INTERAÇÃO COM O MACIÇO DE
MODELOS ESTRUTURAIS DE CONCRETO
PROJETADO SUBMETIDOS A
GRADIENTES ELÉTRICOS
PARA FINS DE SUPORTE DE TÚNEIS

Volume I

Danieli Aparecida Ferreira

DEDALUS - Acervo - EESC

31100044222

Serviço de Pós-Graduação EESC/USP

EXEMPLAR REVISADO

Data de entrada no Serviço: 26 / 11 / 03

Ass.: *Leandra Cerqueira*

Tese apresentada à Escola de Engenharia de
São Carlos da Universidade de São Paulo,
como parte dos requisitos para obtenção do
título de Doutor em Geotecnia.

ORIENTADOR: Prof. Dr. Tarcisio Barreto Celestino

São Carlos
2003

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidata: Engenheiro **DANIELI APARECIDA FERREIRA**

Tese defendida e julgada em 10-09-2003 perante a Comissão Julgadora:

Prof. Dr. **TARCÍSIO BARRETO CELESTINO (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

Aprovada

Prof. Dr. **ANTÔNIO AIRTON BORTOLUCCI**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

aprovada

Prof. Dr. **FLÁVIO MASSAYUKI KUWAJIMA**
(Instituto Tecnológico de Aeronáutica/ITA)

APROVADO

Prof. Tit. **PAULO ROBERTO DO LAGO HELENE**
(Escola Politécnica/USP)

aprovado

Prof. Tit. **JOÃO BENTO DE HANAI**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

APROVADO

Prof. Assoc. **LAZARO VALENTIN ZUQUETTE**
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia

Profª. Assoc. **MARIA DO CARMO CALLURI**
Presidente da Comissão de Pós-Graduação da EESC

A Natasha e Bianca,
pelas alegrias do presente e do futuro.

Agradecimentos

Agradeço ao Prof. Dr. Tarcísio Barreto Celestino pelo privilégio de contar com sua competente orientação e pelas oportunidades a que tive acesso durante a realização desta pesquisa.

À Este Engenharia, na pessoa do Dr. João Duarte Guimarães Filho, pelos incentivos e entusiasmo ao desenvolvimento desta pesquisa, pelo empréstimo do equipamento de projeção de concreto e pelas inestimáveis informações fornecidas para o estabelecimento da infra-estrutura de produção de concreto projetado da Escola de Engenharia de São Carlos.

À Holcim Brasil, na pessoa do Eng. José Eduardo Kattar, pelo fornecimento de todo o cimento utilizado nesta pesquisa, e ao Eng. Francisco Mezzallira, por viabilizar o contato.

À Pedreira Riuma pela doação do agregado.

À Sansuy e ao Eng. Angelo Yuguchi pelo dimensionamento, confecção e doação das bolsas infláveis para aplicação de carregamento.

Ao Dr. Alberto Ortigão e ao Dr. Berrie Sellers pela oportunidade de realizar meu treinamento na GEOKON e a Tony Simmond, Mike McDonough e Brian Borwn pelas informações transmitidas e pela agradável estadia em New Hampshire.

Ao Prof. Dr. Flávio Kuwajima do Instituto Tecnológico de Aeronáutica (ITA), pela inestimável ajuda na área de instrumentação de túneis, por transmitir sua experiência no estudo do concreto projetado e por sua postura sempre motivadora.

Ao Prof. Dr. Antonio Domingues de Figueiredo, pelas valorosas contribuições a este trabalho, por compartilhar sua experiência em concreto projetado, pelo incentivo a esta pesquisa e pelo empréstimo dos penetrômetros.

Ao Dr. Yoshiro Kihara por ativar o convênio de pesquisa entre a Universidade de São Paulo e a ABCP (Associação Brasileira de Cimento Portland) para obtenção e interpretação das imagens de Microscopia Eletrônica e análise de Difração de Raio X e ao Geól. Marcelo Pecchio pela inestimável ajuda prestada nas análises de microestrutura.

À Prof. Dr. Maria Alba Cincotto, pelo incentivo no estudo da Química do Cimento e pelas valiosas discussões.

Ao Prof. Dr. Paulo Monteiro, da Universidade da Califórnia, Berkeley, pelas discussões sobre os fenômenos responsáveis pelo acréscimo de resistência do concreto.

Ao Prof. Maximiliano Malite pelo dimensionamento dos pórticos e ao Prof. Dr. Rodrigo Mello Porto pelo empréstimo da bomba d'água, em especial ao Sr. Edson, do Laboratório de Hidráulica da EESC-USP.

À Prefeitura do Campus da EESC – USP, pela liberação das área para realização dos experimentos de campo.

A todos aqueles que trabalharam comigo na fase de campo: mangoteiros Manoel Alves do Nascimento, Antônio dos Santos (Pajaraca), Antônio José Alves de Lima (Ceará), pelo cuidado com que conduziram os experimentos e aos ajudantes Roberto dos Santos e Marcos Valério, muito obrigada.

Ao Setor de Transportes da EESC – USP, pelos diversos serviços prestados de transporte de equipamentos: Sr. Paulo Romano, Sr. Orlando, Melina, Wladimir e Sônia.

Aos professores do Departamento de Geotecnia, pela minha formação.

Aos funcionários do Departamento de Geotecnia, sempre tão atenciosos e prestativos: José Luiz, Oscar, Décio e Sr. Antônio, Álvaro, Maristela, Neiva e Herivelto.

Aos amigos do grupo de Mecânica das Rochas pela convivência nestes oito anos: Maria da Consolação, Andreu Sanchez, Maurício Giambastiani, aos amigos Jorge Avelar e Edmundo Talamini Neto, em especial ao Prof. Dr. Paulo Cavalcante Lins (UFBA) e Ricardo Gomes pelo auxílio nas simulações computacionais.

Aos todos os colegas do Departamento de Geotecnia que estiveram comigo nos últimos oito anos, e principalmente aos amigos Sayonara Brederode Ferreira, Kleber Dourado (Baiano), Jeselay Reis, Sandra Fernandes da Silva, Ana Paula Fontana Vianna e Adriana Ahrendt Talamini.

Aos amigos Paulo Ivo Queiroz (PI) e Rolando Enrique Zea pelo apoio nas análises finais desta tese.

Em especial gostaria de agradecer aos amigos Prof. Dr. Antônio Airton Bortolucci e ao Eng. Benedito Osvaldo de Souza, pelo competente apoio técnico e principalmente pela presença amiga nas fases mais difíceis deste trabalho.

À FAPESP pelo apoio financeiro a minha bolsa de doutorado (Processo FAPESP 98/02595-4) e pelo financiamento do programa experimental de campo (Processo FAPESP 00/01421-0), sem o qual esta pesquisa não teria sido realizada.

Sumário

Resumo	I
Abstract	II
Lista de Figuras	III
Lista de Tabelas	XVII

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO	
1.1 - Considerações iniciais	1
1.2 - Objetivos	3
1.3 - Motivação ao tema	4
1.4 - Histórico do método de aumento de resistência de concretos jovens utilizando gradientes elétricos	8
1.5 - Organização da tese	9

CAPÍTULO 2

CONCRETO PROJETADO EMPREGADO COMO SUPORTE DE TÚNEIS: COMPORTAMENTO DO MATERIAL

2.1 - Considerações iniciais	13
2.2 - Considerações sobre o processo de hidratação do cimento	14
2.3 - Solicitação e comportamento do suporte em concreto projetado	15
2.4 - Importância do comportamento dependente do tempo do concreto projetado na segurança de obras subterrâneas	22
2.5 - Efeito do carregamento a pequenas idades	28
2.6 - Comportamento dependente do tempo do concreto projetado: evolução das propriedades mecânicas	33
2.6.1 - Relação tensão-deformação	34
2.6.2 - Resistência à compressão	35
2.6.3 - Módulo de elasticidade e Coeficiente de Poisson	39
2.6.4 - Resistência à tração e tensão de plastificação	43

CAPÍTULO 3

COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO E REOLOGIA DO CONCRETO PROJETADO

3.1 - Considerações iniciais	45
3.2 - Definição das parcelas de deformações	46
3.3 - Modelos reológicos para o concreto projetado	49
3.3.1 - Deformações independentes de tensões	50
3.3.2 - Deformações dependentes de tensões	57
3.3.2.1 - Modelos reológicos simplificados	58
3.3.2.2 - Modelo reológico de SCHUBERT (1988)	60
3.3.2.3 - Modelo reológico de MESCHKE (1996)	64
3.3.2.4 - Modelo reológico de HELLMICH (1999)	67
3.3.2.4 - Extensão do modelo de HELLMICH (1999) para modelagem do comportamento frágil do concreto projetado	68
3.4 - Estudo experimental do concreto projetado: resultados e aplicação dos modelos reológicos	69
3.4.1 - Programa experimental de HUBER (1991)	70
3.4.2 - Programa experimental de KUWAJIMA (1991)	72
3.4.3 - Programa experimental desenvolvido na Universidade de Leoben (Áustria)	80

CAPÍTULO 4

ESTUDO DO COMPORTAMENTO DO CONCRETO PROJETADO EM ESCALA REAL: A INSTRUMENTAÇÃO DE TÚNEIS E OS MODELOS ESTRUTURAIS

4.1 - Considerações iniciais	91
4.2 - A instrumentação de túneis	92
4.2.1 - Relato de casos históricos	92
4.2.2 - Considerações sobre a instrumentação do suporte em concreto projetado	94
4.3 - Comportamento do suporte em concreto projetado a partir da instrumentação	97
4.4 - Modelos estruturais	106
4.4.1 - Modelo estrutural de HOLMGREN (1976)	107
4.4.2 - Modelo estrutural de FERNANDEZ-DELGADO et al. (1976)	110
4.4.3 - Modelo estrutural de CHANG (1994)	113
4.4.4 - Modelo estrutural de MORCH (1993)	115
4.4.5 - Modelo estrutural de TANNANT et al. (1996)	116

4.4.6 – Considerações sobre os modelos estruturais discutidos	117
---	-----

CAPÍTULO 5

NOÇÕES DE QUÍMICA DO CIMENTO E MICROESTRUTURA DO CONCRETO

5.1 - Considerações iniciais	118
5.2 - Cimento Portland e suas fases constituintes	119
5.3 - Estágios da hidratação	120
5.4 - Fases constituintes do cimento: hidratação e produtos	121
5.5 - Hidratação do cimento	125
5.6 - Efeito da temperatura sobre as reações de hidratação e microestrutura do concreto	128

CAPÍTULO 6

PROGRAMA EXPERIMENTAL DESENVOLVIDO EM LABORATÓRIO

6.1 - Considerações iniciais	133
6.2 - Procedimento do ensaio	134
6.3 - Descrição dos materiais utilizados	135
6.3.1 - Cimentos	135
6.3.2 - Agregados	137
6.3.3 - Eletrodos	138
6.4 - Apresentação e análise dos resultados obtidos nos ensaios de compatibilidade	140
6.4.1 - Cimentos	140
6.4.2 - Agregados	144
6.4.3 - Eletrodos em vergalhão de ferro	146
6.5 - Avaliação mecânica dos ensaios de compatibilidade	150
6.5.1 - Resistência de concretos com idades menores que 10 h	150
6.6 - Estudo do problema escala	155
6.6.1 - Comportamento durante a aplicação do Gradiente Elétrico	156
6.6.2 - Resistência a compressão a pequenas idades	163
6.7 - Comportamento do gradiente elétrico em relação aos materiais selecionados	166
6.8 - Considerações sobre o programa experimental em laboratório	173

