de 10%

As Figuras B.1 a B12 apresentam a variação do fator de reflexão com a espessura da camada de concreto projetado em função do tipo de adição, do processo de lançamento, da fase, da posição relativa da camada, da posição relativa da projeção na confecção da seção e do tipo de maciço.

B.4.1.14 Dimensionamento dos Parâmetros Característicos

$$\text{Vol}_{\text{Proj Cal}} = ((D_{\text{Cal solo/revest.}} + D_{\text{Cal 1ª fase}}) / 2) * (e_{\text{Total Proj Cal}} / 100) \quad (14)$$

$$\text{Vol}_{\text{Estr Cal}} = \text{Vol}_{\text{Proj Cal}} * \text{Calota}_{\text{Estr}} \quad (15)$$

$$\text{Vol}_{\text{Proj Reb}} = ((D_{\text{Reb solo/revest.}} + D_{\text{Reb 1ª fase}}) / 2) * (e_{\text{Total Proj Reb}} / 100) \quad (16)$$

$$\text{Vol}_{\text{Estr Reb}} = \text{Vol}_{\text{Proj Reb}} * \text{Rebaixo}_{\text{Estr}} \quad (17)$$

$$\text{Vol}_{\text{Proj Inv}} = ((D_{\text{Inv solo/revest.}} + D_{\text{Inv 1ª fase}}) / 2) * (e_{\text{Total Proj Inv}} / 100) \quad (18)$$

$$\text{Vol}_{\text{Estr Inv}} = \text{Vol}_{\text{Proj Inv}} * \text{Invert}_{\text{Estr}} \quad (19)$$

$$\text{Vol}_{\text{Proj Total}} = \text{Vol}_{\text{Proj Cal}} + \text{Vol}_{\text{Proj Reb}} + \text{Vol}_{\text{Proj Inv}} \quad (20)$$