CAPÍTULO 7

PROGRAMA EXPERIMENTAL DESENVOLVIDO EM CAMPO: PLACAS E PAINÉIS

7.1 - Considerações iniciais	174
7.2 – Descrição do programa experimental	175
7.3 – Ajuste do traço	182
7.4 – Efeito do gradiente elétrico sobre as propriedades mecânicas	184
7.4.1 - Comportamento durante a ação do gradiente elétrico	185
7.4.2 – Comportamento mecânico	190
7.5 – Deformações independentes de tensões	195
7.5.1 – Comportamento da temperatura durante a ação do gradiente elétrico	196
7.5.2 – Comportamento das deformações durante a ação do gradiente elétrico	200
7.5.3 – Comportamento das deformações após a aplicação do gradiente elétrico	205
7.5.4 – Considerações sobre o efeito das variações ambientais sobre as deformações independentes de tensões do concreto projetado	215
7.5.5 – Identificação das parcelas de deformações por elevação de temperatura e deformações de retração	217
7.6 – Estudo da anisotropia do concreto projetado	223
7.7 – Energia elétrica consumida	226

CAPÍTULO 8

PROGRAMA EXPERIMENTAL DESENVOLVIDO EM CAMPO: MODELOS ESTRUTURAIS

8.1 - Considerações iniciais	227
8.2 – Modelos Estruturais propostos para simular a interação solo-concreto projetado em túneis	228
8.3 – Definição da história de carregamento para os Modelos Estruturais	230
8.3.1 - Cadastro de obras da região de São Paulo	231
8.3.2 - Parâmetros utilizados na simulação numérica	242
8.3.3 - Resultados da simulação numérica	246
8.4 – Descrição do sistema de carregamento dos modelos estruturais	249
8.4.1 - Modelo Estrutural I	249
8.4.2 - Modelo Estrutural II	252
8.5 - Programa de instrumentação	256
8.6 – Fase de execução em campo - Modelo Estrutural I	261

8.6.1 – Descrição do experimento	263
8.6.2 – Comportamento durante a ação do gradiente elétrico: corrente elétrica e resistência.....	268
8.6.3 – Deformações durante a ação do gradiente elétrico e resposta frente aos carregamentos	271
8.6.3.1 - Talude S 1	271
8.6.3.2 - Talude S 2	279
8.6.3.3 - Talude S 3	284
8.6.3.4 - Talude S 4	291
8.6.3.5 - Considerações sobre os resultados obtidos	298
8.6.4 – Deformações independentes de tensões	299
8.6.5 – Resistência à Compressão e Módulo de Elasticidade: efeito dos carregamentos	304
8.7 – Fase de execução em campo - Modelo Estrutural II	311
8.7.1 – Execução do Modelo Estrutural II em campo	311
8.7.2 – Poço 1: <i>Referência</i>	315
8.7.3 – Poço 2: <i>Gradiente elétrico</i>	320
8.7.4 – Resultados de deformações e tensões	323
8.7.4.1 – Poço 1: <i>Referência</i>	323
8.7.4.2 – Poço 2: <i>Gradiente elétrico</i>	328

CAPÍTULO 9

RETROANÁLISE DOS RESULTADOS DOS MODELOS ESTRUTURAIS

9.1 - Considerações iniciais	334
9.2 - Ensaio Modelo Estrutural I – Taludes	335
9.2.1 - Coeficiente de Poisson	335
9.2.2 - Módulo de Elasticidade Instantâneo e no Descarregamento	336
9.2.3 - Reologia do concreto projetado	340
9.2.3.1 - Parcelas de deformação	340
9.2.3.2 - Considerações sobre o modelo reológico de SCHUBERT (1988)	342
9.2.3.3 - Aplicação do modelo reológico de SCHUBERT (1988) aos resultados do programa experimental	343
9.3 – Ensaio Modelo Estrutural II – Poços	354

CAPÍTULO 10

INVESTIGAÇÃO DOS FATORES QUE PROVOCAM ACRÉSCIMOS DE RESISTÊNCIA NOS CONCRETOS SUBMETIDOS A GRADIENTES ELÉTRICOS

10.1 - Considerações iniciais	365
10.2 - Evolução de calor registrado em pastas submetidas a gradientes elétricos	366
10.3 - Análises com Microscopia Eletrônica de Varredura	370
10.3.1 – Microestrutura com 8 h de idade	371
10.3.2 – Microestrutura com 1 dia de idade	374
10.3.3 – Microestrutura com 3 dias de idade	377
10.3.4 – Microestrutura em maiores idades	377
10.4 - Difratometria de Raio X	382
10.4 - Considerações sobre o efeito do gradiente elétrico na hidratação dos compostos do cimento	386

CAPÍTULO 11

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	387
---	-----

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	400
----------------------------------	-----

APÊNDICE A - Composição química dos cimentos utilizados	413
APÊNDICE B - Instrumentação utilizada no concreto projetado	414
APÊNDICE C - Variações climáticas ocorridas durante os experimentos em Placas e Painéis de concreto projetado	434
APÊNDICE D - Resultados do Penetrômetro Meynadier dos concretos projetados do Modelo Estrutural I – Taludes	437
APÊNDICE E - Características das pastas e argamassas utilizadas nas análises de Difração de Raio X e Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV)	439

Resumo

FERREIRA, D. A. (2003) - *Interação com maciço de modelos estruturais de concreto projetado submetidos a gradientes elétricos para fins de suporte de túneis*. São Carlos, 2003. 443 p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Esta pesquisa apresenta os resultados obtidos com o emprego de um método físico para aumento da resistência de concretos projetados a pequenas idades. O método consiste na aplicação de gradientes elétricos ao material logo após a projeção, sendo mantido nas primeiras 5:30 h de hidratação.

O comportamento mecânico do concreto projetado submetido a gradientes elétricos foi analisado em termos da resistência à compressão e módulo de elasticidade a partir da resposta de modelos estruturais e de amostras extraídas de estruturas projetadas em diferentes idades. Os modelos estruturais foram desenvolvidos para simular esforços ao concreto projetado semelhantes àqueles resultantes da interação solo-suporte em obras subterrâneas. A projeção do concreto nestes modelos ocorreu diretamente sobre o solo, permitindo assim a análise da eficiência do método sob condições de fuga de corrente elétrica para o maciço em diferentes tipos de solos. A instrumentação destes modelos permitiu analisar a eficiência do método sobre a deformabilidade do concreto projetado, sendo medidas as evoluções de deformações elásticas e deformações de fluência ao longo do tempo bem como deformações independentes de tensões desde as primeiras horas de hidratação.

Constatarem-se acréscimos na resistência nas primeiras 8 h de idade do concreto projetado em projeção sobre placas de madeira e diretamente sobre o solo. O módulo de elasticidade obtido a partir da instrumentação da resposta instantânea ao carregamento também constatou melhorias pela aplicação do gradiente elétrico. A reologia do concreto projetado, a partir das parcelas de deformações instantânea, retardada e lenta foi analisada utilizando-se o modelo proposto por SCHUBERT (1988). Melhorias foram observadas na resposta em termos de deformações do concreto projetado quando submetidos ao gradiente elétrico, apresentando menores taxas de evolução de deformações lentas em resposta a carregamentos iniciados em idades inferiores a 10 h e redução da parcela de deformação permanente frente ao descarregamento.

A investigação dos fatores que provocam acréscimos na resistência a pequenas idades pela aplicação de gradientes elétricos a pastas e argamassas foi realizada utilizando-se técnicas de Microscopia Eletrônica de Varredura e Difratometria de Raio X. Constatarem-se alterações na microestrutura de argamassas submetidas a gradiente elétrico, sem alteração nos compostos hidratados. Alterações na taxa de hidratação foram evidenciadas pela comparação de padrões difratométricos entre pastas submetidas a gradientes elétricos e pastas de referência.

Palavras-chave: concreto projetado, túneis, gradiente elétrico, reologia, instrumentação, modelos estruturais, Microscopia Eletrônica de Varredura, Difração de Raio X.

Abstract

FERREIRA, D. A. (2003) - *Interaction of ground mass and shotcrete structural models subjected to electric gradient for tunnel support*. São Carlos, 2003. 443 p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

This work presents the results obtained by employing a physical method for the strength increase of shotcrete at early age. The method consists of applying electric gradient to the material during the first 5 ½ hours of hydration, starting immediately after spraying.

The mechanical behavior of shotcrete subjected to electric gradient was evaluated at different ages in terms of unconfined compressive strength and elastic modulus obtained from the response of structural models and on samples cored from the structural models. Shotcrete structural models were constructed in order to simulate internal forces resulting from ground mass - support interaction in underground works. Shotcrete in these models was sprayed directly on soil. It was thus possible to analyze the efficiency of the method when leakage currents occur through the soil. Model instrumentation allowed to evaluate the method efficiency in terms of shotcrete deformability. The evolution of elastic and creep strains were evaluated, as well as stress-independent strains since the beginning of hydration.

Strength increase during the first 8 hours of age were observed both on panels shotcreted on wooden forms and directly on soil. The elastic modulus was also obtained from the analysis of the instantaneous strain response to the applied load. Improvement due to electric gradient was also found this way. Shotcrete rheology in terms instantaneous, delayed and creep strains was analyzed adopting the model proposed by SCHUBERT (1988). Improvement due to the electric gradient was found with respect to each of those strain components resulting from load applied at ages lower than 10h. Permanent strain after unloading was also reduced.

The investigation of the phenomena responsible for the strength increase at early age due to the application of electric gradient to cement paste and mortar was carried out with the techniques of scanning electron microscope and X-ray diffraction. Microstructure changes were found in mortar specimens subjected to electric gradient, however without any change of hydrated products. Hydration rate changes were detected from diffractometric patterns of cement pastes subjected to electric gradient.

Key words: shotcrete, tunnels electric gradient, rheology, instrumentation, structural models, scanning electron microscope, X-ray diffraction.

Lista de Figuras

FIGURA 1.1 - Esquema do equipamento utilizado para aplicação de gradientes elétricos ao concreto fresco (FERREIRA 1997)	5
FIGURA 1.2 - Resistências à Compressão em amostras com idades até 12 horas (FERREIRA, 1997)	6
FIGURA 1.3 - Evolução da resistência à compressão até 28 dias de idade. Concretos submetidos ao gradiente elétrico 1,7 V/cm (FERREIRA, 1997)	6
FIGURA 1.4 - Diferenças na taxa de endurecimento: concretos submetidos a elevação de temperatura com gradiente elétrico e concretos submetidos à mesma elevação de temperaturas sem gradiente elétrico (FERREIRA, 1997)	7
FIGURA 2.1 - Microestrutura do concreto (MANG, 1998)	15
FIGURA 2.2 - Ilustração hipotética da interação entre o concreto projetado e a frente de escavação (CHANG, 1994)	16
FIGURA 2.3 - Influência dos lances com maior idade do concreto projetado sobre a estabilidade da frente de escavação. (CHANG, 1994)	16
FIGURA 2.4 - Mecanismo de carregamento do suporte junto à frente de escavação, por avanço da frente (CELESTINO, 1992).	17
FIGURA 2.5 - Tensões atuantes sobre o suporte em concreto projetado: túneis escavados em NATM (PÖTTLER, 1990.a e b, 1993)	18
FIGURA 2.6 - Evolução das tensões normais em revestimentos de concreto projetado derivadas das análises tri-dimensionais de ROKHAR & LUX (1985) (HEINZ & ROCHA, 1990)	20
FIGURA 2.7 - Tensão sobre o concreto projetado em túneis rasos (sem relaxação de tensões) PÖTTLER, 1993)	20
FIGURA 2.8 - Efeito da deformação de ruptura sobre a interação com o suporte. (PAN & HUANG, 1994)	21
FIGURA 2.9 - Comportamento do concreto projetado para diferentes velocidades de escavação (CELESTINO, 1992 e CELESTINO & GUIMARÃES, 1994)	23
FIGURA 2.10 - Efeito das diferentes taxas de endurecimento do concreto projetado sobre a segurança do projeto (CHANG, 1994).	25
FIGURA 2.11 - Efeito da rigidez do concreto projetado sobre a magnitude das cargas no suporte de túneis (HEINZ & ROCHA, 1990).	26
FIGURA 2.12 - Efeito do módulo de elasticidade do concreto sobre o esforço compressivo: concreto projetado e concreto moldado (GOMES, 1999)	27

FIGURA 2.13 - Evolução da resistência à compressão do concreto projetado quando submetido a carregamento precoce e história do carregamento. (HUBER, 1991 apud MESCHKE et al., 1996)	30
FIGURA 2.14 - Resposta em termos de deformação do concreto projetado quando submetido ao carregamento precoce (HUBER, 1991 apud MESCHKE et al., 1996)	31
FIGURA 2.15 - Deformações medidas em concretos submetidos a carregamentos precoces (comparação entre diferentes idades de carregamento). Resultados de KUWAJIMA (1991)	32
FIGURA 2.16 - Comportamento tensão-deformação de concretos projetados submetidos à ensaios de compressão uniaxiais e triaxiais (AYDAN et al., 1992)	35
FIGURA 2.17 - Penetrômetro de Profundidade Constante empregado por PRUDÊNCIO (1993)	36
FIGURA 2.18 - Reunião de resultados de campo da resistência à compressão do concreto projetado: adequação a modelos de evolução de resistência.	39
FIGURA 2.19 - Crescimento do módulo de elasticidade do concreto projetado por CHANG (1994), com base nos ensaios de HUBER (1991) e FISCHNALLER (1992)	40
FIGURA 2.20- Módulos de elasticidade obtidos por KUWAJIMA (1991) e MÜLLER (2001): comparação com a curva de ajuste obtida por CHANG (1994) para os resultados de HUBER (1991), FISCHNALLER (1992)	41
FIGURA 2.21 - Evolução do coeficiente de Poisson obtido por SEZAKI et al. (1992) e resultados experimentais de KUWAJIMA (1991).	42
 FIGURA 3.1 - Evolução do coeficiente de expansão térmica do concreto convencional. Resultados da literatura	52
FIGURA 3.2 - Estimativa das deformações por temperatura: evolução de temperatura medida em campo e coeficientes de expansão térmica de concretos convencionais (dados da literatura)	55
FIGURA 3.3 - Retração plástica em função da idade (VIRONNAUD, 1960)	56
FIGURA 3.4 - Deformações independentes de tensões: evolução das deformações por temperatura e retração por SCHUBERT (1988)	57
FIGURA 3.5 - Parcelas de deformações consideradas no modelo para estudo do comportamento reológico do concreto projetado proposto por SCHUBERT (1988)	60
FIGURA 3.6 - Variação do fator f em função do tempo, obtida experimentalmente por ALDRIAN (1991)	63
FIGURA 3.7 - Verificação do modelo visco-plástico de MESCHKE (1996): aplicação aos resultados experimentais de HUBER (1991)	70

FIGURA 3.8 - Parâmetros para calibração do modelo termo-químico-mecânico de HELLMICH (1999) obtidos a partir dos resultados experimentais de HUBER (1991): evolução em função da hidratação	71
FIGURA 3.9 - Resultados dos ensaios de deformação lenta obtidos por KUWAJIMA (1991). Carregamentos com 4 h, 1 e 7 dias (<i>modificada</i>)	74
FIGURA 3.10 - Retroanálise do ensaios de deformação lenta de KUWAJIMA, (1991, <i>modificada</i>)	75
FIGURA 3.11 - Parâmetros de deformação específica final e viscosidade obtido nos ensaios de KUWAJIMA (1991, <i>modificada</i>)	76
FIGURA 3.12 - Variação da temperatura em função do tempo nas amostras de laboratório moldadas por KUWAJIMA (1991)	78
FIGURA 3.13 - Deformação e temperatura registrada nos concretos sem carregamento: coeficiente de deformação térmica calculados nos ensaios de laboratório de KUWAJIMA (1991)	79
FIGURA 3.14 - Deformações independentes de tensões medidas em amostras de laboratório: diferentes condições de cura (KUWAJIMA, 1991)	79
FIGURA 3.15 - Extração das amostras e situação de carregamento aplicado nos ensaios do programa experimental da Universidade de Leoben (GALLER 1997, <i>modificada</i>)	81
FIGURA 3.16 - Ensaio de compressão simples com curta duração em amostras de concreto projetado com 8 h de idade. (GOLSER et al., 1995)	82
FIGURA 3.17 - Ensaio para medida de retração das amostras: medidas transversais e longitudinais (GOLSER et al., 1995)	83
FIGURA 3.18 - Ensaio com deformação controlada: direções transversal e longitudinal. (GOLSER et al., 1995)	83
FIGURA 3.19 - Ensaio de longa duração com tensão controlada: carregamento em estágios. (GOLSER et al., 1995)	84
FIGURA 3.20 - Ensaio de longa duração com três níveis de deformação controlada e medidas das tensões correspondentes (GALLER 1997)	85
FIGURA 3.21 - Esquema de instrumentação empregada por MÜLLER (2001) para estudo da deformação lenta do concreto projetado jovem.	86
FIGURA 3.22 - Retração no concreto projetado medida por MÜLLER (2001) ...	87
FIGURA 3.23 - História de carregamento e deformações medidas em ensaios de campo realizados por MÜLLER (2001). Carregamento com 3,5 h de idade	89
FIGURA 3.24 - História de carregamento e deformações medidas no ensaio de laboratório realizados por MÜLLER (2001). Carregamento com 8 h de idade	89
 FIGURA 4.1 - Fator de concentração de tensões para diferentes características dos equipamentos e módulo de elasticidade variável em função da idade do concreto projetado (KUWAJIMA, 1991)	 96

FIGURA 4.2 - Deformações medidas na fibra interna e externa da camada de concreto projetado no túnel Langen (Áustria) com <i>stress-meter</i> (SSM-1). GOLSER et al. (1989)	99
FIGURA 4.3 - Tensões retroanalizadas utilizando o modelo de SCHUBERT (1988) a partir de deformações medidas no concreto projetado no túnel Langen (Áustria). GOLSER et al. (1989)	99
FIGURA 4.4 - Deformações medidas na fibra interna e externa da camada de concreto projetado no Metrô de Viena (Áustria) com <i>stress-meter</i> . GOLSER et al. (1989)	100
FIGURA 4.5 - Deformações de retração medidas no suporte em concreto projetado no Metrô de Viena (Áustria) em diferentes pontos na seção transversal do túnel. GOLSER et al. (1989)	101
FIGURA 4.6 - Localização dos sensores de deformação para medida de tensão no metrô de Edmonton (KUWAJIMA, 1991)	102
FIGURA 4.7 - Deformações e temperaturas registradas em diferentes posições ao longo da seção transversal do Túnel de Edmonton. (KUWAJIMA 1991, <i>modificada</i>)	104
FIGURA 4.8 - Deformações de retração registradas em diferentes posições ao longo da seção transversal do Túnel de Edmonton. (KUWAJIMA, 1991).	106
FIGURA 4.9 - Esquema do ensaio em escala realizado nos estudos de HOLMGREN (1976)	108
FIGURA 4.10 - Ensaio em configuração em arco ensaiados por HOLMGREN (1976)	109
FIGURA 4.11 - Configuração dos ensaios em modelos estruturais de FERNANDEZ-DELGADO et al. (1976) e situações de campo representadas	112
FIGURA 4.12 - Modelo estrutural e posicionamentos dos medidores de convergência no para medida deslocamentos radiais. Modelo estrutural de CHANG (1994)	114
FIGURA 4.13 - Dispositivo de ensaio desenvolvido por MORCH (1993) para estudo em Modelos Estruturais de concreto projetado com fibras. Configuração unidirecional	116
FIGURA 5.1 - Curva calorimétrica para a alita (C_3S) e aluminato (C_3A) (JAWED et al. 1983 POMMERSHEIM & CHANG <i>apud</i> CAMARINI 1995)	122
FIGURA 5.2 - Representação esquemática da hidratação do cimento em função das curvas de calorimetria (JAWED et al. 1983 <i>apud</i> CAMARINI 1995)	122
FIGURA 5.3 - Desenvolvimento estrutural durante a hidratação do cimento (SCRIVENER, 1984)	127
FIGURA 5.4 - Curvas calorimétricas para a hidratação do cimento Portland a elevadas temperaturas (SCRIVENER & WIEKER, 1992)	128

FIGURA 5.5 - Curvas calorimétricas e de grau de hidratação em valores relativos (REGOURD & GAUTIER 1980, GAUTIER & REGOURD 1982) ...	129
FIGURA 5.6 - Grau de hidratação do cimento, em função do tempo e da temperatura. (KJELSEN & DETWILER, 1992)	130
FIGURA 6.1 - Agregado granítico empregado nos ensaios e agregado basáltico empregado nos ensaios de FERREIRA (1997)	138
FIGURA 6.2 - Configuração do eletrodo em tela galvanizada utilizado por FERREIRA (1997)	138
FIGURA 6.3 - Configuração do eletrodo em vergalhão de ferro empregado no ensaio	139
FIGURA 6.4 - Concretos moldados com cimentos CP II E 32 e CP III RS submetidos ao Gradiente Elétrico = 1,3 V/cm (Corrente Elétrica)	141
FIGURA 6.5 - Concretos moldados com cimentos CP II E 32 e CP III RS submetidos ao Gradiente Elétrico = 1,7 V/cm (Corrente elétrica)	141
FIGURA 6.6 - Concretos moldados com diferentes tipos de cimentos e submetidos a Gradientes Elétricos: efeitos sobre a corrente elétrica	142
FIGURA 6.7 - Concretos moldados com cimentos CP II E 32 e CP III RS submetidos ao Gradiente Elétrico = 1,3 V/cm (Elevação de temperatura)	143
FIGURA 6.8 - Concretos moldados com cimentos CP II E 32 e CP III RS submetidos ao Gradiente Elétrico = 1,7 V/cm (Elevação de temperatura)	143
FIGURA 6.9 - Concretos moldados com diferentes tipos de cimentos submetidos a Gradientes Elétricos: efeitos sobre a corrente elétrica	144
FIGURA 6.10 - Concretos moldados com cimento CP II F 32 e agregado graníticos: efeitos sobre a corrente elétrica e a temperatura (Gradiente Elétrico = 1,7 V/cm)	145
FIGURA 6.11 - Variação da relação entre acréscimos de temperatura e potência elétrica fornecida ao longo do tempo para os concretos moldados com o cimento CP II F 32 e agregados graníticos e basálticos	146
FIGURA 6.12 - Comportamento da corrente elétrica quando se aplica o gradiente elétrico com eletrodos em vergalhão de ferro	148
FIGURA 6.13 - Comportamento da temperatura quando se aplica o gradiente elétrico com eletrodos em vergalhão de ferro	148
FIGURA 6.14 - Efeito de diferentes materiais de eletrodo sobre a corrente elétrica: Gradientes elétricos 1,3 e 1,7 V/cm	149
FIGURA 6.15 - Efeito de diferentes materiais de eletrodo sobre a temperatura: Gradientes elétricos 1,3 e 1,7 V/cm	149
FIGURA 6.16 - Resistência à cravação (I_p) apresentado pelos concretos moldados com cimentos CP II E 32 e CP III RS. Concretos submetidos a gradientes elétricos e concretos de referência	151