FATOR DE REFLEXÃO x ESPESSURA DA CAMADA DE CONCRETO
SEM MICROSSILICA E PROJEÇÃO POR VIA ÚMIDA - 2ª FASE

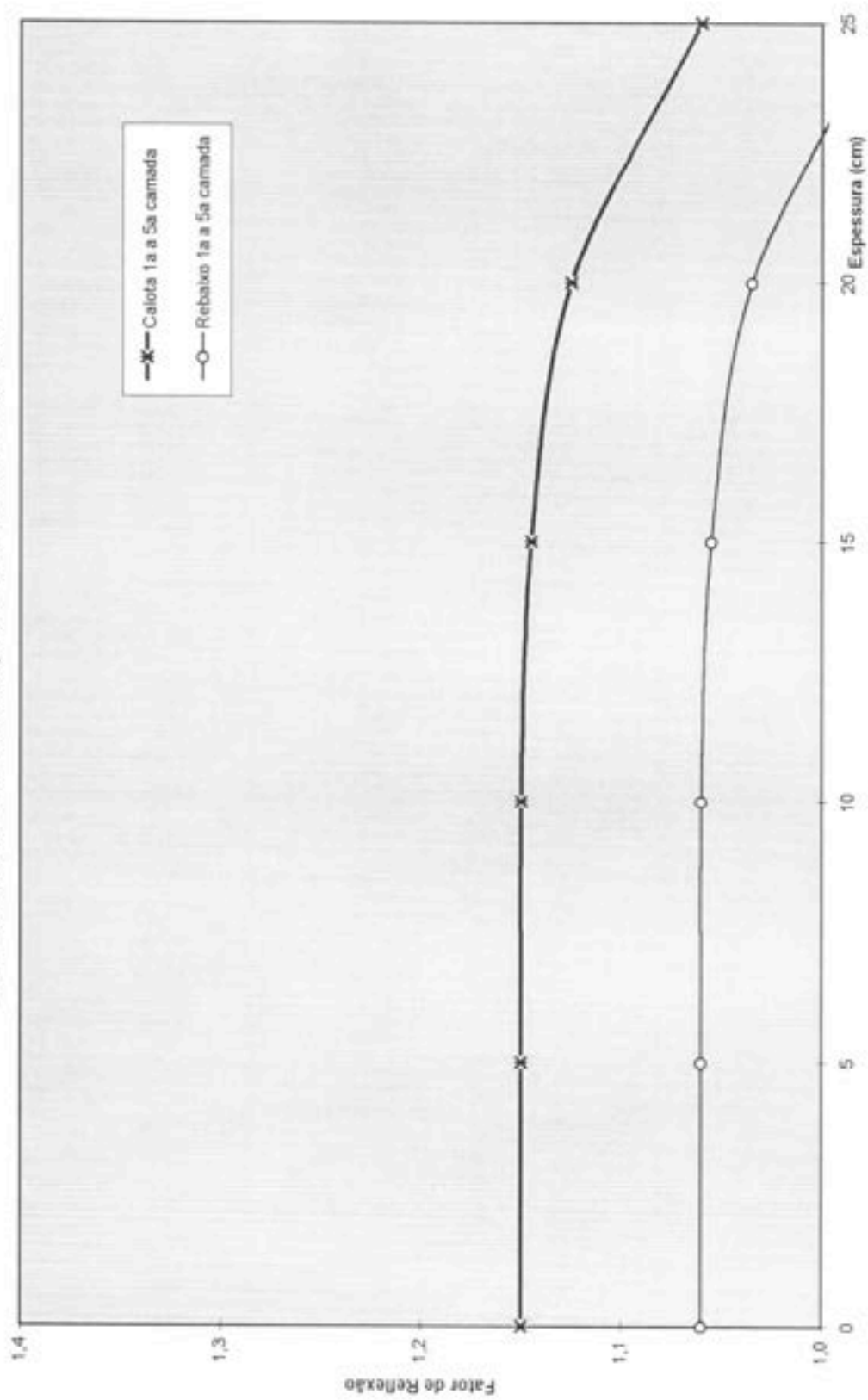


FIGURA B.1

FATOR DE REFLEXÃO x ESPESSURA DA CAMADA DE CONCRETO
COM MICROSSILICA E PROJEÇÃO POR VIA ÚMIDA - 2ª FASE

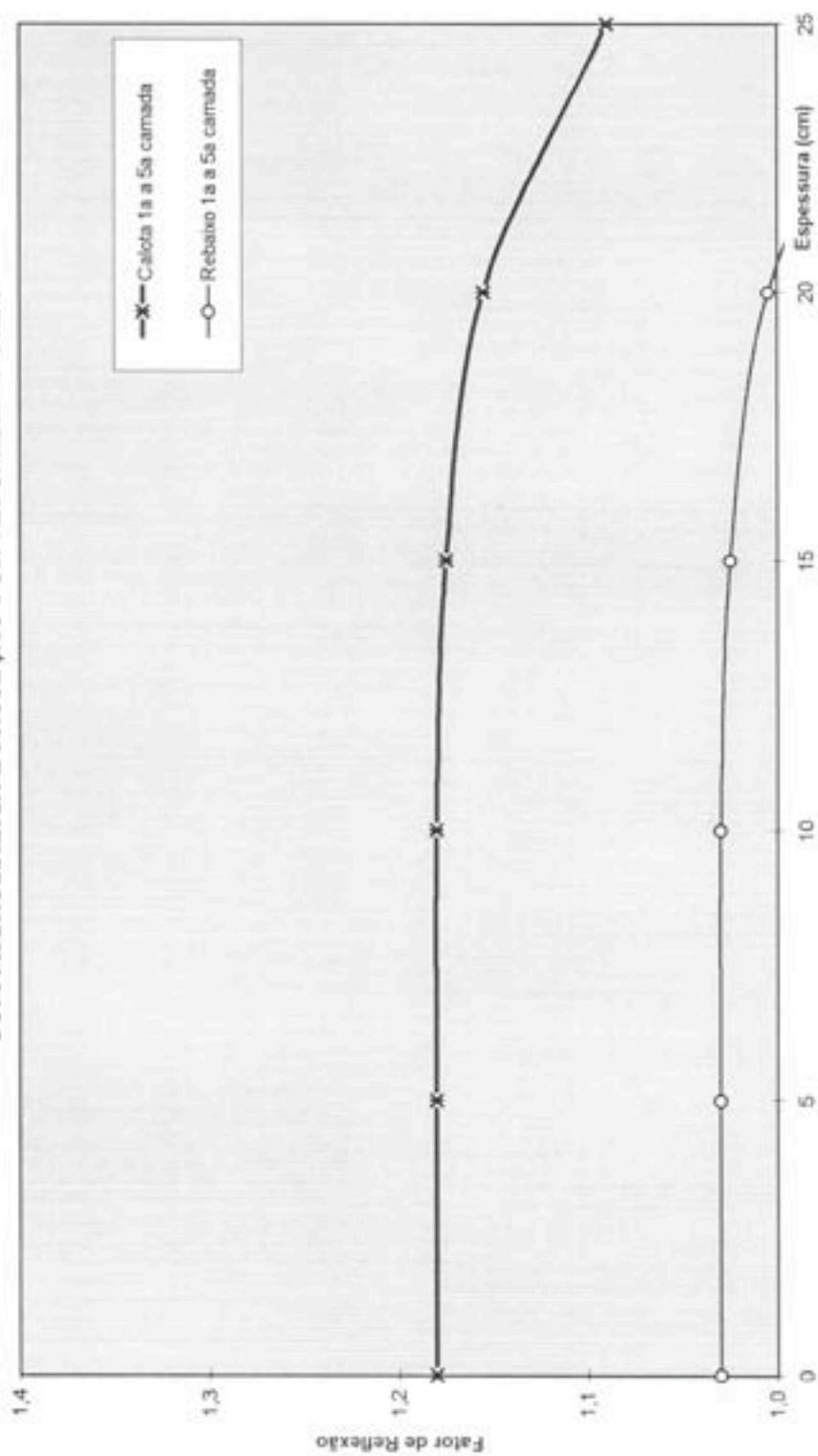


FIGURA B.2

FATOR DE REFLEXÃO x ESPESSURA DA CAMADA DE CONCRETO
COM MICROSSILICA E PROJEÇÃO POR VIA SECA - 2ª FASE

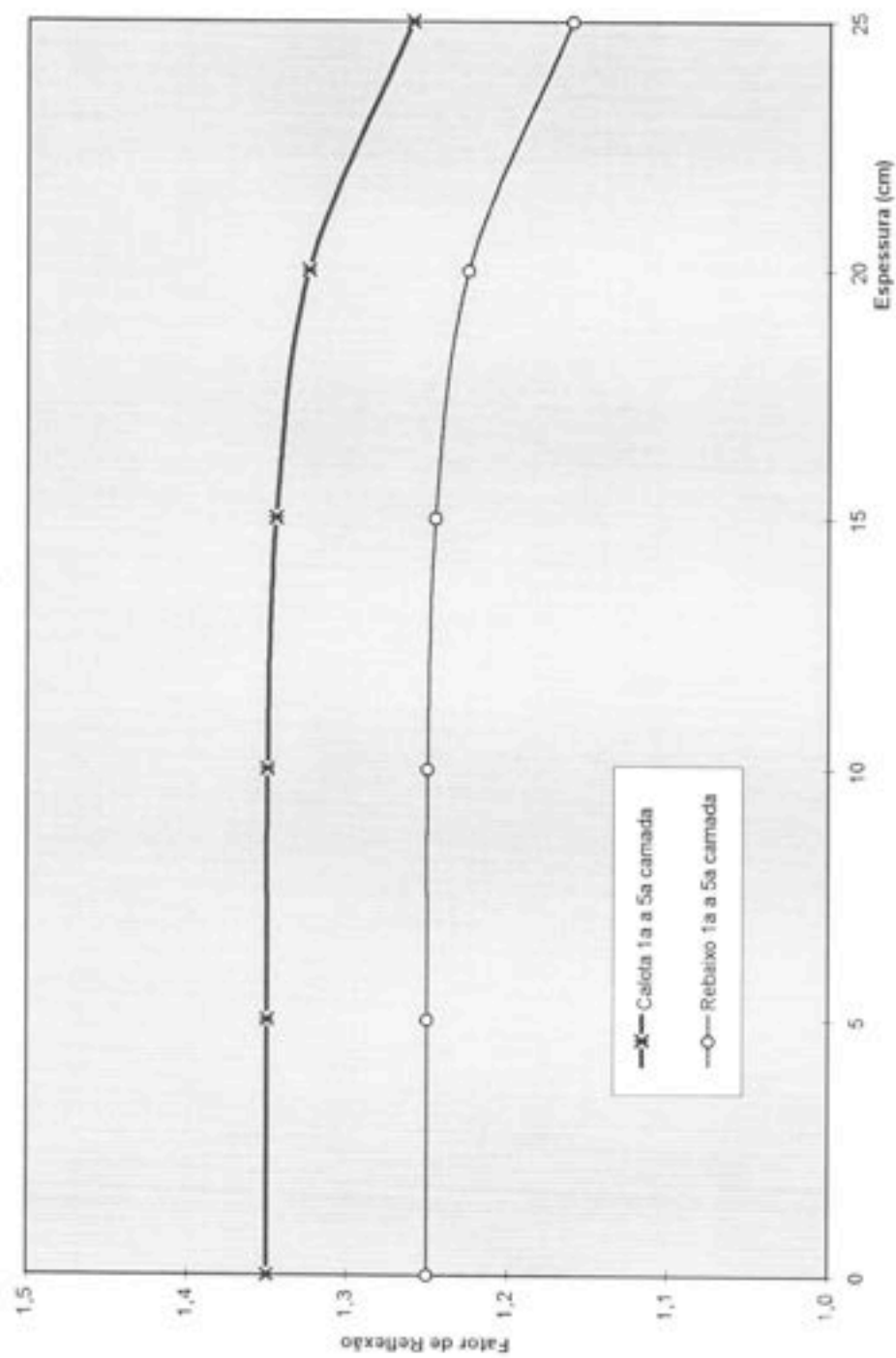


FIGURA B.3

FATOR DE REFLEXÃO x ESPESSURA DA CAMADA DE CONCRETO SEM MICROSSILICA E PROJEÇÃO POR VIA SECA - 2ª FASE

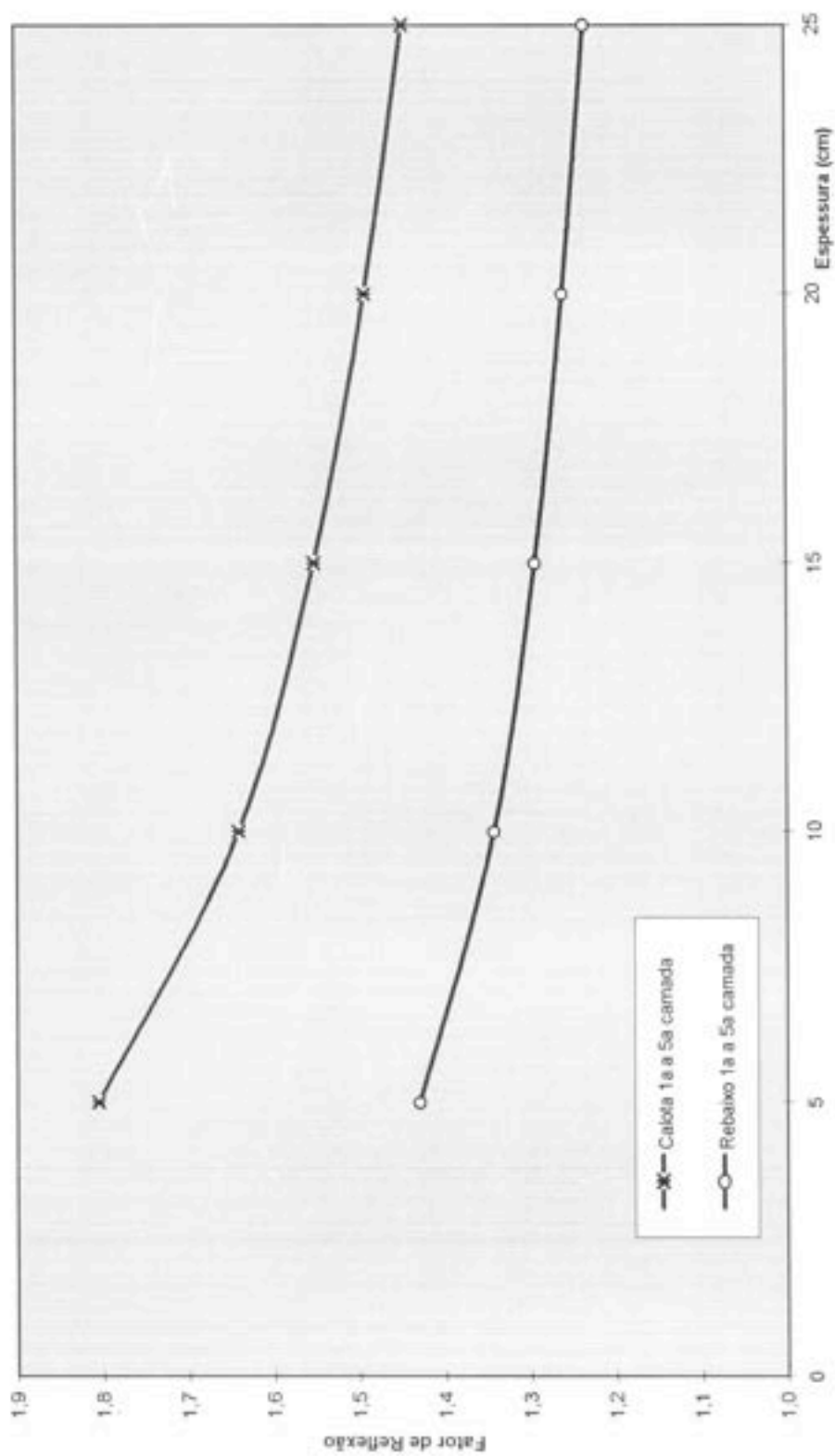


FIGURA B.4

FATOR DE REFLEXÃO x ESPESSURA DA CAMADA DE CONCRETO
COM MICROSSÍLICA, EM ROCHA E PROJEÇÃO VIA ÚMIDA - 1ª FASE

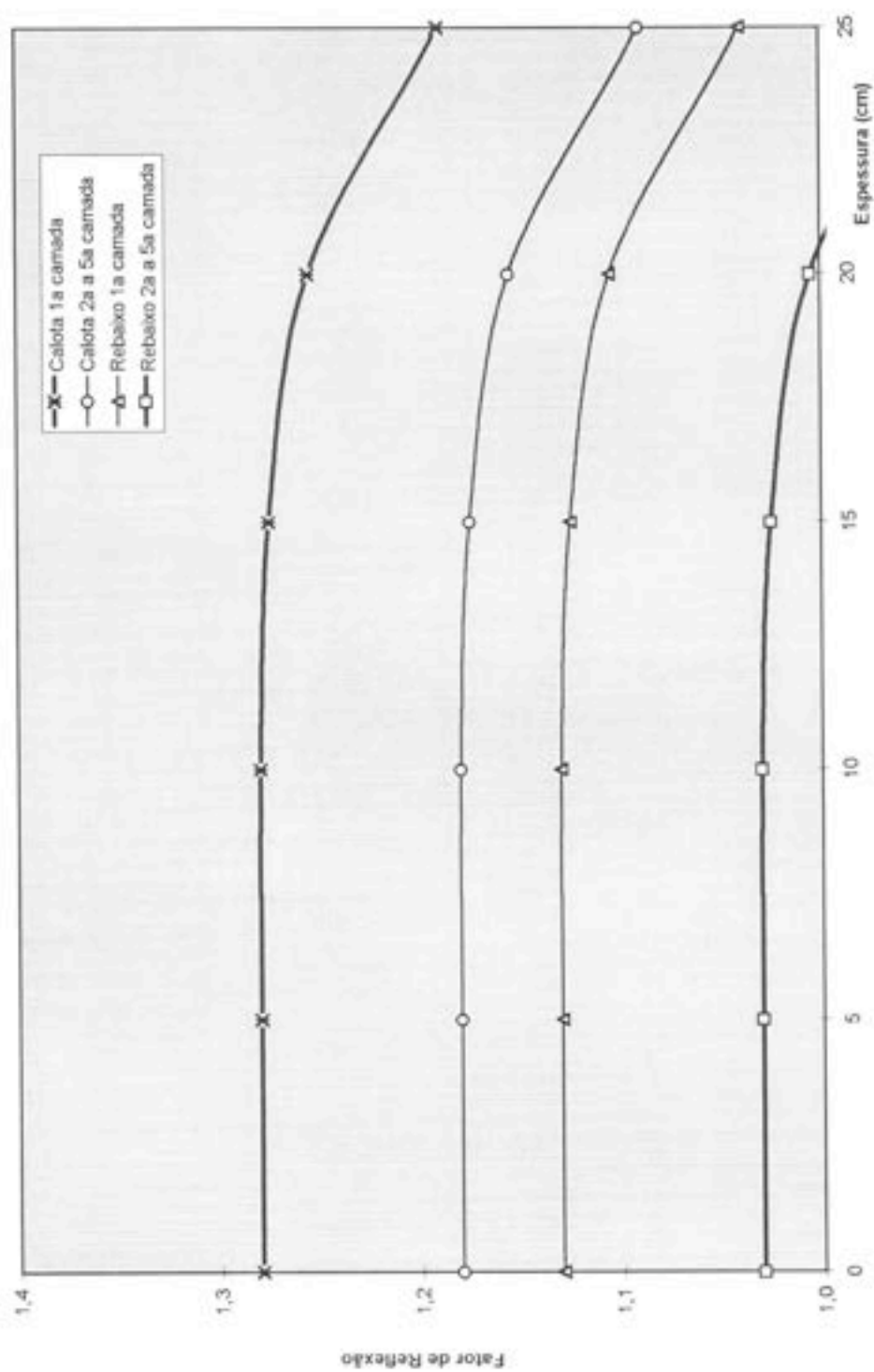


FIGURA B.5

FATOR DE REFLEXÃO X ESPESSURA DA CAMADA DE CONCRETO
COM MICROSSILICA, EM SOLO E PROJEÇÃO POR VIA ÚMIDA - 1ª FASE

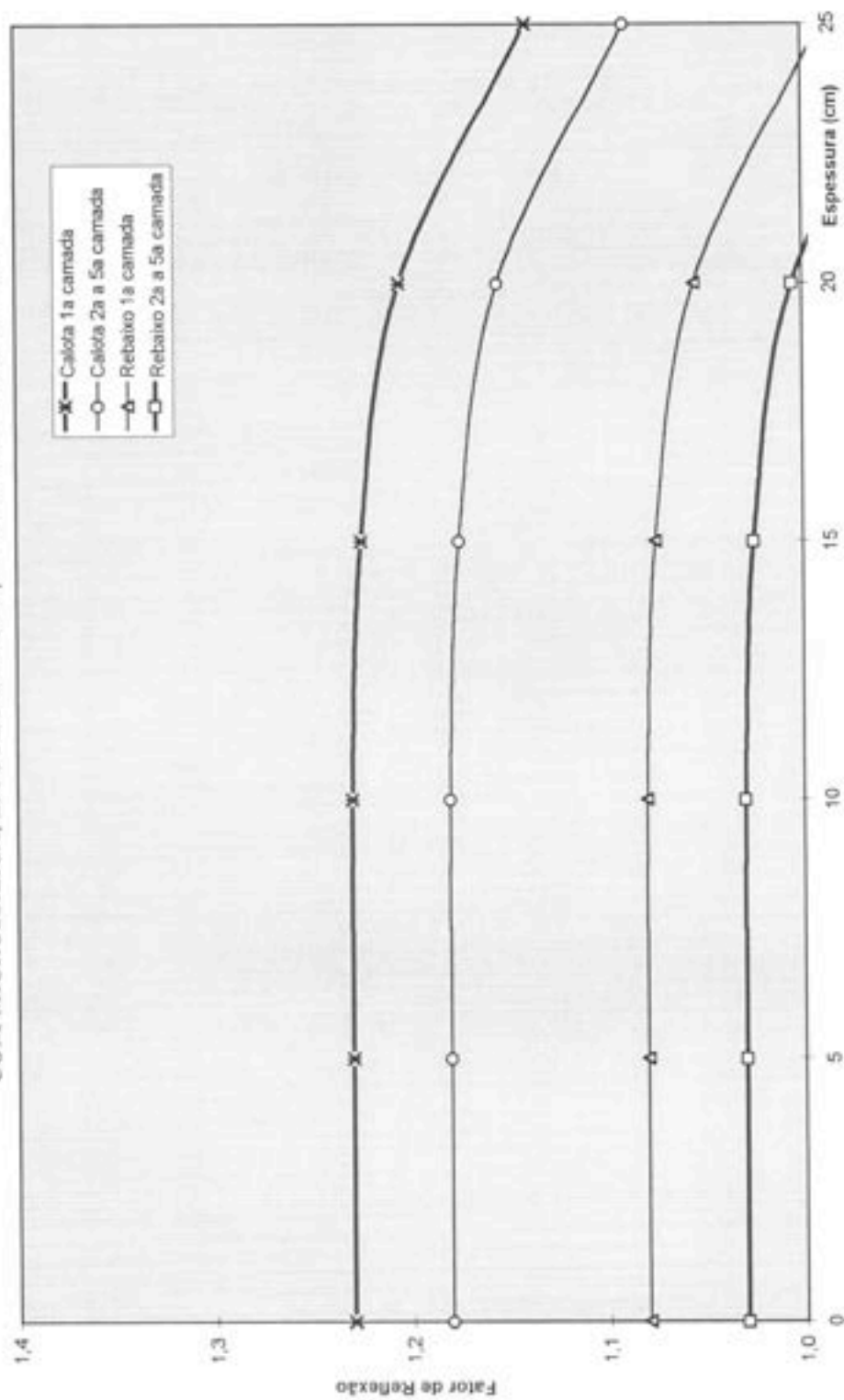


FIGURA B.6

FATOR DE REFLEXÃO x ESPESSURA DA CAMADA DE CONCRETO SEM MICROSSILICA, EM ROCHA E PROJEÇÃO POR VIA ÚMIDA - 1ª FASE

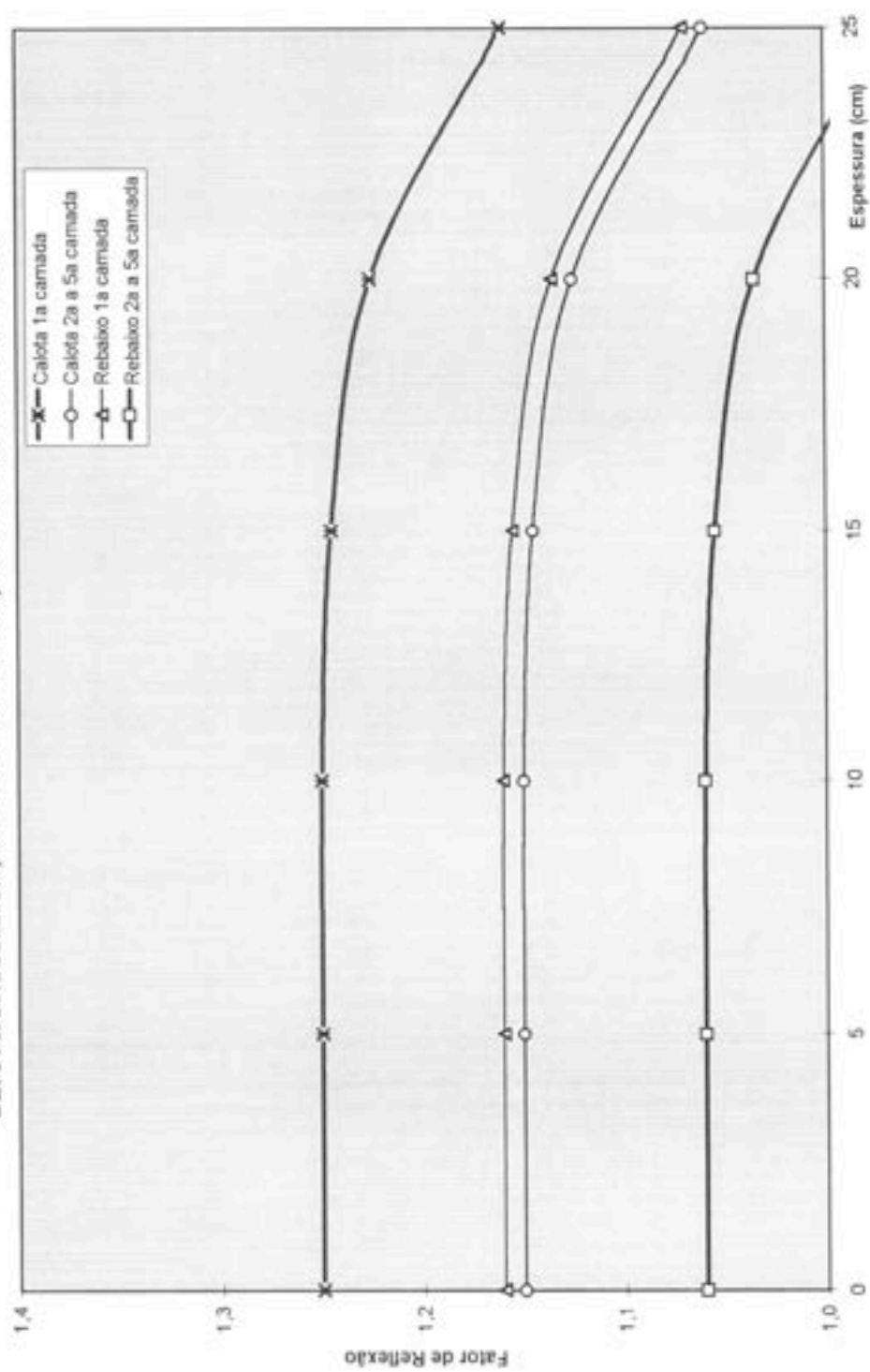


FIGURA B.7

FATOR DE REFLEXÃO x ESPESSURA DA CAMADA DE CONCRETO SEM MICROSSILICA, EM SOLO E PROJEÇÃO POR VIA ÚMIDA - 1ª FASE

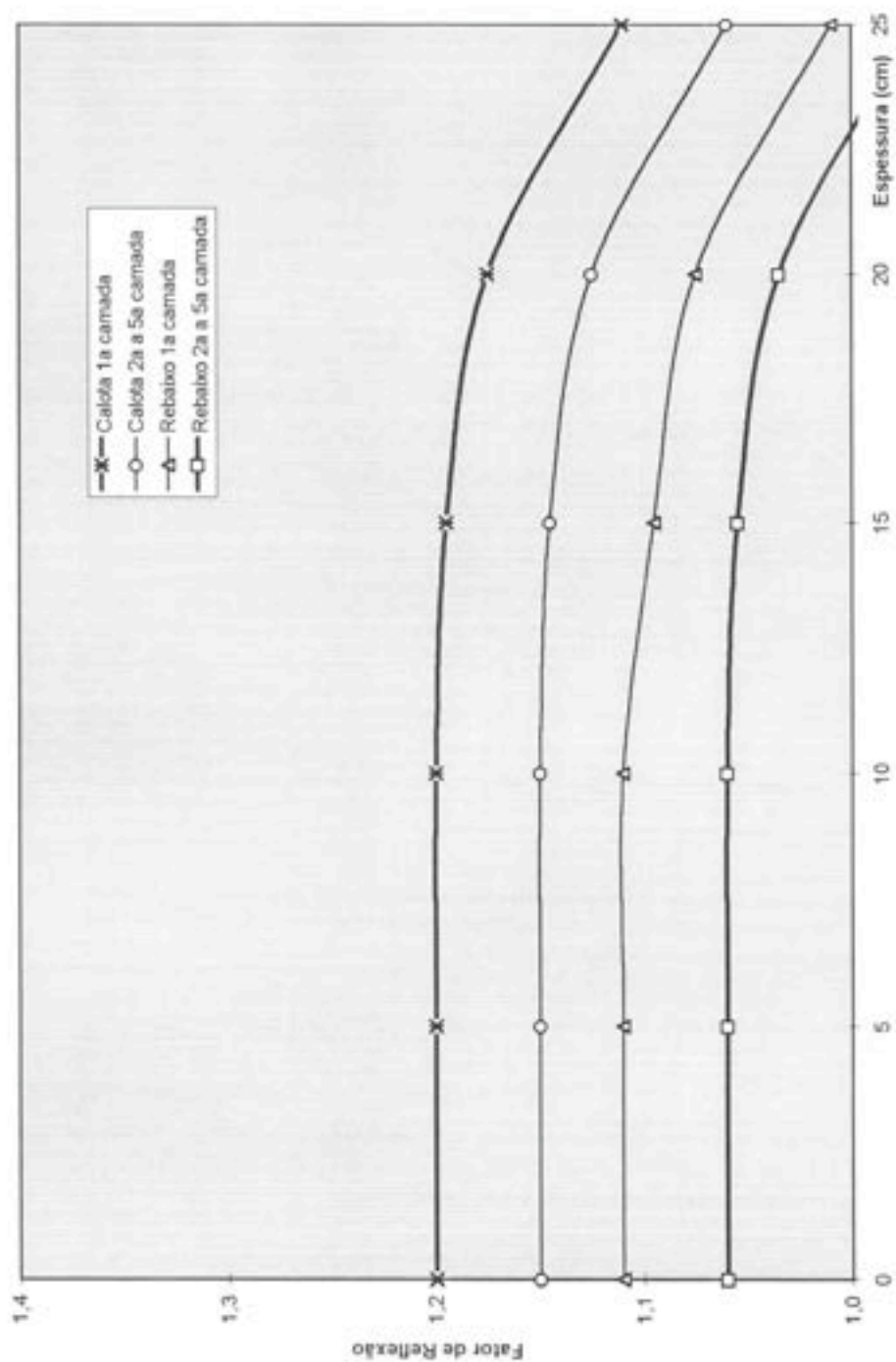


FIGURA B.8

FATOR DE REFLEXÃO x ESPESSURA DA CAMADA DE CONCRETO
COM MICROSSÍLICA, EM ROCHA E PROJEÇÃO POR VIA SECA - 1ª FASE

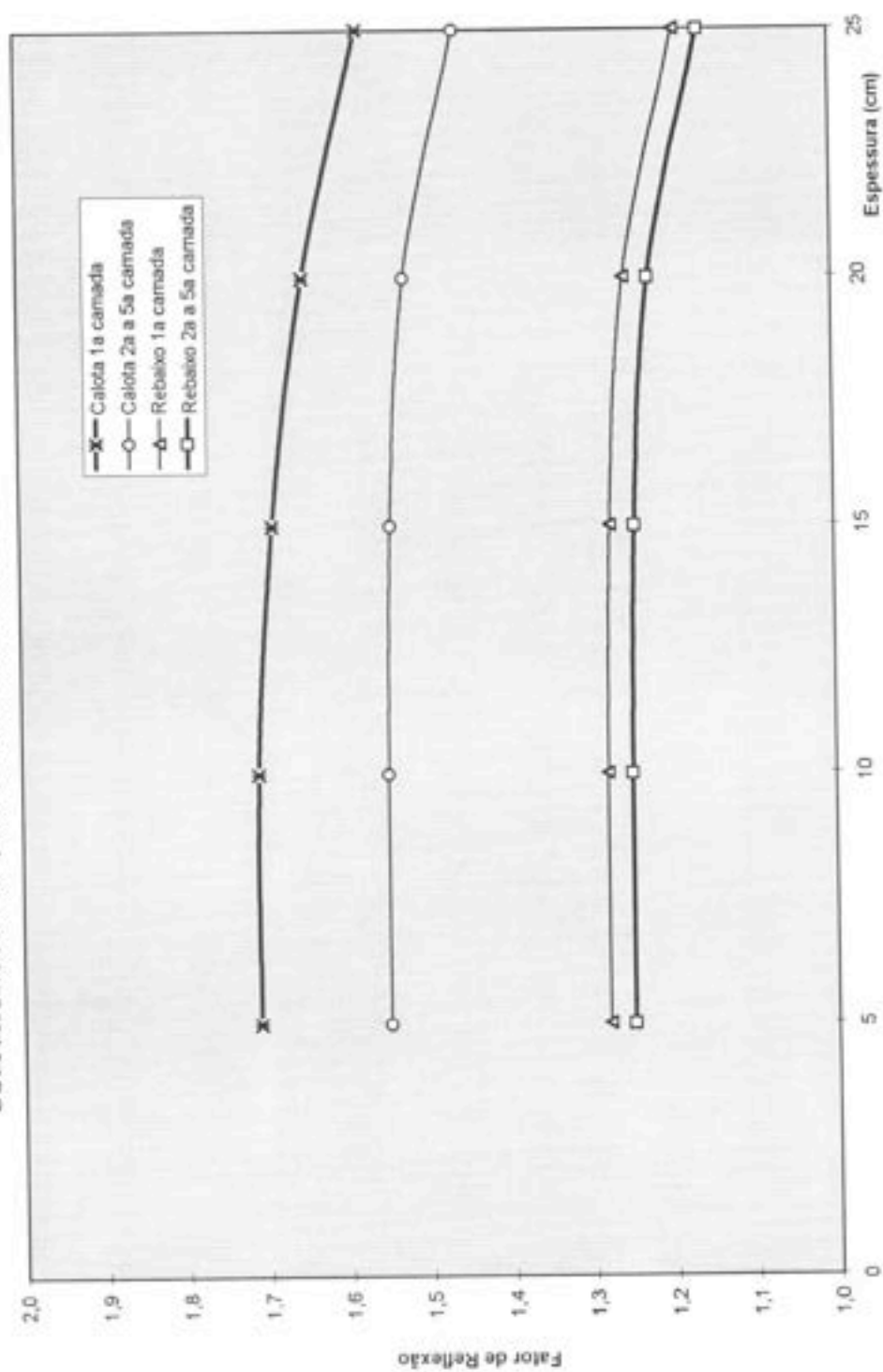


FIGURA B.9

FATOR DE REFLEXÃO x ESPESSURA DA CAMADA DE CONCRETO SEM MICRISILICA, EM ROCHA E PROJEÇÃO POR VIA SECA - 1ª FASE

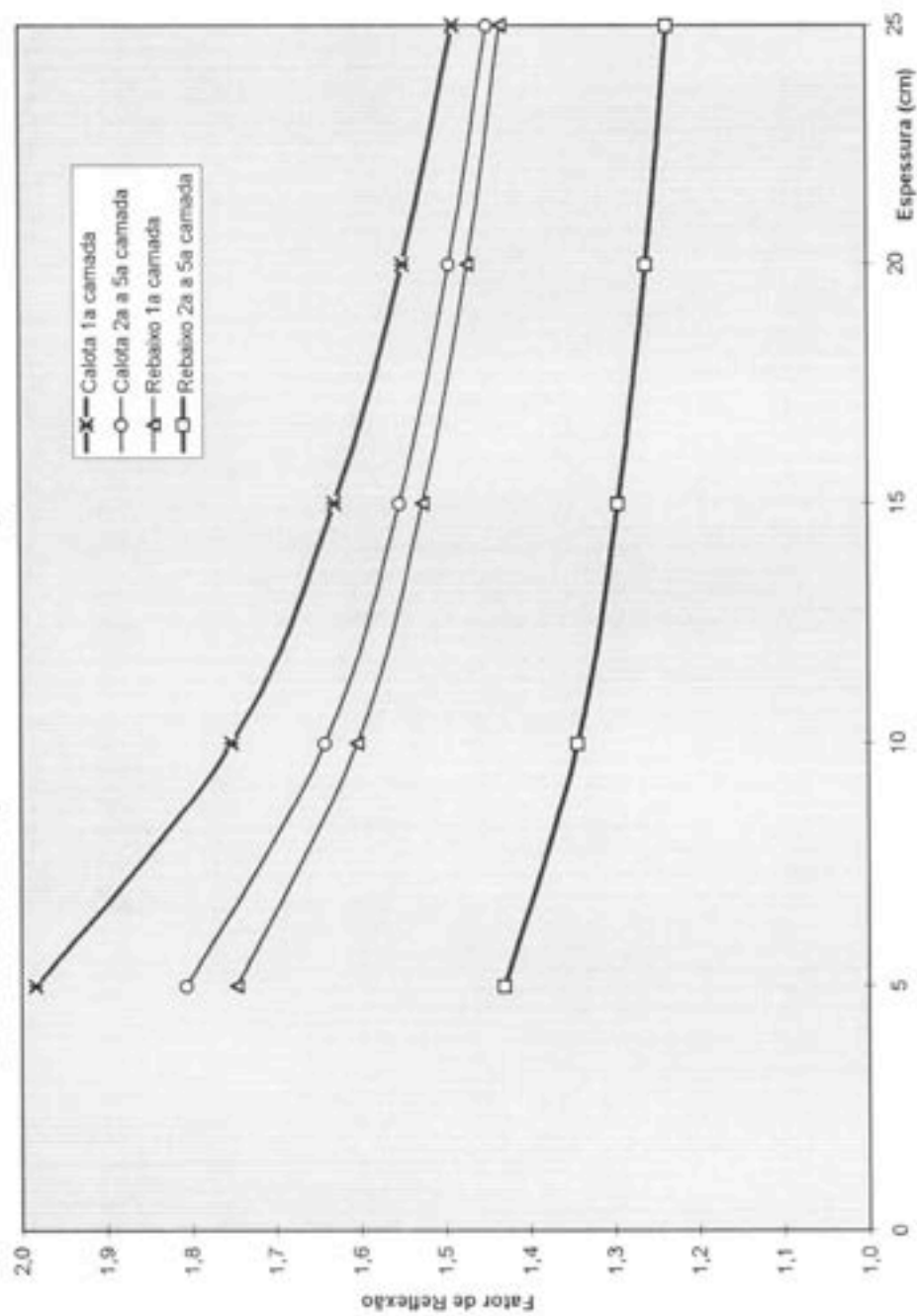


FIGURA B.10

FATOR DE REFLEXÃO x ESPESSURA DA CAMADA DE CONCRETO
COM MICROSSILICA, EM SOLO E PROJEÇÃO POR VIA SECA - 1ª FASE

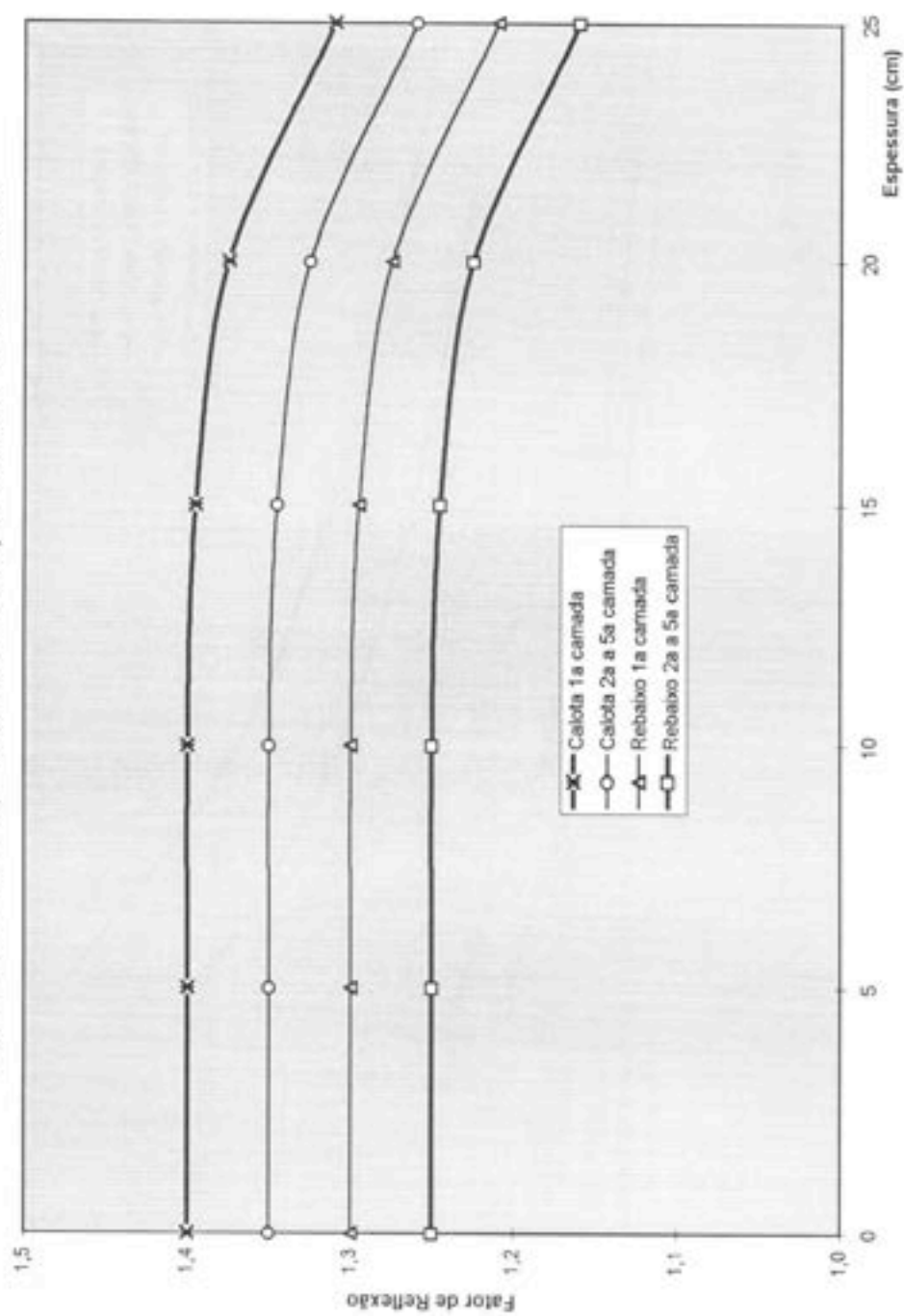


FIGURA B.11

$$\text{Vol}_{\text{Estr Total}} = \text{Vol}_{\text{Proj Total}} * I_{AP} \quad (21)$$

$$\text{Vol}_{\text{máq projetado}} = \text{Vol}_{\text{Estr Total}} * Fc \quad (22)$$

$$\text{Vol}_{\text{Total Cal Proj}} = \text{Vol}_{\text{Proj Cal}} * L_{\text{Cal}} \quad (23)$$

$$\text{Vol}_{\text{Total Reb Proj}} = \text{Vol}_{\text{Proj Reb}} * L_{\text{Reb}} \quad (24)$$

$$\text{Vol}_{\text{Total Inv Proj}} = \text{Vol}_{\text{Proj Inv}} * L_{\text{Inv}} \quad (25)$$

$$\text{Vol}_{\text{Total Proj}} = \text{Vol}_{\text{Total Cal Proj}} + \text{Vol}_{\text{Total Reb Proj}} + \text{Vol}_{\text{Total Inv Proj}} \quad (26)$$

$$\text{Vol}_{\text{Total Estr Revest.}} = \text{Vol}_{\text{Total Proj}} * I_{AP} \quad (27)$$

$$\text{Vol}_{\text{Total Concreto Projetado Máq}} = \text{Vol}_{\text{Total Estr Revest.}} * Fc \quad (28)$$

$$\begin{aligned} &\text{Vol de material refletido} \\ &\text{a ser retirado da obra} = (\text{Vol}_{\text{Total Estr Revest.}} - \text{Vol}_{\text{Total Proj}}) * Fr \end{aligned} \quad (29)$$

B.5 CUSTOS

B.5.1 Custo Fase 1 / Custo Fase 2

Este módulo se utiliza das informações lançadas nos módulos **Dados Fase 1 / Dados Fase 2**.

Consiste em um quadro resumo e um gráfico com a demonstração dos custos do Concreto Projetado. Estes custos variam em função dos fatores: número de frentes, número de turnos e eficiência da máquina, os quais ponderados determinam o tempo da obra da fase

Entrada obrigatória para número de turnos e número de frentes.

Os valores potenciais de produção dos equipamentos de concreto projetado variam de 1 a 8 m³/h no caso da via seca e de 8 a 16 m³/h para via úmida. Foi adotado o fator de eficiência de 0,8 para considerar tempos de mudança de turno e paralisação de manutenção.

$$\begin{aligned} \text{Tempo de Obra} &= \text{Vol}_{\text{Total Proj}} / ((EF * 0,8 * 208 * NT * NF) / (I_{AP} * Fc)) / \text{total equip.} \\ &(\text{em meses}) \end{aligned} \quad (30)$$

$$\text{Prod. Mensal (m}^3 \text{ projeto)} = (EF * 0,8 * 208 * NT * NF) / (I_{AP} * Fc) \quad (31)$$

$$\text{Prod. Mensal de Túnel} = (EF * 0,8 * 208 * NT * NF) / (\text{Vol}_{\text{Estr Total}} * Fc) \quad (32)$$

$$\text{Custo da Matéria Prima} = (\text{custo matéria prima} * I_{AP}) \quad (33)$$

$$\text{Custo da Mão de Obra} = (\text{custo m.o.} * NF) / ((EF * 0,8) / (I_{AP} * Fc)) * (208 / h) \quad (34)$$

- Número de horas pagas a um trabalhador por mês, pela Legislação Trabalhista:

número de turnos:	1	total de horas:	276,40
	2		536,40
	3		796,40

$$\text{Custo dos Equipamentos} = (\text{custo equipamentos} * NF) / ((EF * 0,8) / (I_{AP} * Fc)) \quad (35)$$

$$\text{Custo da Manutenção} = (\text{custo manutenção} * NF * I_{AP}) \quad (36)$$

$$\text{Custo do Controle Tecnológico} = \text{custo controle tecnológico} \quad (37)$$

$$\text{Custo da Energia Elétrica} = \text{custo energia elétrica} \quad (38)$$

$$\text{Custo Total é a somatória de todos os custos} \quad (39)$$

B.5.2 Tempo Obra 1 / Tempo Obra 2

Este módulo utiliza das informações lançadas no módulo **Dados Fase 1 / Dados Fase 2**. Neste módulo é possível se fixar um prazo em meses para a duração da obra e avaliar os custos resultantes com a variação do número de turnos e número de frentes. São permitidas até quatro simulações simultaneamente.