FIGURA 6.17 - Resistência à cravação medida em concretos moldados com diferentes cimentos submetidos a gradientes elétricos 1,3 e 1,7 V/cm	152
FIGURA 6.18 - Resistência à cravação (I_p) de concretos moldados com o cimento CP II F 32 e agregados graníticos, submetidos ao Gradiente Elétrico = 1,7 V/cm	152
FIGURA 6.19 - Comparação entre Resistência à cravação (I_p) de concretos moldados com o cimento CP II F 32 e diferentes agregados	153
FIGURA 6.20 - Resistência à cravação (I_p) de concretos moldados com o cimento CP II F 32 submetidos ao Gradiente Elétrico = 1,7 V/cm aplicado com eletrodos em vergalhão de ferro	154
FIGURA 6.21 - Comparação entre Resistência à cravação (I_p) de concretos moldados com o cimento CP II F 32 e submetido a gradientes elétricos com eletrodos em tela galvanizada e vergalhão de ferro	154
FIGURA 6.22 - Comportamento da corrente elétrica e temperatura nos ensaios em formas com dimensões 5 x 24 x 24 cm (Escala I). Gradiente elétrico = 1,7 V/cm	156
FIGURA 6.23 - Corrente elétrica registrada nos concretos moldados em formas com dimensões 5 x 35 x 35 cm (Escala II). Gradientes elétricos = 0,87, 1,30 e 1,70 V/cm	158
FIGURA 6.24 - Temperatura registrada nos concretos moldados em formas com dimensões 5 x 35 x 35 cm (Escala II). Gradientes elétricos = 0,87, 1,3 e 1,7 V/cm	159
FIGURA 6.25 - Comportamento da corrente elétrica e temperatura nos ensaios em formas com diferentes dimensões. Gradiente elétrico = 1,7 V/cm	161
FIGURA 6.26 - Efeito da dimensão da peça de concreto sobre a corrente elétrica (densidade de corrente elétrica) e a temperatura. Gradiente elétrico = 1,7 V/cm	152
FIGURA 6.27 - Resistência a pequenas idades registrada nos concretos moldados em formas Escala I. Gradiente elétrico = 1,7 V/cm	164
FIGURA 6.28 - Resistência a pequenas idades registrada nos concretos moldados em formas Escala II. Gradientes elétricos = 1,3 e 1,7 V/cm	165
FIGURA 6.29 - Comportamento da corrente elétrica e temperatura nos concretos moldados com a mistura Tr submetidos ao gradiente elétrico 1,70 V/cm. Formas tradicionais	168
FIGURA 6.30 - Comportamento da corrente elétrica e temperatura nos concretos moldados com a mistura Tr submetidos ao gradiente elétrico 1,70 V/cm. Formas Escala I	169
FIGURA 6.31 - Comportamento da corrente elétrica e temperatura nos concretos moldados com a mistura Tr submetidos ao gradiente elétrico 1,70 V/cm. Formas Escala II	170

FIGURA 6.32 - Efeito das dimensões do concreto sob o comportamento da corrente elétrica (densidade de corrente) e temperatura. Concretos moldados com o cimento CP II E 32, agregados graníticos eletrodos em vergalhão de ferro. Gradiente Elétrico = 1,7 V/cm	172
FIGURA 7.1 - Esquema das Placas e Painéis utilizados para estudo do concreto projetado	176
FIGURA 7.2 - Placas e Painéis utilizados nos ensaios em concreto projetado	177
FIGURA 7.3 - Configuração dos eletrodos utilizados para aplicação do gradiente elétrico nos ensaios em <i>Placas</i> e <i>Painéis</i>	177
FIGURA 7.4 - <i>Placas, Painéis</i> com eletrodos instalados pouco antes da projeção	178
FIGURA 7.5 - Máquina de concreto projetado da ESTE Engenharia utilizada para confecção do concreto projetado das placas e painéis	179
FIGURA 7.6 - Compressor de ar da CHICAGO PNEUMATIC (capacidade de 360 p.c.m.) utilizando em conjunto com a máquina de concreto projetado para confecção do concreto projetado das placas e painéis	179
FIGURA 7.7 - Esquema da instrumentação em <i>Placas</i> para medida de deformações independentes de tensões do concreto projetado	181
FIGURA 7.8 - Esquema da instrumentação em <i>Painéis</i> para medida de deformações independentes de tensões no concreto projetado submetido a gradientes elétricos	182
FIGURA 7.9 - <i>Painel</i> e <i>Placa</i> de referência recém projetadas	185
FIGURA 7.10 - Comportamento da corrente elétrica e da temperatura nas Placas de concreto projetado. Gradientes elétricos 1,55 V/cm e 1,05 V/cm	186
FIGURA 7.11 - Comportamento da corrente elétrica e da temperatura nos <i>Painéis</i> de concreto projetado. Gradientes elétricos 1,05 V/cm	187
FIGURA 7.12 - Aspecto dos eletrodos e do concreto projetado dias após ser submetido a ação do gradiente elétrico. Pólo positivo	188
FIGURA 7.13 - Aspecto dos eletrodos e do concreto projetado dias após ser submetido a ação do gradiente elétrico. Pólo Negativo	189
FIGURA 7.14 - Índice de cravação como Penetrômetro Meynadier e Resistência à Compressão extrapolada para os concretos submetidos a Gradientes elétricos de 1,05 e 1,55 V/cm	191
FIGURA 7.15 - Resultados de resistência à compressão de concretos projetados submetidos ao Gradientes elétrico 1,55 V/cm: evolução da resistência a 28 dias (resultados de <i>Placas</i>)	193
FIGURA 7.16 - Índice de cravação e Resistência à Compressão extrapolada dos valores de IP para os concretos submetidos a Gradientes elétricos d 1,05 V/cm (análise em <i>Painéis</i>)	193

FIGURA 7.17 - Resultados de resistência à compressão de concretos projetados submetidos ao Gradientes elétrico 1,05 V/cm: evolução da resistência a 28 dias (resultados de <i>Painéis</i>)	194
FIGURA 7.18 - Temperatura nas <i>Placas</i> de concreto projetado submetidas ao Gradiente elétrico 1,0 V/cm e concretos projetados de Referência. Medida na fibra interna e externa	197
FIGURA 7.19 - Análise detalhada da temperatura nos <i>Painéis</i> de concreto projetado submetidos ao Gradientes elétricos 1,0 V/cm. Registro da temperatura em 3 pontos na superfície e em 2 posições ao longo da espessura da camada	199
FIGURA 7.20 - Sensores de deformação VCE 4200 da GEOKON nas <i>Placas</i> e <i>Painéis</i> : registro de deformações independentes de tensões e temperatura no concreto projetado	201
FIGURA 7.21 - Deformações independentes de tensões registradas nas <i>Placas</i> de concreto projetado submetidas ao Gradiente Elétrico 1,05 V/cm e nos concretos projetado de Referência	203
FIGURA 7.22 - Deformações independentes de tensões registradas nos <i>Painéis</i> de concreto projetado submetidos ao Gradiente Elétrico 1,0 V/cm	204
FIGURA 7.23 - Deformações independentes de tensões registradas nas <i>Placas</i> de concreto projetado submetidas ao Gradiente Elétrico 1,0 V/cm e concreto projetado de Referência até 3 dias de idade	206
FIGURA 7.24 - Temperatura registradas nas <i>Placas</i> de concreto projetado submetidas ao Gradiente Elétrico 1,0 V/cm e concreto projetado de Referência até 3 dias de idade	207
FIGURA 7.25 - Deformações independentes de tensões e temperatura registradas nos <i>Painéis</i> de concreto projetado submetidos ao Gradiente Elétrico 1,0 V/cm durante os 3 primeiros dias de idade	209
FIGURA 7.26 - Deformações independentes de tensões registradas nas <i>Placas</i> de concreto projetado submetidas ao Gradiente Elétrico 1,0 V/cm e concretos projetado de Referência ao longo de 28 dias	210
FIGURA 7.27 - Temperatura registradas nas <i>Placas</i> de concreto projetado submetidas ao Gradiente Elétrico 1,0 V/cm e concretos projetado de Referência ao longo de 28 dias	211
FIGURA 7.28 - Deformações independentes de tensões e temperatura registradas nos <i>Painéis</i> de concreto projetado submetidas ao Gradiente Elétrico 1,0 V/cm ao longo de 28 dias de análise	212
FIGURA 7.29 - Modelo de retração ACI (1978) e resultados experimentais. Concreto projetado de referência	219
FIGURA 7.30 - Modelo de retração ACI (1978) e resultados experimentais. Concreto projetado de submetido ao gradiente elétrico: <i>Placas</i> e <i>Painéis</i>	220

FIGURA 7.31 - Deformações por elevação de temperatura calculadas para o concreto projetado a partir da retração pelo Modelo ACI (1978) e deformações medidas em Placas de Referência. Comparação com o modelo proposto por SCHUBERT (1988)	220
FIGURA 7.32 - Deformações por elevação de temperatura calculadas para o concreto projetado de Referência a partir de suas respectivas evoluções de temperatura e coeficientes de expansão térmica de concretos convencionais	223
FIGURA 7.33 - Orientação dos corpos de prova extraídos para estudo da anisotropia dos concretos projetados de Referência – <i>Placas</i>	224
FIGURA 7.34 - Detalhe da instrumentação para registro das deformações axiais e radiais do concreto projetado quando submetido a um carregamento uniaxial: medida de Módulo de Elasticidade e Coeficiente de Poisson	225
FIGURA 7.35 - Energia elétrica consumida por metro cúbico de concreto projetado calculados a partir dos <i>Painéis</i>	226
 FIGURA 8.1 - Modelo estrutural I	229
FIGURA 8.2 - Modelo estrutura II	230
FIGURA 8.3 - Características do túnel utilizado na simulação numérica para obtenção da história de carregamento do concreto projetado	246
FIGURA 8.4 - Deformações radiais, tensões radiais e tangenciais em um túnel escavado na argila variegada do Terciário de São Paulo utilizando o método de interação maciço-suporte proposto por GOMES (1999)	247
FIGURA 8.5 - História de tensões radiais e tangenciais sobre o concreto projetado obtidas para um túnel escavado nas argilas variegadas do Terciário de São Paulo. Comparação com a resistência oferecida pelo suporte em concreto projetado	248
FIGURA 8.6 - Sistema de carregamento utilizado no Modelo Estrutural I	250
FIGURA 8.7 - Equipamentos utilizados para aplicar carregamentos no Modelo Estrutural I	251
FIGURA 8.8 - Esquema para execução do Modelo Estrutural II: vista superior ..	253
FIGURA 8.9 - Carregamento aplicado ao redor do poço para simular as tensões tangenciais obtidas na simulação numérica no Modelo Estrutural II	256
FIGURA 8.10 - Configuração da instrumentação do Modelo Estrutural I: Painéis de Referência	257
FIGURA 8.11 - Configuração expandida da instrumentação do Modelo Estrutural I: Painéis de Referência	258
FIGURA 8.12 - Configuração da instrumentação do Modelo Estrutural I: Painéis submetidos ao Gradiente Elétrico	258
FIGURA 8.13 - Configuração da instrumentação para o Modelo estrutural II: posicionamento dos <i>strain gages</i> VCE 4200 e das células de pressão radiais e tangenciais modelo 4850 NATM Style	260