O tempo da obra é limitado pela eficiência da máquina e esse limite tem que ser respeitado para o cálculo ter consistência. Quando excedido é mostrada uma mensagem de erro.

Os valores potenciais de produção dos equipamentos de concreto projetado variam de 1 a 8 m³/h no caso da via seca e de 8 a 16 m³/h para via úmida. Foi adotado o fator de eficiência de 0,8 para considerar tempos de mudança de turno e paralisação de manutenção.

$$EF = (\text{Vol}_{\text{Total Proj}} / (\text{Tempo de Obra} * 26) * I_{AP} * Fc) \quad (40)$$

B.6 EXEMPLO

A título de ilustração estão apresentados a seguir os parâmetros e relatórios obtidos na estimativa de custos de um túnel.

Data: 02/02/97
 Hora: 10:10

Custo do Concreto Projetado - Túnel

Primeira Fase

Via Seca

Projeto: Túnel da Universidade de São Paulo
 Localização: São Paulo
 Contrato: 001-97
 Cliente: Universidade de São Paulo

Substrato Predominante de Solo Arenoso
 Adições: Microsilica, Aditivo Acelerador não alcalino.
 Tipo de Armadura: Tela Metálica
 Equipamentos de Concreto Projetado: Aliva 285

Traço do Concreto 1m ³		teor (%)	peso(Kg/m ³ estr.)
Consumo de Cimento			480,00
Consumo de Agregado Mudo e Pedrisco			1.650,00
Consumo de Agregado Graúdo (Brita1)			0,00
Microsilica		8,00	38,40
Aditivo Acelerador			
- à base de carbonato	Indisponível***	0,00	<= 0,00
- à base de silicato	Indisponível***	0,00	<= 0,00
- à base de aluminato	Indisponível***	0,00	<= 0,00
- não alcalino		5,00	24,00
Polimeros		0,00	0,00
Fibras Metálicas		0,00	0,00
Fibras Plásticas		0,00	0,00
			0,00
			0,00
			0,00

Materia Prima	quantidade	custo unitario	custo total
Custo do Concreto Usinado (m ³ maq.)		120,00 R\$/m ³ estr.	120,00 R\$/m ³ estr.
Microsilica	38,40	0,50 R\$/Kg	19,20 R\$/m ³ estr.
Aditivo Acelerador			
- à base de carbonato	0,00	1,00 R\$/kg	0,00 R\$/m ³ estr.
- à base de silicato	0,00	1,00 R\$/kg	0,00 R\$/m ³ estr.
- à base de aluminato	0,00	0,64 R\$/kg	0,00 R\$/m ³ estr.
- não alcalino	24,00	1,20 R\$/kg	28,80 R\$/m ³ estr.
Polimeros	0,00	1,70 R\$/kg	0,00 R\$/m ³ estr.
Fibras Metálicas	0,00	1,65 R\$/Kg	0,00 R\$/m ³ estr.
Fibras Plásticas	0,00	1,20 R\$/Kg	0,00 R\$/m ³ estr.
	0,00	0,00 R\$/Kg	0,00 R\$/m ³ estr.
	0,00	0,00 R\$/Kg	0,00 R\$/m ³ estr.
	0,00	0,00 R\$/Kg	0,00 R\$/m ³ estr.
	0,00	0,00 R\$/Kg	0,00 R\$/m ³ estr.
	0,00	0,00 R\$/Kg	0,00 R\$/m ³ estr.
	0,00	0,00 R\$/Kg	0,00 R\$/m ³ estr.
Custo de 1m ³ de Concreto Estrutura			168,00 R\$/m ³ estr.

Data: 02/02/97
Hora: 10:10

Custo do Concreto Projetado - Túnel

Primeira Fase

Via Seca

Projeto: Túnel da Universidade de São Paulo
Localização: São Paulo
Contrato: 001-87
Cliente: Universidade de São Paulo

Substrato Predominante de Solo Arenoso
Adições: Microssilica, Aditivo Acelerador não alcalino
Tipo de Armadura: Tela Metálica
Equipamentos de Concreto Projetado: Aliva 285

Mão de Obra (com leis sociais) Por frente de trabalho		quantidade	custo unitário	custo total
Frentista	Quantidade Sugerida 1	1	4,29 R\$/h	4,29 R\$/h
Mangoteiro	Quantidade Sugerida 2	2	3,80 R\$/h	7,60 R\$/h
Ajudante e Servente	Quantidade Sugerida 7	7	2,90 R\$/h	20,30 R\$/h
		0	0,00 R\$/h	0,00 R\$/h
		0	0,00 R\$/h	0,00 R\$/h
			0,00 R\$/h	0,00 R\$/h
			0,00 R\$/h	0,00 R\$/h
Custo da Mão de Obra				32,19 R\$/h

Obs.: O dimensionamento da equipe deve ser compatível com a produtividade do empreendimento e com número de equipamentos.

Energia Elétrica	quantidade	custo unitário	custo total
Energia Elétrica	0	0,00 R\$/kWhm ³	0,00 R\$/kWhm ³

Controle Tecnológico Médio	custo unitário	custo total
Controle Tecnológico Médio	16,00 R\$/m ³ estr.	16,00 R\$/m ³ estr.

Equipamentos com Mão de Obra Por frente de trabalho		quantidade	custo unitário	custo total
Equipamento de Concreto Projetado Aliva 285		1	27,57 R\$/h	27,57 R\$/h
Equipamento de Concreto Schwing	Indisponível==>	0 <=	21,00 R\$/h	0,00 R\$/h
Equipamento de Concreto Putzmeister	Indisponível==>	0 <=	22,00 R\$/h	0,00 R\$/h
Equipamento de Concreto ESTE	Indisponível==>	0 <=	23,00 R\$/h	0,00 R\$/h
Compressor		2	19,89 R\$/h	39,78 R\$/h
Dumper		1	7,20 R\$/h	7,20 R\$/h
Trator de Esteira Cat 4DE		1	10,70 R\$/h	10,70 R\$/h
Escavadeira		1	34,36 R\$/h	34,36 R\$/h
Gerador Elétrico		0	0,00 R\$/h	0,00 R\$/h
Portico Clam-Shell		1	10,14 R\$/h	10,14 R\$/h
Caminhão Plataforma		1	15,33 R\$/h	15,33 R\$/h
			0,00 R\$/h	0,00 R\$/h
			0,00 R\$/h	0,00 R\$/h
			0,00 R\$/h	0,00 R\$/h
Custo dos Equipamentos				145,08 R\$/h

Data: 02/02/97
 Hora: 10:10

Custo do Concreto Projetado - Túnel

Primeira Fase

Via Seca

Projeto: Túnel da Universidade de São Paulo
 Localização: São Paulo
 Contrato: 001-97
 Cliente: Universidade de São Paulo

Substrato Predominante de Solo Arenoso
 Adições: Microsilica, Aditivo Acelerador não alcalino
 Tipo de Armadura: Tela Metálica
 Equipamentos de Concreto Projetado: Aliva 285

Manutenção do Equipamento de Projetado para um Equipamento		quantidade	custo unitário		custo total	
Bico de Concreto Projetado	Quantidade Sugerida 0,04	0,04	741,00	R\$/m ³ maq	29,64	R\$/m ³ maq
Disco de Aço		0,04	253,50	R\$/m ³ maq	10,14	R\$/m ³ maq
Disco de Borracha		0,10	247,70	R\$/m ³ maq	24,77	R\$/m ³ maq
Mangote	Quantidade Sugerida 1,00	1,00	23,55	R\$/m ³ maq	23,55	R\$/m ³ maq
		0,00	0,00	R\$/m ³ maq	0,00	R\$/m ³ maq
			0,00	R\$/m ³ maq	0,00	R\$/m ³ maq
			0,00	R\$/m ³ maq	0,00	R\$/m ³ maq
			0,00	R\$/m ³ maq	0,00	R\$/m ³ maq
			0,00	R\$/m ³ maq	0,00	R\$/m ³ maq
Custo da Manutenção					88,10	R\$/m ³ maq

Fatores Volumétricos de Produção	fornecido	arbitrado
Fator Volumétrico de Compactação (volume que passa pela máquina)	1,85	2,20
Fator Volumétrico de Reflexão (volume de material a ser retrado)	1,29	1,30

Índices de Aproveitamento	fornecido	arbitrado
Volume de Estrutura para confeccionar 1m ³ de Revestimento de Projeto		
Calota	1,25	
Rebaxo	1,18	
Ponderado	1,22	0,00
Ponderado Global (com a sobreescavação)	1,61	0,00
Volume de Concreto que passa pela Máquina de Projetado para confeccionar 1m ³ de Revestimento de Projeto		
Calota	2,75	
Rebaxo	2,59	
Ponderado	2,69	
Ponderado Global (com a sobreescavação)	3,55	0,00

Obs.: No cálculo do Índice de Aproveitamento foi estabelecida a relação entre o concreto fixado na estrutura e o total lançado (fixado na estrutura + reflexão + perdas por transporte). Não foram considerados deslocamentos.

Data: 02/02/97
 Hora: 10:10

Custo do Concreto Projetado - Túnel

Primeira Fase

Via Seca

Projeto: Túnel da Universidade de São Paulo
 Localização: São Paulo
 Contrato: 001-97
 Cliente: Universidade de São Paulo

Substrato Predominante de Solo Arenoso
 Adições: Microsilica, Aditivo Acelerador não alcalino
 Tipo de Armadura: Tela Metálica
 Equipamentos de Concreto Projetado: Aliva 285

Dimensionamento dos Parâmetros Característicos	
Volume de Projeto Calota (m ³ Projeto/m de Túnel)	4,75
Volume de Estrutura Calota (m ³ Estr./m de Túnel)	5,93
Volume de Projeto Rebaxo (m ³ Projeto/m de Túnel)	3,00
Volume de Estrutura Rebaxo (m ³ Estr./m de Túnel)	3,54
Volume de Projeto Total (m ³ Projeto/m de Túnel)	7,75
Volume de Estrutura Total (m ³ Estr./m de Túnel)	12,50
Volume que passa pela máquina de projetado (m ³ Maq/m de Túnel)	27,50
Volume Total da Calota no Projeto (m ³ Projeto)	4.750,00
Volume Total do Rebaxo no Projeto (m ³ Projeto)	3.000,00
Volume Total no Projeto (m ³ Projeto)	7.750,00
Volume Total de Estrutura para Confeccionar o Revestimento (m ³ Estr.)	12.502,12
Volume Total de C. Projetado que passa pela máquina (m ³ Maq.)	27.504,66
Volume de Material Refeido a ser Retirado da Opra (m ³)	6.177,75

Custo de 1m³ de Concreto Projetado no Projeto - Túnel

Projeto: Túnel da Universidade de São Paulo
 Localização: São Paulo
 Contrato: 001-97
 Cliente: Universidade de São Paulo

Primeira Fase

Seção: Calota e Rebaixo

Via Seca

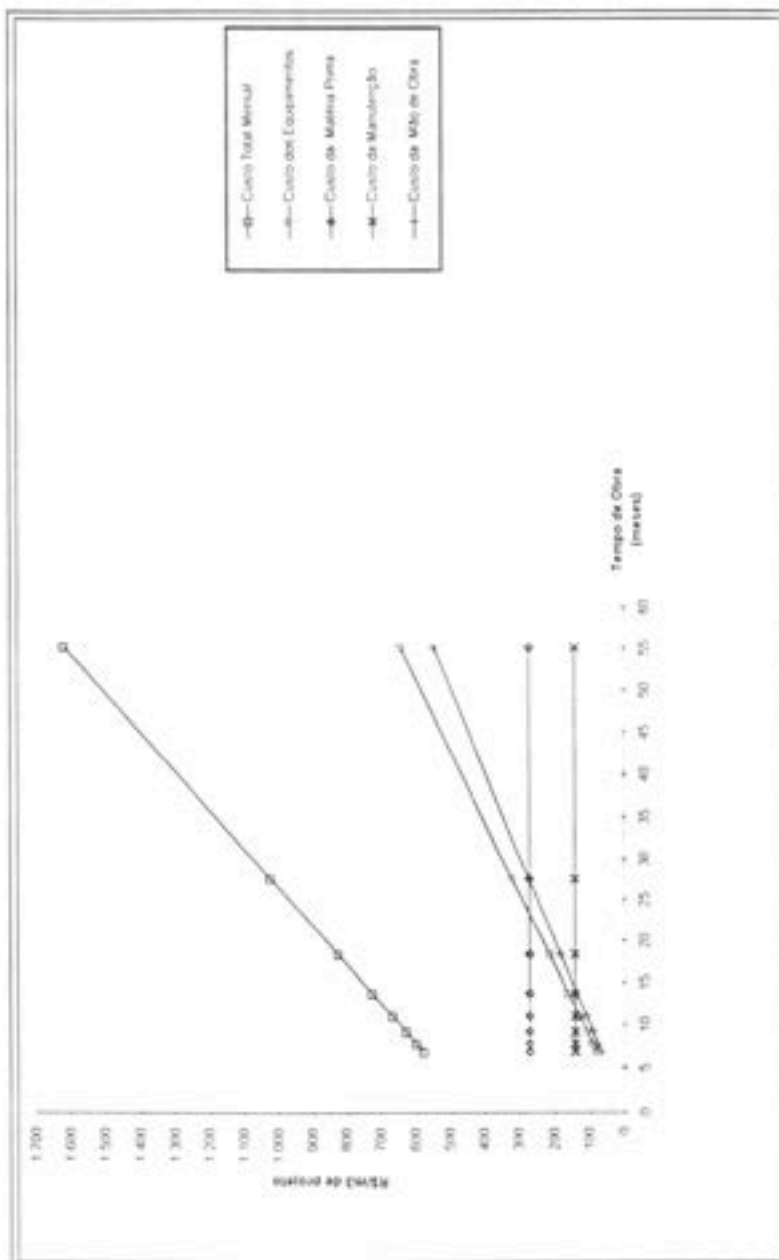
Substrato Predominante de Solo Arenoso
 Adições: Microsilica, Aditivo Acelerador não alcalino
 Tipo de Armadura: Tela Metálica
 Equipamentos de Concreto Projetado: Aliva 285

Turnos: 3
 Frentes: 1

Tempo da Obra em Meses	Produção Mensal		Custo da Matéria Prima	Custo da Mão de Obra	Custo dos Equipamentos	Custo da Manutenção	Custo do Controle Tecnológico	Custo da Energia Elétrica	Custo Total Mensal
	m ³ projeto	m de túnel							
6,89	1.125,28	145,20	271,01	68,35	80,45	142,12	16,00	0,00	577,93
7,87	984,62	127,05	271,01	78,11	91,94	142,12	16,00	0,00	599,19
9,18	843,96	108,90	271,01	91,13	107,27	142,12	16,00	0,00	627,53
11,02	703,30	90,75	271,01	109,35	128,72	142,12	16,00	0,00	667,21
13,77	562,64	72,60	271,01	136,69	160,90	142,12	16,00	0,00	726,73
18,37	421,98	54,45	271,01	182,26	214,54	142,12	16,00	0,00	825,93
27,55	281,32	36,30	271,01	273,38	321,80	142,12	16,00	0,00	1.024,32
55,10	140,66	18,15	271,01	546,77	643,61	142,12	16,00	0,00	1.619,51