FIGURA 8.14 - Montagem do sistema de carregamento do Modelo Estrutural I em campo	264
FIGURA 8.15 - Sensores de deformação VCE 4200 instalados no talude pouco antes da projeção. Modelo Estrutural I – Talude S 1	266
FIGURA 8.16 - Fase de projeção do Modelo Estrutural II (Talude S 4)	267
FIGURA 8.17 - Sistema de carregamento do Modelo Estrutural I em operação ...	268
FIGURA 8.18 - Densidade de corrente e condutividade elétrica registrado nos Modelos Estruturais I – Taludes série S 1, S 2, S 3 e S4	269
FIGURA 8.19 - Evolução da resistência do concreto projetado nas primeiras idades extrapolada da resistência à cravação obtida com o Penetrômetro Meynadier. Modelo Estrutural I	272
FIGURA 8.20 - Deformações independentes de tensões e variações de temperatura registrado no concreto projetado sobre taludes em solo. Concretos projetados submetidos ao gradiente elétrico e de referência. Ensaio Talude S 1	273
FIGURA 8.21 - Deformações resultantes da instalação do sistema de carregamento sobre os painéis de concreto projetado. Ensaio Talude S 1	276
FIGURA 8.22 - História de carregamento teórica e planejada aplicada aos painéis de concreto projetado no ensaio Talude S 1 – Modelo Estrutural I	276
FIGURA 8.23 - Deformações nos painéis de concreto projetado medidas no Talude S 1 submetidos a carregamentos. Modelo Estrutural I	278
FIGURA 8.24 - Variação da temperatura registrada no concreto projetado durante a fase de carregamento no ensaio Talude S 1. Modelo Estrutural I	279
FIGURA 8.25 - Deformações independentes de tensões e variação da temperatura registradas no concreto projetado sobre taludes em solo. Concretos projetados submetidos ao gradiente elétrico e de referência. Ensaio Talude S 2 (projeção sob manta isolante)	280
FIGURA 8.26 - História de carregamento teórica e efetiva aplicada aos painéis de concreto projetado no ensaio Talude S 2 – Modelo Estrutural I	281
FIGURA 8.27 - Deformações nos painéis de concreto projetado medidas no Talude S 2 submetidos a carregamentos. Modelo Estrutural I	282
FIGURA 8.28 - Variação da temperatura registrada no concreto projetado durante a fase de carregamento no ensaio Talude S 2. Modelo Estrutural I	283
FIGURA 8.29 - Detalhes da instrumentação utilizada no Modelo Estrutural I para a série Talude S3	285
FIGURA 8.30 - Deformações independentes de tensões e variações de temperatura registradas no concreto projetado sobre taludes em solo. Concretos projetados submetidos ao gradiente elétrico e de referência. Ensaio Talude S 3 (projeção sobre manta isolante)	286

FIGURA 8.31 - Deformações independentes de tensões e variações de temperatura registradas no concreto projetado sobre taludes em solo. Concretos projetados submetidos ao gradiente elétrico e de referência. Ensaio Talude S 3, direção perpendicular às camadas de projeção	287
FIGURA 8.32 - Comportamento das deformações nos painéis de concreto projetado no ensaio Talude S3 submetido a carregamentos	288
FIGURA 8.33 - História de carregamento aplicada ao Talude S 3	289
FIGURA 8.34 - Deformações perpendiculares às camadas de projeção no painel submetido a gradientes elétricos. Ensaio Talude S 3	290
FIGURA 8.35 - Detalhes da instrumentação utilizada no Modelo Estrutural I para a série Talude S 4	292
FIGURA 8.36 - Deformações independentes de tensões e variação da temperatura registradas no concreto projetado sobre taludes em solo. Concretos projetados submetidos ao gradiente elétrico e de referência. Ensaio Talude S 4	293
FIGURA 8.37 - Deformações independentes de tensões e variações de temperatura registradas no concreto projetado sobre taludes em solo. Concretos projetados submetidos ao gradiente elétrico e de referência. Ensaio Talude S 4, direção perpendicular às camadas de projeção	295
FIGURA 8.38 - Comportamento das deformações nos painéis de concreto projetado na série Talude S 4 submetidos a carregamentos (carregamentos até 4 dias de idade)	296
FIGURA 8.39 - História de carregamento aplicada à série S4	296
FIGURA 8.40 - Superfícies do talude na série Talude S 1 e Talude S 4	297
FIGURA 8.41 - Deformações perpendiculares às camadas de projeção no painel submetido a gradientes elétricos. Ensaio Talude S 4	298
FIGURA 8.42 - Comportamento das deformações independentes de tensões no concreto projetado. Projeção em solo. Modelo Estrutural I. <i>Painéis Ref SC</i>	301
FIGURA 8.43 - Comportamento das deformações independentes de tensões no concreto projetado. Modelo Estrutural I. <i>Painéis Ref SC e Ref C</i> (sem lona). Registro nas primeiras 6 h de idade	302
FIGURA 8.44 - Deformações independentes de tensões registradas na direção perpendicular às camadas de projeção nas séries Talude S 3 e Talude S 4	303
FIGURA 8.45 - Temperaturas registradas nos painéis de concreto projetado sem carregamento. Séries Talude S 3 e Talude S 4. Sensores paralelos e perpendiculares às camadas de concreto projetado	304
FIGURA 8.46 - Extração de amostras dos painéis de concreto projetado do Modelo Estrutural I	306
FIGURA 8.47 - Resistência à compressão do concreto projetado de referência sem carregamento. Modelo Estrutural I (amostras extraídas dos <i>Painéis Ref SC</i>)	307

FIGURA 8.48 - Resistência à compressão do concreto projetado. Modelo Estrutural I (amostras extraídas dos <i>Painéis GE, Ref C e Ref SC</i>)	309
FIGURA 8.49 - Módulo de Elasticidade do concreto projetado. Modelo Estrutural I (amostras extraídas dos <i>Painéis GE, Ref C e Ref SC</i>)	310
FIGURA 8.50 - Escavação manual das valas que acomodaram as bolsas para aplicação de cargas ao solo	312
FIGURA 8.51 - Vista geral do Modelo Estrutural II em campo	313
FIGURA 8.52 - Detalhe do poço e das valas que compõem o Modelo Estrutural	314
FIGURA 8.53 - Posicionamento dos instrumentos para medida de tensões e deformações no Modelo Estrutural II - Poço 1	316
FIGURA 8.54 - Visão geral da instrumentação implantada no Modelo Estrutural II – Poço 1: Referência	317
FIGURA 8.55 - Fase de aplicação do concreto projetado no Poço 1 - Modelo Estrutural II	318
FIGURA 8.56 - Instalação das bolsas nas valas: fase de enchimento com ar comprimido - Poço 1 – Referência	319
FIGURA 8.57 - Bolsas já instaladas nas valas, antes da aplicação dos carregamentos - Poço 1: Referência	319
FIGURA 8.58 - Disposição dos Poços 1 e 2 no campo experimental para execução do Modelo Estrutural II	321
FIGURA 8.59 - Posicionamento dos instrumentos para medida de tensões e deformações no Modelo Estrutural II - Poço 2: Gradiente elétrico	321
FIGURA 8.60 - Fase de aplicação do concreto projetado no Poço 2. Modelo Estrutural II	322
FIGURA 8.61 - Densidade de corrente elétrica registrada concreto projetado no Modelo Estrutural II - Poço 2: Gradiente Elétrico	322
FIGURA 8.62 - Deformações independentes de tensões registradas no Modelo Estrutural II Poço 1 - Referência (antes da aplicação do carregamento)	324
FIGURA 8.63 - Deformações registradas no Modelo Estrutural II durante a fase de carregamento. Poço 1 – Referência	326
FIGURA 8.64 - Tensões registradas no Modelo Estrutural II durante a fase de carregamento: células radiais e tangenciais. Poço 1: Referência	326
FIGURA 8.65 - Temperaturas registradas no Modelo Estrutural II durante a fase de carregamento: sensores de deformação, células radiais e tangenciais. Poço 1 – Referência	327
FIGURA 8.66 - História de carregamento aplicado ao Poço 1: Referência: pressão nas almofadas infláveis	327
FIGURA 8.67 - Comportamento anterior à aplicação de carregamento no Modelo Estrutural II – Poço 2 - Gradiente elétrico	329
FIGURA 8.68 - História de carregamento aplicada ao Poço 2 - Gradiente Elétrico: pressão nas almofadas infláveis posicionadas na direção Norte-Sul ...	330

FIGURA 8.69 - Deformações registradas no Modelo Estrutural II durante a fase de carregamento. Poço 2 - Gradiente elétrico	331
FIGURA 8.70 - Tensões registradas no Modelo Estrutural II durante a fase de carregamento: células radiais e tangenciais. Poço 2: Gradiente elétrico	332
FIGURA 8.71 - Ruptura do solo ao redor das bolsas com o carregamento uniaxial com pressão de 60 kPa. Poço 2: Gradiente elétrico	333
FIGURA 8.72 - Temperaturas registradas no Modelo Estrutural II durante a fase de carregamento: sensores de deformação, células radiais e tangenciais. Poço 2 - Gradiente Elétrico	333
FIGURA 9.1 - Coeficiente de Poisson em função da idade para o concreto projetado. Talude S 3	336
FIGURA 9.2 - Módulo de elasticidade instantâneo obtido a partir das deformações medidas pelos sensores GEOKON VCE 4200. Modelo Estrutural I	339
FIGURA 9.3 - Parcelas de deformações dependentes de tensões identificadas no programa experimental	340
FIGURA 9.4 - Parcelas de deformações dependentes de tensões comparadas com a parcela de deformações independentes de tensões medidas nos Painéis Ref SC	341
FIGURA 9.5 - Ajuste do Modelo de ALDRIAN (1991) a deformações medidas na série Talude S 1. Painel submetido ao Gradiente Elétrico	346
FIGURA 9.6 - Ajuste do Modelo de ALDRIAN (1991) a deformações medidas na série Talude S 3. Painel submetido ao Gradiente Elétrico	347
FIGURA 9.7 - Ajuste do Modelo de ALDRIAN (1991) as deformações medidas nos concretos projetados de referência. Série Talude S 1	348
FIGURA 9.8 - Ajuste do Modelo de ALDRIAN (1991) as deformações medidas nos concretos projetados de referência. Série Talude S 1 e série Talude S 3	348
FIGURA 9.9 - Modelo de retração ACI (1978) ajustado as deformações independentes de tensões medidas na projeção sobre taludes em solos. Concreto projetado de referência	353
FIGURA 9.10 - Resultados da simulação tridimensional como programa BEFE: carregamento uniaxial $P_1 = 30$ kPa e $k = 0$ (Poço 2). Distribuição de tensões. Módulo de elasticidade do concreto projetado $E = 8,5$ GPa	356
FIGURA 9.11 - Resultados da simulação tridimensional como programa BEFE: carregamento uniaxial $P_1 = 30$ kPa e $k = 0$ (Poço 2). Distribuição de deformações. Módulo de elasticidade do concreto projetado $E = 8,5$ GPa.	357
FIGURA 9.12 - Resultados da simulação tridimensional como programa BEFE: zonas de plastificação do maciço nos carregamentos biaxial e uniaxial	359