* Tempo da Obra Mínimo deve ser de 6,89 Meses

Custo de 1m3 de Concreto Projetado no Projeto - Primeira Fase



Data: 02/02/97
 Hora: 10:11

Custo do Concreto Projetado - Túnel

Segunda Fase

Via Úmida

Projeto: Túnel da Universidade de São Paulo
 Localização: São Paulo
 Contrato: 001-97
 Cliente: Universidade de São Paulo

Substrato de Concreto

Adições: Polímeros

Tipo de Armadura: Tela Metálica

Equipamentos de Concreto Projetado: Aliva 285

Dados Técnicos	valores
Calota	
Comprimento de Calota (m)	1.000,00
Desenvolvimento do Revestimento Calota- solo/revestimento (m)	19,00
Desenvolvimento do Revestimento Calota- 1 fase (m)	19,00
Numero de Camadas para Confeção do Revestimento Calota	2,00
Espessura da 1ª camada Calota (cm)	15,00
Espessura da 2ª camada Calota (cm)	15,00
Espessura da 3ª camada Calota (cm)	0,00
Espessura da 4ª camada Calota (cm)	0,00
Espessura da 5ª camada Calota (cm)	0,00
Espessura total de projeto da Calota (cm)	30,00
Rebaixo	
Comprimento de Rebaixo (m)	1.000,00
Desenvolvimento do Revestimento Rebaixo- solo/revestimento (m)	12,00
Desenvolvimento do Revestimento Rebaixo - 1 fase (m)	12,00
Numero de Camadas para Confeção do Revestimento Rebaixo	2,00
Espessura da 1ª camada Rebaixo (cm)	15,00
Espessura da 2ª camada Rebaixo (cm)	15,00
Espessura da 3ª camada Rebaixo (cm)	0,00
Espessura da 4ª camada Rebaixo (cm)	0,00
Espessura da 5ª camada Rebaixo (cm)	0,00
Espessura total de projeto da Rebaixo (cm)	30,00

Tipo de Substrato	digite SIM na opção
Concreto	sim
Lâminas Plásticas	Concreto

Data: 02/02/97
 Hora: 10:11

Custo do Concreto Projetado - Túnel

Segunda Fase

Via Úmida

Projeto: Túnel da Universidade de São Paulo
 Localização: São Paulo
 Contrato: 001-97
 Cliente: Universidade de São Paulo

Substrato de Concreto
 Adições: Polimeros
 Tipo de Armadura: Tela Metálica
 Equipamentos de Concreto Projetado: Aliva 285

Traço do Concreto 1m ³	teor (%)	peso (kg/m ³ estr.)
Consumo de Cimento		480,00
Consumo de Agregado Miúdo e Pedrisco		0,00
Consumo de Agregado Graúdo (Brita)		0,00
Microsilica	0,00	0,00
Aditivo Acelerador		
- à base de carbonato	0,00	0,00
- à base de silicato	0,00	0,00
- à base de aluminato	0,00	0,00
- não alcalino	0,00	0,00
Polimeros	3,00	14,40
Fibras Metálicas	0,00	0,00
Fibras Plásticas	0,00	0,00
		0,00
		0,00
		0,00
		0,00

Materia Prima	quantidade	custo unitário	custo total
Custo do Concreto Usinado (m ³ maq.)		90,00 R\$/m ³ estr.	90,00 R\$/m ³ estr.
Microsilica	0,00	0,50 R\$/kg	0,00 R\$/m ³ estr.
Aditivo Acelerador			
- à base de carbonato	0,00	1,00 R\$/kg	0,00 R\$/m ³ estr.
- à base de silicato	0,00	1,00 R\$/kg	0,00 R\$/m ³ estr.
- à base de aluminato	0,00	0,64 R\$/kg	0,00 R\$/m ³ estr.
- não alcalino	0,00	2,20 R\$/kg	0,00 R\$/m ³ estr.
Polimeros	14,40	7,70 R\$/kg	110,88 R\$/m ³ estr.
Fibras Metálicas	0,00	1,00 R\$/kg	0,00 R\$/m ³ estr.
Fibras Plásticas	0,00	1,00 R\$/kg	0,00 R\$/m ³ estr.
	0,00	0,00 R\$/kg	0,00 R\$/m ³ estr.
	0,00	0,00 R\$/kg	0,00 R\$/m ³ estr.
	0,00	0,00 R\$/kg	0,00 R\$/m ³ estr.
	0,00	0,00 R\$/kg	0,00 R\$/m ³ estr.
Custo de 1m³ de Concreto Estrutura			200,88 R\$/m³ estr.

Data: 02/02/97
Hora: 10:11

Custo do Concreto Projetado - Túnel

Segunda Fase

Via Úmida

Projeto: Túnel da Universidade de São Paulo
Localização: São Paulo
Contrato: 001-97
Cliente: Universidade de São Paulo

Substrato de Concreto
Adições: Polímeros
Tipo de Armadura: Tela Metálica
Equipamentos de Concreto Projetado: Aliva 285

Mão de Obra (com leis sociais) Por frente de trabalho		quantidade	custo unitário	custo total
Frentista	Quantidade Sugerida 1	1	4,29 R\$/h	4,29 R\$/h
Mangoteiro	Quantidade Sugerida 2	2	3,80 R\$/h	7,60 R\$/h
Ajudante e Servente	Quantidade Sugerida 7	3	2,90 R\$/h	8,70 R\$/h
		0	0,00 R\$/h	0,00 R\$/h
		0	0,00 R\$/h	0,00 R\$/h
		0	0,00 R\$/h	0,00 R\$/h
		0	0,00 R\$/h	0,00 R\$/h
		0	0,00 R\$/h	0,00 R\$/h
Custo da Mão de Obra				20,59 R\$/h

Obs.: O dimensionamento da equipe deve ser compatível com a produtividade do empreendimento e com número de equipamentos.

Energia Elétrica	quantidade	custo unitário	custo total
Energia Elétrica	0	0,00 R\$/kWhm ³	0,00 R\$/kWh

Controle Tecnológico Médio	quantidade	custo unitário	custo total
Controle Tecnológico Médio		16,00 R\$/m ³ estr.	16,00 R\$/m ³ estr.

Equipamentos com Mão de Obra Por frente de trabalho		quantidade	custo unitário	custo total
Equipamento de Concreto Projetado Aliva 285		1	27,57 R\$/h	27,57 R\$/h
Equipamento de Concreto Schwing	Indisponível***	0	21,00 R\$/h	0,00 R\$/h
Equipamento de Concreto Putzmeister	Indisponível***	0	22,00 R\$/h	0,00 R\$/h
Equipamento de Concreto ESTE	Indisponível***	0	23,00 R\$/h	0,00 R\$/h
Compressor		1	19,89 R\$/h	19,89 R\$/h
Dumper		1	7,20 R\$/h	7,20 R\$/h
Trator de Esteira Cat 4DE		1	10,70 R\$/h	10,70 R\$/h
Escavadeira		1	34,36 R\$/h	34,36 R\$/h
Gerador Elétrico		0	0,00 R\$/h	0,00 R\$/h
Pórtico Clim-Shell		1	10,14 R\$/h	10,14 R\$/h
Caminhão Plataforma		1	15,33 R\$/h	15,33 R\$/h
			0,00 R\$/h	0,00 R\$/h
			0,00 R\$/h	0,00 R\$/h
			0,00 R\$/h	0,00 R\$/h
			0,00 R\$/h	0,00 R\$/h
Custo dos Equipamentos				125,19 R\$/h

Data: 02/02/97
 Hora: 10:11

Custo do Concreto Projetado - Túnel

Segunda Fase

Via Úmida

Projeto: Túnel da Universidade de São Paulo
 Localização: São Paulo
 Contrato: 001-97
 Cliente: Universidade de São Paulo

Substrato de Concreto
 Adições: Polímeros
 Tipo de Armadura: Tela Metálica
 Equipamentos de Concreto Projetado: Aliva 285

Manutenção do Equipamento de Projetado Para um Equipamento		quantidade	custo unitário	custo total
Bico de Concreto Projetado	Quantidade Sugerida 0,04	0,04	741,00 R\$/m ³ maq	29,64 R\$/m ³ maq
Disco de Aço		0,04	253,50 R\$/m ³ maq	10,14 R\$/m ³ maq
Disco de Borracha		0,10	247,70 R\$/m ³ maq	24,77 R\$/m ³ maq
Mangote	Quantidade Sugerida 1,00	0,50	23,55 R\$/m ³ maq	11,78 R\$/m ³ maq
		0,00	0,00 R\$/m ³ maq	0,00 R\$/m ³ maq
		0,00	0,00 R\$/m ³ maq	0,00 R\$/m ³ maq
		0,00	0,00 R\$/m ³ maq	0,00 R\$/m ³ maq
		0,00	0,00 R\$/m ³ maq	0,00 R\$/m ³ maq
Custo da Manutenção				76,33 R\$/m ³ maq

Fatores Volumétricos de Produção	fornecido	arbitrado
Fator Volumétrico de Compactação (volume que passa pela máquina)	1,03	0,00
Fator Volumétrico de Reflexão (volume de material a ser retrado)	1,03	0,00

Índice de Aproveitamento	Fornecido	Arbitrado
Volume de Estrutura para confeccionar 1m ³ de Revestimento de Projeto		
Calota	1,16	
Rebaixo	1,07	
Ponderado	1,14	0,00
Volume de Concreto que passa pela Máquina de Projetado para confeccionar 1m ³ de Revestimento de Projeto		
Calota	1,22	
Rebaixo	1,10	
Ponderado	1,17	0,00

Obs.: No cálculo do Índice de Aproveitamento foi estabelecida a relação entre o concreto fixado na estrutura e o total lançado (fixado na estrutura + reflexão + perdas por transporte). Não foram considerados deslocamentos.

Data: 02/02/97
 Hora: 10:11

Custo do Concreto Projetado - Túnel

Segunda Fase

Via Úmida

Projeto: Túnel da Universidade de São Paulo
 Localização: São Paulo
 Contrato: 001-97
 Cliente: Universidade de São Paulo

Substrato de Concreto

Adições: Polimeros

Tipo de Armadura: Tela Metálica

Equipamentos de Concreto Projetado: Aliva 285

Dimensionamento dos Parâmetros Característicos	
Volume de Projeto Calota (m ³ Projeto/m de Túnel)	5,70
Volume de Estrutura Calota (m ³ Estr./m de Túnel)	6,73
Volume de Projeto Rebaixo (m ³ Projeto/m de Túnel)	3,60
Volume de Estrutura Rebaixo (m ³ Estr./m de Túnel)	3,86
Volume de Projeto Total (m ³ Projeto/m de Túnel)	9,30
Volume de Estrutura Total (m ³ Estr./m de Túnel)	10,59
Volume que passa pela máquina de projetado (m ³ Maq./m de Túnel)	10,90
Volume Total da Calota no Projeto (m ³ Projeto)	5.700,00
Volume Total do Rebaixo no Projeto (m ³ Projeto)	3.600,00
Volume Total no Projeto (m ³ Projeto)	9.300,00
Volume Total de Estrutura para Confeccionar o Revestimento (m ³ Estr.)	10.585,20
Volume Total de C. Projetado que passa pela máquina (m ³ Maq.)	10.902,76
Volume de Material Refletido a ser Retirado da Obra (m ³)	1.323,76

Custo de 1m³ de Concreto Projetado no Projeto - Túnel

Projeto: Túnel da Universidade de São Paulo
 Localização: São Paulo
 Contrato: 001-97
 Cliente: Universidade de São Paulo

Segunda Fase

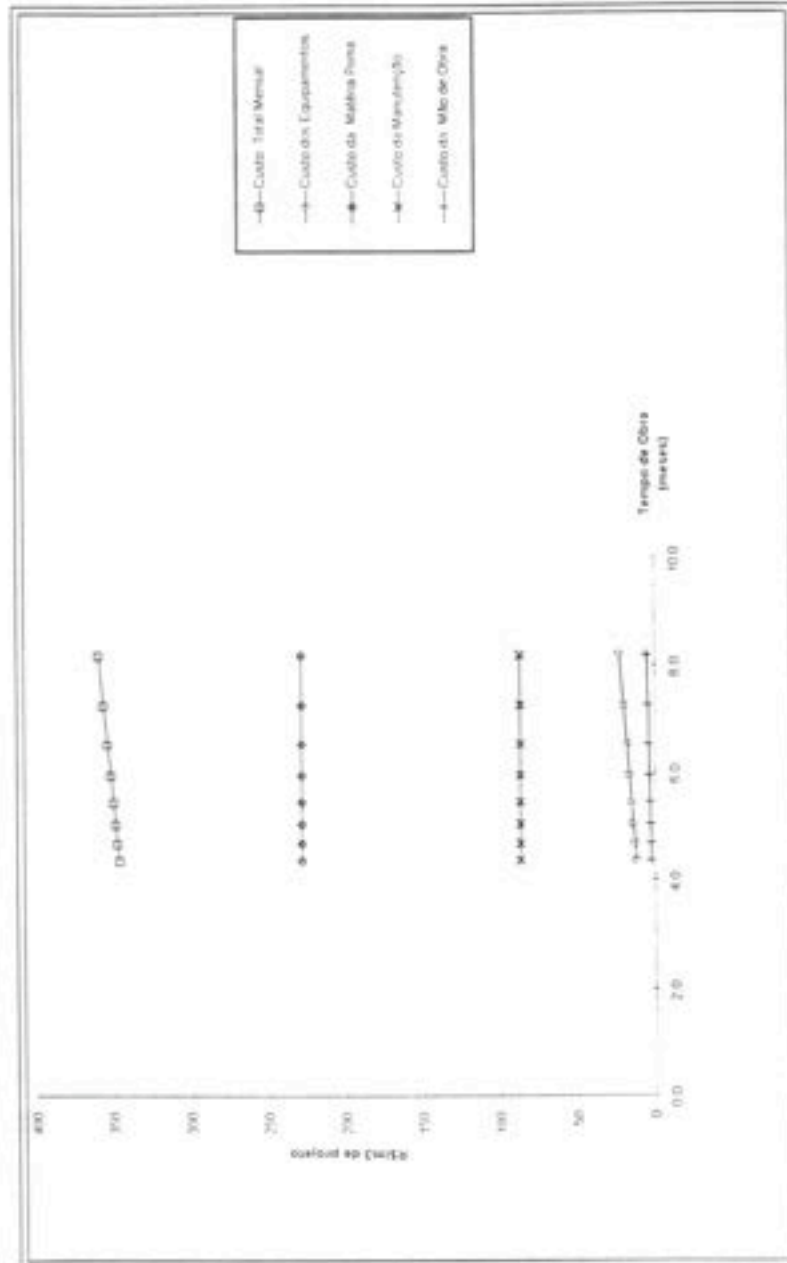
Seção: Calota e Rebaixo
 Via Úmida
 Substrato de Concreto
 Adições: Polímeros
 Tipo de Armadura: Tela Metálica
 Equipamentos de Concreto Projetado: Aliva 285

Turnos: 1
 Frentes: 1

Tempo da Obra em Meses	Produção Mensal		Custo da Matéria Prima	Custo da Mão de Obra	Custo dos Equipamentos	Custo da Manutenção	Custo do Controle Tecnológico	Custo da Energia Elétrica	Custo Total Mensal
	m ³ projeto	m de túnel							
4,37	2.129,08	228,93	228,64	2,67	12,23	86,87	16,00	0,00	346,42
4,68	1.987,14	213,67	228,64	2,86	13,10	86,87	16,00	0,00	347,48
5,04	1.845,20	198,41	228,64	3,08	14,11	86,87	16,00	0,00	348,71
5,46	1.703,26	183,15	228,64	3,34	15,29	86,87	16,00	0,00	350,14
5,96	1.561,32	167,88	228,64	3,65	16,68	86,87	16,00	0,00	351,84
6,55	1.419,38	152,62	228,64	4,01	18,35	86,87	16,00	0,00	353,87
7,28	1.277,45	137,36	228,64	4,46	20,38	86,87	16,00	0,00	356,35
8,19	1.135,51	122,10	228,64	5,01	22,93	86,87	16,00	0,00	359,46

* Tempo da Obra Mínimo deve ser de 4,37 Meses

Custo de 1m3 de Concreto Projetado no Projeto - Segunda Fase



Custo de 1m³ de Concreto Projetado no Projeto - Túnel

Projeto: Túnel da Universidade de São Paulo
 Localização: São Paulo
 Contrato: 001-97
 Cliente: Universidade de São Paulo

Primeira Fase

Seção : Calota e Rebaixo
 Substrato Predominante de Solo Arenoso
 Adições: Microsilica, Aditivo Acelerador não alcalino
 Turnos: 3
 Frentes: 1

Via Seca

Segunda Fase

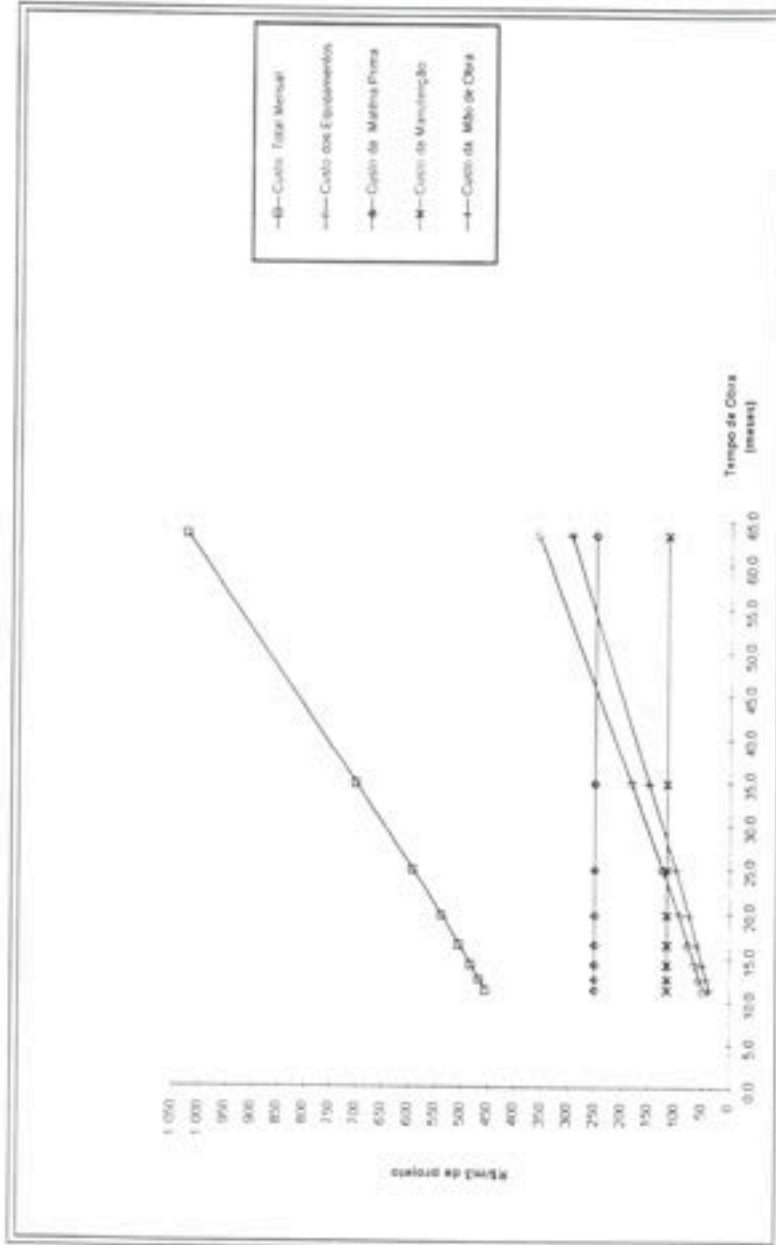
Seção : Calota e Rebaixo
 Substrato de Concreto
 Adições: Polimeros
 Turnos: 1
 Frentes: 1

Via Úmida

Tempo da Obra em Meses	Produção Mensal		Custo da Matéria Prima	Custo da Mão de Obra	Custo dos Equipamentos	Custo da Manutenção	Custo do Controle Tecnológico	Custo da Energia Elétrica	Custo Total Mensal
	m ³ projeto	m de túnel							
11,26	3.254,35	374,13	251,59	38,24	49,17	116,79	0,00	0,00	455,79
12,55	2.971,76	340,72	251,59	43,61	55,80	116,79	0,00	0,00	467,78
14,22	2.689,16	307,31	251,59	50,76	64,56	116,79	0,00	0,00	483,70
16,48	2.406,56	273,89	251,59	60,75	76,71	116,79	0,00	0,00	505,84
19,73	2.123,96	240,48	251,59	75,69	94,78	116,79	0,00	0,00	538,85
24,92	1.841,36	207,07	251,59	100,53	124,59	116,79	0,00	0,00	593,49
34,83	1.558,77	173,66	251,59	150,08	183,61	116,79	0,00	0,00	702,07
63,29	1.276,17	140,25	251,59	298,38	359,04	116,79	0,00	0,00	1.025,79

Data: 02/02/97
 Hora: 10:13

Custo de 1m³ de Concreto Projetado no Projeto - Primeira e Segunda Fase



Notações:

- e = espessura
 ee = espessura equivalente
 sm = sobreescavação média
 L = comprimento
 D = desenvolvimento
 Vol = volume
 $Estr$ = estrutura
 $Proj$ = projeto
 Cal = calota
 Reb = rebaixo
 Inv = invert
 Tal = talude
 F_c = fator volumétrico de compactação
 F_r = fator volumétrico de reflexão
 I_{AP} = ponderado global de estrutura
 fr = fator de reflexão
 EF = eficiência da máquina
 NT = número de turnos
 NF = número de frentes
 cam = camada
 $ee_{Estr\ Cal}$ = Espessura Equivalente de Estrutura para Calota
 $e_{Total\ Proj\ Cal}$ = Espessura Total de Projeto da Calota
 $ee_{Estr\ Reb}$ = Espessura Equivalente de Estrutura para Rebaixo
 $e_{Total\ Proj\ Reb}$ = Espessura Total de Projeto do Rebaixo
 $ee_{Estr\ Inv}$ = Espessura Equivalente de Estrutura para Invert
 $e_{Total\ Proj\ Inv}$ = Espessura Total de Projeto do Invert
 $ee_{Estr\ Tal}$ = Espessura Equivalente de Estrutura para Talude
 $e_{Total\ Proj\ Tal}$ = Espessura Total de Projeto do Talude
 $Vol_{Proj\ Cal}$ = Volume de Projeto Calota
 $Vol_{Proj\ Reb}$ = Volume de Projeto Rebaixo
 $Vol_{Proj\ Inv}$ = Volume de Projeto Invert
 $Vol_{Proj\ Tal}$ = Volume de Projeto Talude
 $Vol_{Proj\ Total}$ = Volume de Projeto Total
 $Vol_{Estr\ Cal}$ = Volume de Estrutura Calota
 $Vol_{Estr\ Reb}$ = Volume de Estrutura Rebaixo
 $Vol_{Estr\ Inv}$ = Volume de Estrutura Invert
 $Vol_{Estr\ Tal}$ = Volume de Estrutura Talude
 $Vol_{Estr\ Total}$ = Volume de Estrutura Total
 $Vol_{máq\ projetado}$ = Volume que passa pela máquina de projetado
 $Vol_{Total\ Cal\ Proj}$ = Volume Total da Calota no Projeto
 $Vol_{Total\ Reb\ Proj}$ = Volume Total do Rebaixo no Projeto
 $Vol_{Total\ Tal\ Proj}$ = Volume Total do Invert no Projeto
 $Vol_{Total\ Inv\ Proj}$ = Volume Total do Talude no Projeto
 $Vol_{Total\ Proj}$ = Volume Total no Projeto
 $Vol_{Total\ Estr\ Revest.}$ = Volume Total de estrutura para Confeccionar o Revestimento
 $Vol_{Total\ Concreto\ Projetado\ Máq}$ = Volume Total de Concreto Projetado que passa pela máquina

Referências Bibliográficas

- (1) GEHRING, J. Alguns conceitos na utilização do NATM. **Construção São Paulo**, São Paulo, números 2129, nov., 1988, e 2141, janeiro, 1989.
- (2) CURY, K.F. **Métodos Construtivos para obras Metroviárias**. São Paulo : s.ed., 1978. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Mecânica dos Solos, Universidade de São Paulo, 1978
- (3) TOUGH, S.G. **Aspectos Econômicos da Abertura de Túneis**, Simpósio de Tecnologia Britânica no Instituto de Engenharia, Rio de Janeiro, novembro 1970.
- (4) HORI, K. **Túneis Mecanizados**, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, novembro, 1996.
- (5) PACHER, F. **Deformations messugen in Versuchsstollen als Mittelzur Erforschung des Gebirgsverhaltens und zur Bemessund des Ausbaues**. Felsmechnik und Ingenieurgeologie, Jg., 1964.
- (6) RABCEWICZ, L.V. The new Tunnelling Method. **Water Power**, Julh/Julh/Agosto, 1969.
- (7) KASTNER, H. **Statik des Tunel und Stollenbaues**, Berling/Goittngen, Springer, 1962.
- (8) SATTLE, K. **Neuartige Tunnel- Modellversuche- Ergebnisse und Folgerungen Folgerungen**. Felsmechanik und Ingenieur- geologie, Jg., 1969
- (9) PALERMO, G.; ROSSETTO, C. M. **Hormigón proyectado como estructura definitiva en túneles en suelos pelo método NATM**. II Congresso Internacional sobre Cemento y Hormingon - II Salón International de Arquitectura e Ingenieria, Cuba, 1994
- (10) FENNER, H.F. **Chemicals for Tunnel Waterpproofing**. Palestra apresentada na Cia do Metropolitano de São Paulo sobre novas tecnologias, novembro, 1992.
- (11) ENGEVIX SA- ESTUDOS E PROJETOS DE ENGENHARIA. **A utilização do Espaço Subterrâneo**, Rio de Janeiro, 1982.
- (12) TERZAGHI, R.D. Concrete Deterioration due to Carbonic Acid. **Jornal of The Boston Society of Civil Engineers**, 26, 1949.
- (13) MARTIN, D. Dry run for Washington metro gives NATM an American boost. **Tunnels & Tunnelling**, May, 1987