FIGURA 9.13 - Deformações medidas em campo no Modelo Estrutural II e deformações retroanalizadas pelo programa tridimensional BEFE. Ensaio Poço 1 – Referência	361
FIGURA 9.14 - Deformações medidas em campo no Modelo Estrutural II e deformações retroanalizadas pelo programa tridimensional BEFE. Ensaio Poço 1 - Referência	362
FIGURA 9.15 - Tensões medidas na direção tangencial a 45° dos eixos Norte-Sul/Leste-Oeste. Células tangenciais x resultados da retroanálise com o programa BEFE	363
FIGURA 9.16 - Módulos de elasticidade obtidos para os experimentos do Modelo Estrutural II a partir da retroanálise utilizando-se o programa BEFE. ..	363
FIGURA 10.1 - Altura da agulha de Vicat ao fundo do molde com o decorrer do tempo (enrijecimento) e Índice de Resistência à cravação de concretos (Ip) submetidas ao Grad. Elét. = 1,7 V/cm. Resultados de FERREIRA (1997)	367
FIGURA 10.2 - Curvas de calor liberado obtido em pastas de cimento submetidas ao Grad. Elétr. = 1,7 V/cm e pastas de Referência, calculados com os dados de FERREIRA (1997)	368
FIGURA 10.3 - Evolução da temperatura em pasta submetidas ao Grad. Elét. = 1,7 V/cm. Evidência de patamar em ambiente aberto após 2 h de idade	369
FIGURA 10.4 - Evolução da temperatura nos concretos submetidos ao Grad. Elét. = 1,7 V/cm. Evidência de patamar em ambiente aberto após 3 h de idade.	370
FIGURA 10.5 - Microestrutura a 8 h de idade da argamassa submetida ao Grad. Elétr. = 1,7 V/cm	372
FIGURA 10.6 - Microestrutura a 8 h de idade da argamassa de referência	373
FIGURA 10.7 - Microestrutura com 1 dia de idade da argamassa submetida ao Grad. Elétr. = 1,7 V/cm	375
FIGURA 10.8 - Microestrutura com 1 dia de idade da argamassa de referência	376
FIGURA 10.9 - Microestrutura com 3 dias de idade da argamassa submetida ao Grad. Elétr. = 1,7 V/cm	378
FIGURA 10.10 - Microestrutura com 3 dias de idade da argamassa de referência.	379
FIGURA 10.11 - Microestrutura com 43 dias de idade da argamassa submetida ao Grad. Elétr. = 1,7 V/cm	380
FIGURA 10.12 - Microestrutura com 43 dias de idade da argamassa de referência	381
FIGURA 10.13 - Evolução da hidratação de pastas de cimento de referência: análise por Difrátogramas de Raio X. Idades 8 h e 3 dias	383
FIGURA 10.14 - Difrátogramas de Raio X de pastas de cimento de referência e submetidas a diferentes gradientes elétricos: 8 h de idade	384
FIGURA 10.15 - Difrátogramas de Raio X de pastas de cimento de referência e submetidas a diferentes gradiente elétrico: 3 dias de idade	385

Lista de tabelas

TABELA 3.1 - Coeficientes de expansão térmica em concretos convencionais em diferentes idades	52
TABELA 3.2 - Parâmetros do modelo visco-elástico de Boltzmann obtidos nos experimentos de KUWAJIMA (1991)	77
TABELA 3.3 - Características das amostras de KUWAJIMA (1991) para análise das deformações independentes de tensões	77
TABELA 3.4 - Características das amostras ensaiadas por GOLSER et al. (1995)	81
TABELA 3.5 - Parâmetros da expressão de retração do ACI (1978) aplicada ao concreto projetado do programa experimental da Universidade de Leoben (MÜLLER, 2001)	88
TABELA 3.6 - Parâmetros do modelo reológico de SCHUBERT (1988) versão modificada (ALDRIAN, 1991) obtidos para o concreto projetado do programa experimental de MÜLLER (2001)	90
 TABELA 6.1 - Ensaaios realizados em laboratório	136
TABELA 6.2 - Proporcionamento de materiais utilizados no programa experimental	136
TABELA 6.3 - Características de pega e blaine dos cimentos utilizados para moldagem dos concretos submetidos a gradientes elétricos	137
TABELA 6.4 Previsão do comportamento da Corrente Elétrica e da Temperatura para estudo em concreto projetado: placas e painéis	171
 TABELA 7.1 - Proporcionamento de materiais utilizados no concreto projetado	183
TABELA 7.2 - Intervalo entre as leituras de deformações independentes de tensões: programação do sistema de aquisição da dados do Datalogger Micro 10 da GEOKON	195
TABELA 7.3 - Deformações, temperatura e diferença nos valores medidos entre fibra externa e interna do concreto projetado em <i>Placas</i> (medidas na posição Central)	214
TABELA 7.4 - Deformações, temperatura e diferença nos valores medidos entre fibra externa e interna do concreto projetado em <i>Painéis</i>	214
TABELA 7.5 - Parâmetros da expressão do ACI (1978) obtidos nos concretos projetados de Referência e submetidos ao Gradiente Elétrico = 1,0 V/cm. Placas e Painéis	219

TABELA 7.6 - Retração final registrada no concreto projetado (medida 9 meses após a projeção)	222
TABELA 7.7 - Resultados de Resistência à Compressão, Módulo de Elasticidade e Coeficiente de Poisson do concreto projetado. Amostras extraídas da projeção em placas: direção paralela e perpendicular as camadas de concreto projetado	225
 TABELA 8.1 - Registro de casos históricos: reunião de informações sobre os túneis escavados na cidade de São Paulo	233
TABELA 8.2 - Intervalo entre as leituras de deformações e tensões: programação do sistema de aquisição da dados da Datalogger Micro 10 da GEOKON para os ensaios em Modelos Estruturais	261
TABELA 8.3 - Características dos experimentos realizados no Modelo Estrutural I	262
TABELA 8.4 - Parcelas de corrente elétrica do concreto projetado e correntes de fuga para o solo nos ensaios Modelo I – Taludes	270
TABELA 8.5 - Resistência à compressão e Módulo de Elasticidade obtidos a partir de amostras extraídas do concreto projetado do Modelo Estrutural I	311
 TABELA 9.1 - Módulo de Elasticidade Instantâneo registrado no primeiro estágio de carregamento. Modelo Estrutural I	338
TABELA 9.2 - Módulo de Elasticidade frente ao Descarregamento. Modelo Estrutural I	338
TABELA 9.3 - Parâmetro f do Modelo de ALDRIAN (1989) calculado no concreto projetado do Modelo Estrutural I	344
TABELA 9.4 - Parâmetro do Modelo de ALDRIAN (1991) calculados nos experimentos do Modelo Estrutural I: Talude 1	349
TABELA 9.5 - Parâmetros do Modelo de ALDRIAN (1991) calculados nos experimentos do Modelo Estrutural I: Talude 3	351
TABELA 9.6 - Parâmetros da expressão do ACI (1978) obtidos nos concretos projetados de Referência projetados sobre talude de solo. Modelo Estrutural I. Taludes Ref SC	352
TABELA 9.7 - Parâmetros do solo utilizados na simulação numérica com o programa BEFE	355
TABELA 9.8 - Módulo de elasticidade do concreto projetado obtido na simulação numérica com o programa BEFE. Poço 1 – Referência	361
TABELA 9.9 - Módulo de elasticidade do concreto projetado obtido na simulação numérica com o programa BEFE. Poço 2 – Gradiente elétrico	362

TABELA 10.1 - Características das pastas analisadas pelo Difratoograma de Raio X	382
TABELA 11.1 - Resumo das principais contribuições científicas e tecnológicas	397

CAPÍTULO 1

Introdução

1.1 - Considerações iniciais

Relatos sobre a utilização de concreto projetado para garantir a estabilidade de obras subterrâneas remontam ao início do século passado. Desde então, este material vem demonstrando ser um sistema de suporte flexível e eficiente seja em escavações em maciços rochosos ou em solos. Muitos túneis escavados com o princípio do NATM utilizam este material como sistema de suporte principal.

O conceito de funcionamento do suporte em concreto projetado é substancialmente diferente daquele de materiais com propriedades finais e não se adequa aos métodos clássicos de dimensionamento nos quais se admite que o maciço atue sobre um suporte passivo como um carregamento aplicado. A instalação junto à frente de escavação implica em uma deformação conjunta maciço-suporte com os carregamentos sendo induzidos pelas deformações do maciço em torno da cavidade, resposta à retirada do núcleo. As tensões atuantes são resultado da interação entre ambos, função das respectivas resistências e deformabilidades, além do estado de tensão inicial do maciço.

Apesar da grande utilização como suporte de túneis e dos avanços conseguidos mundialmente em termos da tecnologia de materiais, com o desenvolvimento de máquinas de projeção com maiores velocidades, novos tipos de cimento e aditivos, pouco se conhece sobre o comportamento do concreto projetado trabalhando

estruturalmente desde as primeiras idades. Em geral, o estudo das propriedades mecânicas é feito a partir da extração de amostras de painéis projetados, que não levam em conta o efeito do carregamento nem a questão da umidade do maciço e sua interferência sobre a evolução da resistência. Os projetos de dimensionamento especificam resistências nas primeiras horas e a 28 dias, sem levar em conta o módulo de elasticidade e o comportamento tensão-deformação em resposta às solicitações produzidas pelos carregamentos do maciço, principalmente na frente de escavação. Para uso eficiente deste material como suporte, atingindo-se o objetivo primordial de escavações seguras, é necessária uma melhor compreensão das propriedades do concreto projetado, sendo importante conhecer as leis que governam seu comportamento.

Altas resistências a pequenas idades são obtidas com a mistura de aditivos químicos ao concreto projetado. Apesar dos avanços nos últimos anos nesta área, um método alternativo para obter altas resistências a pequenas idades desperta interesse no meio técnico há muito tempo.

FERREIRA (1997) desenvolveu um método físico para aumento da resistência de concretos nas primeiras idades, atingido acréscimos de resistência entre 50 e 100 %. O método consiste em aplicar gradientes elétricos ao concreto fresco, logo após a mistura da água com seus componentes, durante um período de 5:30 h. As análises realizadas para comprovar a eficiência do método foram baseadas no comportamento mecânico de amostras prismáticas de concreto moldadas em laboratório.

Esta técnica para aumento da resistência é uma opção viável dentro de uma obra de escavação subterrânea, pois se constitui em um método físico, empregando equipamentos simples e de baixo custo. O consumo de energia do processo é pequeno, em torno de 15 kWh/m^3 , menor que o consumo de energia em técnicas de cura térmica tradicionais. Otimizações posteriores com uso de diferentes materiais reduziram este valor para 8 kWh/m^3 .

No entanto, a aplicação em campo do método de aumento de resistência com gradientes elétricos deve levar em conta uma série de fatores que a diferenciam daquela realizada em laboratório, tais como: a estrutura do concreto projetado, materiais utilizados e o contato com o solo durante a aplicação do gradiente elétrico. Além disso, uma avaliação mais eficiente do método não se deve restringir somente à verificação de acréscimos de resistência, mas também aos efeitos sobre características do comportamento tensão-deformação, principalmente deformações lentas.

Para a análise dos fatores citados acima, com o intuito de verificar a eficiência do método, são necessários estudos que reproduzam condições de campo mais próximas daquelas nas quais os concretos projetados são produzidos.

O estudo realizado em campo foi desenvolvido em Modelos Estruturais, com projeção de concreto diretamente sobre maciços em solos. Modelos Estruturais foram utilizados para estudo do concreto projetado por diversos autores, tais como: FERNANDEZ-DELGADO et al. (1976), HOLMGREN (1976), MORCH (1993) e CHANG (1994), todos enfocando solicitações provenientes de maciços rochosos fraturados. O comportamento do concreto projetado foi inferido a partir de amostras extraídas dos modelos e a partir de informações sobre tensões e deformações obtidas com instrumentação específica para este material.

1.2 - Objetivos

Este trabalho tem como objetivo aplicar o método de aumento de resistência com gradientes elétricos ao concreto projetado e verificar sua eficiência a partir da análise de melhorias na resposta mecânica deste material comparativamente a concretos projetados mantidos sob cura normal.

O estudo foi desenvolvido em concretos projetados via seca.

Melhorias na taxa de endurecimento do concreto projetado e os efeitos da ação do gradiente elétrico sobre deformações independentes de tensões foram analisados em placas padronizadas pela NBR 13070.