- (14) DOMINGUES, L. C. S.; PALERMO, G. **A introdução da segurança no projeto de túneis NATM em solo.** In: Segundo Simpósio de Escoramentos Subterrâneos, Rio de Janeiro, 1985. Rio de Janeiro, ABGE, 1985.
- (15) CRUZ, H.J.V.; COUTO, J.V.S., HORI, K., SALVONI, J.L., FERRARI, O.A. **Os túneis do Prolongamento Norte- Uma primeira avaliação do NATM em área urbana.** In: Segundo Simpósio de Escoramentos Subterrâneos, Rio de Janeiro, 1982. Rio de Janeiro, ABGE, 1982.
- (16) PALERMO, G. **Concreto Projetado- Contribuição para limites de especificações.** In: Seminário do Instituto Brasileiro do Concreto, IBRACON, julho, 1987.
- (17) GEBAUER, B. **The single permanent shotcret lining method for the construction of galleries and trafic tunnels - The result of practice-oriented reserch and application.** Dyckerhoff & Widmann AG, Muchen, 1992. pp 41-58
- (18) KUSTERLE, W. **The application of Microsilica in the Dry Shotcreting Method,** *Tunnel*, 4, 1990, pp 230-238.
- (19) HENTSCHEL, J. **Vereina Tunnel: no trouble reaching St. Moritz even in Winter,** *Sonderdruck aus Tunnel*, 3, 1993.
- (20) MEHTA, P.K. **Durability of Concrete- Fifth Years of Progress?** ACI SP 126 e Durabilitlity of Concrete, Second International Conference, Montreal, Canada, 1991
- (21) PALERMO, G. **Contradições dos Parâmetros de Avaliação da Durabilidade de Concreto.** Seminário realizado na Cia. do Metropolitando de São Paulo sobre Atualização sobre Cimentos Brasileiros, São Paulo, abril 1992.
- (22) COMITÉ EUROPÉEN DU BETON. **Bulletin d'Information,** number 203, 204 and 205, 1990.
- (23) LITVIN, A.; SHIDELER, J.J. **Laboratory Study of Shotcrete.** ACI SP 14, p.165 -184, 1966.
- (24) BAWA, K.S. **Development of Shotcrete for Metro Construction in Washington.** Use of Shotcrete for Underground Strutural Support, ACI SP 45, p.33-37, 1973.
- (25) READING, T.J. **Shotcrete.** Use of Shotcrete for Underground Strutural Support, ACI SP 45, p. 265-267, 1973.
- (26) BLANCK, J. A. **Shotcrete Durability and Strength a practical viewpoint.** Use of Shotcrete for Underground Strutural Support - ACI SP 45, p.320-329, 1973

- (27) TYNES, W.O.; Mc CLEESE, W.F. **Investigation of Shotcrete**. Technical Report ACI- C74-5, p.3-32, 1974.
- (28) BREKKE, T.L. **State of the Art Review on Shotcrete**, Engineering Foundation Conference, Shotcrete for Ground Support, Technical Report ACI- C76-4, p.5-8, 1976
- (29) EINSTEIN, H.H. **European Shotcrete Design and Practice**. , Engineering Foundation Conference, Shotcrete for Ground Support, Technical Report ACI- C76-4, p.14-50, 1976.
- (30) US BUREAU OF RECLAMATION ENGINEERING AND RESEARCH CENTER. **Use of Shotcrete for Tunnel Lining**. , Engineering Foundation Conference, Shotcrete for Ground Support, Technical Report ACI- C76-4, p.50-74, 1976.
- (31) SEABROOK, P.T. **Properties of Shotcrete on Construction Projects**. , Engineering Foundation Conference, Shotcrete for Ground Support, Technical Report ACI- SP-54, 1976
- (32) MAYRHAURSER, W. **The application of Shotcrete in the NATM**. , Engineering Foundation Conference, Shotcrete for Ground Support, Technical Report ACI- SP-54, 1976
- (33) CORDEL, R., **Past Experience ÉLECTRICITÉ DE FRANCE-EDF**. , Engineering Foundation Conference, Shotcrete for Ground Support, Technical Report ACI-SP-54, 1976
- (34) TRECHL, H. **Alberg Tunnel**. , Engineering Foundation Conference, Shotcrete for Ground Support, Technical Report ACI- SP-54, 1976
- (35) MASON, R.E. **Conference Summary**. , Engineering Foundation Conference, Shotcrete for Ground Support, Technical Report ACI- SP-54, 1976
- (36) RABCEWICZ, L.V. **Princípios e modos de aplicação do Novo Método Austríaco de Abertura de Túneis com atenção particular às condições geotécnicas e topográfica brasileiras**” Publicação da Associação Brasileira de Geologia e Engenharia- ABGE, 1979
- (37) PUCCI, M. **Contribuição a uma melhor avaliação do uso do procreto em túneis**. Seminário promovido pelo DERSA, 1970.
- (38) SIMONDI, S.; NEGRO Jr., A.; KUPERMAN, S.C. **Utilização de concreto projetado como revestimento definitivo de túnel escavado em solo**. In: Colóquio sobre Concreto em Fundações e Obras Subterrâneas. Instituto Brasileiro do Concreto. São Paulo, 1982 49pp.

- (39) PALERMO, G.; MARQUES, E.L. **Controle e propriedades do concreto projetado empregado na Extensão Norte do Metropolitano de São Paulo**. In: 23 Reunião do Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), colóquio sobre Concreto em Fundações Subterrâneas. São Paulo, julho de 1982, 28pp.
- (40) PALERMO, G. **Concreto Projetado. A construção São Paulo**, São Paulo, números 2080 e 2081, p.39-42, 1987.
- (41) PALERMO, G. **Durabilidade do Concreto Projetado**. In: Primeiro Encontro Técnico do Comitê Brasileiro de Túneis, 1992. pp 23-64.
- (42) CREMONINI, R.A.; JOHN, V.N. **Avaliação da Durabilidade por Levantamento de Campo**. II Simpósio Nacional de Materiais de Construção sobre Durabilidade dos Materiais e Componentes da Construção Civil (EPUSP), outubro, 1988.
- (43) PALERMO, G. **Geometria do Concreto Durável**. *Revista Técnica*, 5, p.33-38, 1993.
- (44) PALERMO, G. **Durabilidade e Estanqueidade**. *Revista Técnica*, 18, p.32-36, set/out, 1995.
- (45) MEHTA, P.K. **Concrete, Structure, Properties, and Materials**. 2. ed., New Jersey. Prentice-Hall, 1986.
- (46) COUTINHO, A.S. **Fabrico e propriedades do Betão**. Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil- LNEC, v.1, set., 1973
- (47) POWERS, T.C. et al. **Permeability of Portland Cement Past.**, *Journal ACI*, Proceedings, v.51, n.3, nov., 1954. p.285-298
- (48) POWERS, T.C. **Structure and Physical Properties of Hardened Portland Cement Paste e Limitaciones del Criterio Reglamentario Clásico para la Durabilidad de las Estructuras. Posibilidades de Mejora**. Publicação pela revista Portland Cement Association, Bull. 94, 1958.
- (49) TORRENT, R.J. **Importancia de la Calidad del Recubrimiento para la Durabilidad de las Estructuras. Su evaluacion "in situ"**. Seminário Técnico de Concreto de Alto Desempenho e Durabilidade do Concreto, CB-18 da ABNT e CIMINAS SA, outubro, 1992.
- (50) MURATA, J. **Studies on the permeability of concrete**, Bull. RILEM, Mat.Const., Essais Rech., número 29, Dez.1965, p.47.
- (51) POWERS, T.C. **The Physical Structure and Engineering Properties of Concrete**. Publicação pela Research and Development Laboratories of the Portland Cement Association, Bull. 90, July 1958.

- (52) ABREU, J.V.; BINA, P.; PALERMO, G.; TORRENT, R.J. **Durabilidade das Estruturas: Novas Pesquisas superam preconceitos.**In: Seminário do Instituto Brasileiro do Concreto- IBRACON, Porto Alegre, 1995
- (53) MORGAN, D.R. Dry-Mix Silica Fume Shotcrete in Western Canada. **Concrete International**, p.24-32, jan., 1988
- (54) ASSOCIAÇÃO JAPONESA DE TECNOLOGIA DE TÚNEL. **Relatório de Pesquisa sobre concreto projetado**, Japão, 1980
- (55) OSTERREICHISCHER BETONVEREIN. **Guidelines on Shotcrete - Part 1: Application** Austrian concrete Society, january 1990. 35pp.
- (56) EUROPEAN FEDRATION OF NATIONAL ASSOCIATIONS OF SPECIALISTS CONTRACTORS AND MATERIAL SUPPLIERS FOR THE CONSTRUCTION INDUSTRY-EFNARC. **Specification for Sprayed Concrete- Final Draft**, oct., 1993
- (57) DURIEZ, M. Comment s opposer, avec efficacité, à la corrosion des armatures ou des fils d'acier, au sein des bétons armés ou précontraints. **Travaux**, Paris, n. 356, p. 618, Julho-Agosto 1964.
- (58) NEVILLE, A.M. **Propriedades do Concreto**. Trad. Salvador Eugênio Giammusso,. São Paulo, Editora Pini, 1982.
- (59) ONUMA, N.T., MENEZES, O.F., SCANDIUZZI,L., CASTELO BRANCO,J.E.S. e CELESTINO,T.B., 1985. **Propriedades do concreto projetado para aplicação como revestimento definitivo de escavações subterrâneas. Procedimentos**, Segundo Simpósio sobre Escavações Subterrâneas, ABGE, Rio de Janeiro, Nov., vol1, pp.545-552
- (60) READING, T. **Recommended Practice for Shotcreting**. ACI, Detroit, 1966
- (61) AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI manual of concrete practice: part 5** Guide to Shotcrete (ACI 506R-90). Reported by ACI Committee 506. Detroit, USA. 1984. 49pp
- (62) MORGAN, D.R.; McASKIL, N. Rocky Moutain Tunnels Lined with Steel Fiber Reinforce Shotcrete. **Concrete International**, p.33-38, december, 1984.
- (63) MORGAN, D.R.; BREMNER, T.W. Deteioration and Rehabilitation of Berth faces in Tidal Zones at the Port of Saint John, **Concrete International**, p.33-38, december, 1984.

- (64) MORGAN, D.R.; GUNNYON, G.K. **Rehabilitation of the Pier B-C Structure at Canada Place Trade and Convention Centre**, Vancouver, British Columbia, Canada, American Concrete Institute, Fall Convention, 1985, Seminar on Concrete Rehabilitation with Shotcrete, Chicago, Illinois, 1985
- (65) MORGAN, D.R. High Early Strength Blended-Cement Wet-mix Shotcrete, p.35-39. **Concrete International**, May, 1991.
- (66) MORGAN, D.R.; WOLSIEFER, J. **Wet-mix silica Fume Shotcrete: Effect of silica fume form**. Fourth CANMET-ACI International Conference on Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete, Istanbul, Turkey, May 3-8, 1992.
- (67) MORGAN, D.R. Steel Fibre Shotcrete for Support of Underground Openings in Canada. **Concrete International**, November, 1991.
- (68) MAIDL, B. **Workshop Johannesburg**, dez, 1989.
- (69) MAIDL, B. **Handbuch fur Spritzbeton**, editora Gluckauf, Essen, 1992
- (70) CHIOSSI, N.J. **Investigações sobre a Agressividade da Água Subterrânea no Metrô de São Paulo**, In: Segundo Congresso Internacional de Geologia de Engenharia, agosto 1974.
- (71) LEONARIDES, J.; COZZOLINO, V.M. As águas agressivas em CO₂ na cidade de São Paulo e o problema das construções enterradas. **Revista Instituto de Engenharia**, 1976.
- (72) TORRES, A.F. Mecanismo da Corrosão do Concreto pelas Águas Naturais Agressivas. Separata do Boletim da **Revista de Engenharia**, número 138, 1931.
- (73) MOLINARI, G. **Deterioração do Concreto provocada por Águas do Sub-solo contendo Anidrido Carbônico Agressivo**. Anais do Colóquio "Durabilidade do Concreto" Instituto Brasileiro do Concreto, Junho 1972.
- (74) PALERMO, G.; SARDINHA, V.L.A.; COUTINHO, P.T. **Shotcrete Durability**. Shotcrete Underground, International Tunnelling Association-ITA, Salszburg, spring, 1994
- (75) ALIVA **Hormigón Proyectado**. P. Teichert - E. Loich, td S/A-Avegno, Suíça. 1981. 89 pp.
- (76) FIGUEREDO, A.D. **Concreto Projetado: Fatores Intervenientes no Controle da Qualidade do Processo**. Dissertação apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Mestre em Engenharia, 1992.

- (77) BEAUPRÉ, D. **Rheology of High Performance Shotcrete**. Thesis Ph D, The University of British Columbia, Fev. 1994
- (78) RYAN, Timothy F. **Gunite a handbook for engineers**, Cement and Concrete Association, London, England, 1973. 63pp.

**RESULTADOS DO
PLANO DE PESQUISA DAS
POTENCIALIDADES DE RESISTÊNCIA
E DURABILIDADE DO
CONCRETO PROJETADO
VIA SECA E VIA ÚMIDA**

ANEXO A