O estudo em escala foi desenvolvido em Modelos Estruturais em campo. Nestes modelos o concreto projetado foi aplicado diretamente sobre maciços em solos, recebendo solicitações estruturais que representam aquelas que o suporte recebe em campo. Estes experimentos permitiram analisar o comportamento do gradiente elétrico atuando sobre o concreto projetado em contato com o solo bem como as respostas do material frente aos carregamentos a partir da instrumentação contínua de tensões e deformações.

A verificação do efeito do gradiente elétrico sobre o comportamento em termos de deformações foi feita utilizando-se um modelo reológico desenvolvido especificamente para este material (SCHUBERT, 1988).

Os fatores que provocam os acréscimos de resistência ao concreto jovem foram investigados. A evolução na taxa de hidratação dos compostos do cimento em pastas e argamassas submetidas ao gradiente elétrico foi analisada a partir de curvas de evolução de calor, Microscopia Eletrônica de Varredura e Difratomogramas de Raio X.

Como os experimentos incluíram modelos de referência, não submetidos a gradiente elétrico, importantes resultados foram também obtidos sobre o comportamento do concreto projetado convencional, com medidas de deformações e temperatura desde pequenas idades. Caracterizou-se a influência do contato da fibra interna com solos porosos (com grande capacidade de absorção de água do concreto) e não porosos, e suas conseqüências nos parâmetros de deformação do concreto.

1.3 - Motivação ao tema

FERREIRA (1997) empregou a técnica de aumento de resistência em amostras de concreto moldado. Basicamente, esta técnica consiste em aplicar gradientes elétricos ao concreto fresco, logo após a mistura da água com os componentes. O equipamento utilizado é constituído de uma fonte DC e multímetros para controle de voltagens e correntes elétricas. Telas galvanizadas foram utilizadas como eletrodos, colocadas dentro do material fresco, juntamente com terminais de cobre, para leitura do gradiente de tensões efetivo. Um amperímetro foi acoplado em série, para registro da corrente elétrica e um voltímetro ligado aos terminais de cobre, para registro das voltagens efetivas dentro da amostra. Termo-pares colocados dentro do material fresco registraram variações na temperatura. A FIGURA 1.1 apresenta um esquema do equipamento utilizado em laboratório. Gradientes elétricos foram aplicados às amostras logo após a moldagem, e mantidos constantes durante intervalo de 5:30 horas.

A avaliação dos concretos submetidos a gradientes elétricos foi realizada de maneira comparativa, com base no comportamento de amostras submetidas a Ensaios de Compressão Simples. Em cada ensaio foram moldadas em conjunto duas amostras prismáticas: em uma amostra o gradiente elétrico foi aplicado instantes após a

moldagem, enquanto a outra permaneceu sob as mesmas condições, sem aplicação do gradiente elétrico.

FIGURA 1.1 - Esquema do equipamento utilizado para aplicação de gradientes elétricos ao concreto fresco (FERREIRA 1997)

As seguintes conclusões podem ser retiradas da avaliação da técnica de aumento de resistência pela aplicação de gradientes elétricos:

1. Substanciais acréscimos na resistência foram obtidos em concretos com 12 h de idade. Em ensaios onde foi possível conhecer a curva de endurecimento do concreto em idades menores que 12 h, com base em resultados de métodos indiretos, observaram-se diferenças apreciáveis nas taxas de endurecimento, quando se aplicaram diferentes gradientes elétricos. A FIGURA 1.2 apresenta resultados típicos obtidos no programa experimental desenvolvido por FERREIRA (op. cit.).
2. A depreciação de resistência registrada a 28 dias de idade foi pouco significativa, em comparação com perdas de resistência obtidas com aceleradores de pega, que variam na faixa de 15 a 30%, ou mais, dependendo do teor de acelerador utilizado. (FIGURA 1.3).
3. Acréscimos de temperatura foram registrados no decorrer do experimento, função do gradiente elétrico aplicado e do proporcionamento dos materiais. Os níveis de temperatura registrados estiveram na faixa de 30 a 40 °C, com valores máximos de 55 °C para concretos moldados com altas relações água-cimento.

4. Acréscimos de temperatura nas amostras submetidas a gradientes elétricos não parecem ser o único fator responsável pelos ganhos na resistência. Durante a aplicação do gradiente elétrico tem-se o efeito conjunto da corrente elétrica e do acréscimo da temperatura sobre o concreto. Em ensaios onde se isolou a temperatura da corrente elétrica, observou-se que os acréscimos na resistência foram maiores quando se tinha o efeito combinado destas duas variáveis. Este fato é exemplificado na FIGURA 1.4.

1.2.a - Curva de crescimento da Resistência à Compressão Simples obtida por métodos indiretos.

1.2.b - Resistências à Compressão obtida em Ensaios de Compressão Simples.

FIGURA 1.2 - Resistências à Compressão em amostras com idades até 12 horas (FERREIRA, 1997)

FIGURA 1.3 - Evolução da resistência à compressão até 28 dias de idade. Concretos submetidos ao gradiente elétrico 1,7 V/cm (FERREIRA, 1997)

A verificação da eficiência do método sobre o comportamento em termos de deformações foi fomentada por evidências de deformação lenta e retração

constatadas por diversos autores e os efeitos que estas podem exercer no projeto de dimensionamento de suportes em concreto projetado.

FIGURA 1.4 - Diferenças na taxa de endurecimento: concretos submetidos a elevação de temperatura com gradiente elétrico e concretos submetidos à mesma elevação de temperaturas sem gradiente elétrico (FERREIRA, 1997)

GOLSER et al. (1989) verificaram variações de retração significativas dependendo da posição do ponto no perímetro da escavação. A importância desta parcela de deformações é tanto maior quanto menores forem as deformações frente aos carregamentos.

Evidências de deformações lentas aceleradas quanto menor a idade de carregamento foram constatadas por KUWAJIMA (1991). Simulações numéricas realizadas por ROKAHR & LUX (1985) *apud* HEINZ & ROCHA (1990) levando em conta a parcela de deformação lenta verificaram relaxação nas cargas transmitidas ao suporte em concreto projetado a cada etapa de execução, afetando a linearidade da curva de reação do suporte. WALTER (1997), a partir de simulações tridimensionais considerando o maciço rochoso plastificável, verificou uma significativa redução nas cargas sobre o suporte quando considerando o concreto projetado com comportamentos viscoplástico e elástico. Esta redução nas tensões pode levar a acréscimos de 30% nas deformações do suporte. GOLSER et al. (op. cit.) verificaram a ocorrência de relaxação diferenciada entre fibras interna e externa da camada de concreto projetado.

Os benefícios obtidos com a deformação lenta podem levar a economias no projeto de dimensionamento de suportes. No entanto, os decréscimos nas cargas podem levar a deformações em situações onde o controle destas é fundamental, nos casos de túneis rasos escavados em obras urbanas.

1.4 - Histórico do método de aumento de resistência de concretos jovens utilizando gradientes elétricos

Como foi visto no item 1.3, a motivação que norteou o estudo da aplicação de gradientes elétricos ao concreto projetado foram os resultados experimentais de FERREIRA (1997), trabalho de mestrado da autora desta tese. Naquela pesquisa, constatou-se a eficiência do gradiente elétrico na melhoria das taxas de endurecimento de concretos a partir de um método físico, o qual pode ser uma alternativa ao uso de aceleradores químicos em concretos projetados utilizados como sistemas de suporte em obras subterrâneas.

A aplicação de gradientes elétricos com o objetivo de melhorias nas propriedades mecânicas é um assunto pouco explorado na literatura. FERREIRA (op. cit.) percebeu experimentalmente a potencialidade deste método quando realizava experimentos com o objetivo de produzir *eletro-osmose* em concretos.

A *eletro-osmose* constitui-se em uma técnica alternativa para drenagem de solos de granulação fina (siltes e argilas) onde a partir da aplicação de um gradiente elétrico, induz-se um gradiente hidráulico, e pode-se direcionar o fluxo d'água dentro do solo a fim de se obter consolidação ou estabilização deste. Gradientes elétricos aplicados a solos foram um tema bastante explorado na literatura geotécnica nos anos que se seguiram à 2ª Guerra Mundial e LEO CASAGRANDE foi o pioneiro na aplicação deste método na solução de diversos problemas em solos impermeáveis (CASAGRANDE, 1949).

FERREIRA (op. cit.) aplicou os princípios da drenagem eletro-osmótica em peças de concreto moldadas, com o objetivo de empregar esta técnica em sistemas de drenagem para revestimentos de túneis em concreto projetado. Para esta investigação foram moldadas amostras de concreto, as quais foram submetidas a um processo de saturação e a determinadas idades o gradiente elétrico foi então aplicado para tentar direcionar e coletar a água presente nos vazios do concreto. O comportamento mecânico das amostras submetidas a este tratamento foi analisado, com medidas de Resistência à Compressão Simples, para controle da qualidade do material após a atuação do gradiente elétrico.

A autora observou-se que as amostras submetidas a gradientes elétricos apresentavam aumentos de resistência, quando comparadas às amostras de mesma idade

nas quais não havia sido aplicado o gradiente elétrico, e constatou que os ganhos poderiam ser maiores quanto mais jovem o concreto no qual o gradiente elétrico fosse aplicado. Ensaio foram então conduzidos em pasta de cimento, submetidas a gradientes elétricos logo após a mistura da água como cimento, e constataram-se substanciais diferenças nas taxas de endurecimento destas amostras em relação a amostras de referência.

Pesquisa bibliográfica posterior à realizada por FERREIRA (op. cit.) mostrou ser o fato pouquíssimo estudado e explorado. Os únicos trabalhos encontrados sobre o tema foram os estudos de POGANY (1953) e POGANY (1956). Acredita-se que aquele autor tenha sido o primeiro a analisar a aplicação de gradientes elétricos ao concreto. Segundo este autor, é possível obter acréscimos na resistência de concretos da ordem de 35 a 45% pela aplicação de gradientes elétricos ao concreto fresco, se esta técnica for empregada em conjunto com a compactação.

Os estudos sobre o tema parecem não ter prosseguido nos últimos 50 anos e não foram encontrado outros relatos sobre o tema na literatura.

Apesar de ter fomentado o tema, tudo indica que a eletro-osmose não seja a responsável pelos acréscimos de resistência no concreto jovem, atribuindo este fato somente a redução da relação água/cimento, principalmente por FERREIRA (op. cit.) não ter empregado técnicas para compactação do concreto, como prescreve POGANY (op. cit.). Acredita-se que os acréscimos de resistência estejam ligados a alterações no processo de hidratação decorrentes da aplicação do gradiente elétrico, tema que será abordado no CAPÍTULO 10.

1.5 - Organização da tese

O presente trabalho está organizado em 11 capítulos, divididos em uma Revisão Bibliográfica sobre o tema suportes de túneis em concreto projetado, programa experimental desenvolvido, apresentação dos resultados, análise da reologia do concreto projetado e estudo dos fatores que induzem a acréscimos na resistência pela aplicação do gradiente elétrico ao concreto. O conteúdo de cada capítulo é descrito a seguir:

No CAPÍTULO 2 apresenta-se um estudo sobre o comportamento do concreto projetado como material para suporte de túneis. São discutidos o comportamento dependente do tempo do concreto projetado e o efeito sobre a estabilidade de escavações subterrâneas. Faz-se um estudo das propriedades mecânicas do concreto projetado e dos modelos de previsão apresentados na literatura, enfocando não somente as resistências à compressão e módulos de elasticidade, de uso mais corrente.

O CAPÍTULO 3 enfoca a reologia do concreto projetado. Apresenta-se uma caracterização das parcelas de deformações, dividida em dois grandes grupos: deformações dependentes de tensões e deformações independentes de tensões, bem como as leis de comportamento deste material (modelagem reológica) disponíveis na literatura. Resultados de programas experimentais foram reunidos com o objetivo de levantar valores característicos das propriedades mecânicas em questão. Foi dada ênfase aos programas experimentais que envolveram estudos em termos de deformações, a partir dos quais foram calibrados modelos reológicos.

No CAPÍTULO 4 faz-se um estudo do comportamento do concreto projetado em escala real, a partir de resultados de instrumentação de obras e Modelos Estruturais. A partir de um levantamento de casos de obras, identificaram-se os aspectos a serem considerados em uma instrumentação enfocando comportamento de suportes em concreto projetado. A partir de resultados de instrumentação de deformações disponíveis na literatura discute-se o comportamento que o concreto projetado apresenta como suporte de túneis. Os estudos em Modelos Estruturais foram direcionados para levantar quais os dispositivos de carregamento já desenvolvidos, dimensões de tais dispositivos e a capacidade dos modelos em retratar situações de campo.

O CAPÍTULO 5 apresenta uma revisão dos conceitos da hidratação do cimento. As fases constituintes do Cimento Portland, as reações de hidratação bem como os respectivos produtos são revistos. É dada ênfase ao desenvolvimento da microestrutura do concreto ao longo do processo de hidratação de cimento. O efeito de temperaturas na faixa de 35 a 60 °C atuando nas primeiras idades de hidratação é analisado.

No CAPÍTULO 6 apresenta-se o programa experimental desenvolvido em laboratório. São apresentados os resultados obtidos aplicando-se a técnica de aumento

de resistência com gradientes elétricos em materiais mais representativos daqueles empregados para a produção de concreto projetado em obras subterrâneas. Foram selecionados dois tipos de cimento, comuns em obras de túneis em concreto projetado, bem como agregados graúdos com graduação adequada para projeção. Vergalhões de ferro, material com que são constituídas as cambotas metálicas, foram utilizados para confeccionar os eletrodos. Confirmada a eficiência do método, com acréscimos de resistência a pequenas idades em concretos moldados com estes materiais, estes foram utilizados em conjunto em um traço definido de acordo com as especificações do concreto projetado de campo.

No CAPÍTULO 7 apresentam-se os resultados obtidos com a primeira aplicação do gradiente elétrico em concretos projetados. Esta fase da pesquisa foi denominada fase de laboratório em campo, em que foram realizadas projeções em placas de madeira utilizando-se concreto projetado via seca. Foram analisadas as respostas em termos da corrente elétrica e evolução da temperatura pela passagem do gradiente elétrico. Resultados obtidos com um penetrômetro Meynadier e ensaios de compressão uniaxial em amostras extraídas das placas e painéis caracterizam a evolução da resistência mecânica do concreto projetado. Medidas de deformações independentes de tensões foram realizadas para avaliar o efeito da passagem do gradiente elétrico. Além dos resultados em termos das melhorias nas taxas de endurecimento pela aplicação do gradiente elétrico, este capítulo apresenta uma série de resultados que caracterizam o concreto projetado convencional sob o ponto de vista de deformações independentes de tensões e anisotropia.

Os Modelos Estruturais desenvolvidos para estudo do concreto projetado em campo são apresentados no CAPÍTULO 8. Dois Modelos Estruturais foram construídos para simular diferentes situações de carregamento sobre o concreto projetado quando trabalhando como suporte em obras escavadas em maciços em solos. O efeito do gradiente elétrico atuando sobre o concreto projetado em contato com o solo foi analisado. Resultados obtidos em termos de deformações dependentes e independentes de tensões são apresentados, tanto para os concretos projetados submetidos ao gradiente elétrico como para aqueles sob cura normal. Amostras extraídas do Modelo Estrutural I permitiram analisar o efeito do carregamento sobre a evolução da Resistência a Compressão e do Módulo de Elasticidade. A distribuição de tensões em carregamentos

uniaxiais e biaxiais de uma casca de concreto projetado interagindo com o maciço de solo circundante de comportamento elasto-plástico foi analisada no Modelo Estrutural II. Diferenças de comportamento em projeções realizadas em diferentes tipos de solos foram constatadas, como consequência da perda prematura ou não de água do concreto projetado para o solo.

No CAPÍTULO 9 faz-se uma retroanálise dos resultados dos Modelos Estruturais. Para o Modelo Estrutural I, onde os carregamentos simularam tensões tangenciais nas paredes de túneis com escavação em avanços, mediu-se a evolução das deformações ao longo do tempo envolvendo fenômenos de deformação elástica instantânea, deformações lentas sob carregamentos constantes (20 a 24 h de duração) e deformações no descarregamento. O Modelo Reológico proposto por SCHUBERT (1988) na versão atualizada de ALDRIAN (1991) foi utilizado para estudo do comportamento do material. Para o Modelo Estrutural II, a retroanálise foi feita utilizando-se o programa tridimensional BEFE considerando-se o solo com comportamento elasto-plástico.

No CAPÍTULO 10 apresentam-se os resultados obtidos na investigação dos fatores que provocam acréscimo de resistência pela aplicação do gradiente elétrico. Argamassas e pastas submetidas ao gradiente elétrico e mantidas sob cura normal foram analisadas com técnicas de Microscopia Eletrônica de Varredura, Difractometria de Raio X e curvas de liberação de calor.

O CAPÍTULO 11 apresenta as conclusões gerais sobre o trabalho desenvolvido bem como sugestões para trabalhos futuros.

CAPÍTULO 2

Concreto projetado empregado como suporte de túneis: comportamento do material

2.1 - Considerações iniciais

A solicitação imposta ao concreto projetado é um tipo de interação maciço-estrutura altamente dependente das características do maciço e do suporte. Os carregamentos a que o suporte é submetido são induzidos pelas deformações do maciço em torno da cavidade, resposta à retirada do núcleo.

Por sua vez, o concreto projetado apresenta um comportamento dependente do tempo, o que faz com que suas propriedades mecânicas variem ao longo do eixo do túnel, sendo este mais jovem nas proximidades da escavação (ainda em fase de hidratação do cimento) e tanto mais maduro quanto mais distante estiver dela.

Este capítulo tem como objetivo fornecer um melhor entendimento sobre o comportamento estrutural do concreto projetado durante o processo de escavação.

Serão enfocadas as respostas frente às solicitações impostas pelo maciço, a importância do comportamento dependente do tempo no dimensionamento do suporte em obras subterrâneas e a evolução das propriedades mecânicas.

2.2 - Considerações sobre o processo de hidratação do cimento

O concreto é constituído por um produto de reações químicas ocorridas entre o cimento e a água na presença de agregados. Componentes químicos do cimento, como silicatos e aluminatos formam produtos de hidratação que, com o decorrer do tempo, dão origem a uma pasta firme e dura, com características de pega e endurecimento.

Nos concretos empregados na construção civil tradicional, as reações de hidratação se processam dentro de formas, somente retiradas quando este já atingiu uma certa resistência. A solicitação estrutural por sua vez só ocorre dentro de alguns dias, quando o concreto já adquiriu resistência mecânica suficiente.

Em túneis com suporte em concreto projetado, logo após a escavação a seção transversal é recoberta por uma camada de concreto fresco, o que faz com que as reações de hidratação ocorram na superfície do maciço. O maciço começa a se deformar pouco depois que o núcleo é retirado, função do seu tempo de auto-sustentação, produzindo esforços sobre o concreto projetado ainda em fase de hidratação.

Logo que a água se encontra com as partículas do cimento, as reações químicas têm início, denominadas reações de hidratação. A nível microscópico, isto leva à formação de camada de silicatos de cálcio hidratados, (C-S-H) que progressivamente preenche os vazios entre as partículas de cimento não hidratadas, como pode ser observado na FIGURA 2.1. O desenvolvimento do C-S-H contribui para o progressivo endurecimento e rigidez do concreto projetado (MANG, 1998).

Para problemas convencionais de engenharia, a descrição do material necessita ser definida somente a nível macroscópico, considerando volumes elementares de dimensão geralmente entre 1 e 10 cm, respeitando as heterogeneidades (agregados) que o concreto contém. Este fenômeno macroscópico que governa o processo de endurecimento do concreto projetado (ou melhor, do concreto) pode ser caracterizado, a nível microscópico, pela evolução da quantidade da massa de hidratos formada no tempo t por unidade de volume m .

FIGURA 2.1 - Microestrutura do concreto (MANG, 1998).

Notação: 1 - partículas de cimento não hidratadas 2 - Silicatos de Cálcio hidratados

A formação de hidratos dentro dos microporos do concreto produz vários efeitos em escala macroscópica, como por exemplo: aumento do módulo de elasticidade, resistência à compressão, diminuição do volume pela retração autógena. Uma vez que estas grandezas se relacionam com a formação de silicatos de cálcio hidratados, podem ser expressas como função da massa de hidratos por unidade de volume ou pelo grau de hidratação (ξ), descritas como $E(\xi)$, $f_c(\xi)$, $\varepsilon_{sh} = \beta \xi$, ou seja, a ação das reações químicas sobre as características mecânicas do material (ULM & COUSSY, 1996). Estas relações evidenciam a importância do processo de hidratação na evolução das propriedades mecânicas do concreto projetado.

2.3 - Solicitação e comportamento do suporte em concreto projetado

Para melhor compreensão do problema de interação entre o maciço e o sistema de suporte em concreto projetado, apresenta-se na FIGURA 2.2 a ilustração hipotética empregada por CHANG (1994). Na figura estão apresentados os deslocamentos com e sem suporte e a pressão exercida sobre ele.

Pode-se observar que os deslocamentos são reduzidos pela presença do suporte, com um certo nível de deslocamento já presente quando ocorre a instalação. A pressão no suporte (P_s) é variável ao longo do túnel, função, entre outros fatores, do comportamento dependente do tempo do concreto projetado: nas proximidades da frente de escavação, a pressão exercida pelo suporte é menor, ao passo que a uma maior distância da frente de escavação o concreto projetado exerce ação mais efetiva pois já atingiu parte de sua resistência mecânica.

FIGURA 2.2 - Ilustração hipotética da interação entre o concreto projetado e a frente de escavação (CHANG, 1994).

De uma forma geral, pode-se considerar que a estabilidade do túnel é garantida pela ação conjunta da pressão do suporte (P_s) mais a pressão exercida pelo núcleo adiante da frente de escavação (P_f). A ação do suporte é a somatória das parcelas correspondentes a cada um dos lances ($\sum P_{s,i}$) (FIGURA 2.3)

FIGURA 2.3 - Influência dos lances com maior idade do concreto projetado sobre a estabilidade da frente de escavação. (CHANG, 1994).

Apesar de menores deslocamentos ocorrerem nas proximidades da frente de escavação, é nesta região que ocorre a maior velocidade de deformações associadas a menores pressões oferecidas pelo último lance de concreto projetado, ainda em fase de hidratação. Nesta idade, podem ocorrer problemas de instabilidade: acidentes próximos à frente de escavação, em túneis suportados por concreto projetado são reportados por CHANG (1994) e ROCHA & CELESTINO (1992) entre outros, onde rupturas ocorreram em concretos com menos de 1 dia de idade. Segundo GOLSER et al. (1989), a relação mais crítica entre tensão atuante e resistência do concreto projetado ocorre no intervalo de 3 a 5 dias, onde se tem um material trabalhando como suporte ainda muito jovem. (ver FIGURA 4.3).

O mecanismo de carregamento sobre o suporte em concreto projetado é descrito na FIGURA 2.4 (CELESTINO, 1992). Na figura, o termo i refere-se ao último segmento de concreto projetado instalado. O efeito tridimensional da escavação do $(i + 1)$ éximo avanço solicitará pela primeira vez o segmento i , bem como os demais, já carregados anteriormente. Os deslocamentos junto à frente de escavação são bastante variáveis. Os deslocamentos ocorridos nos segmentos anteriores, apesar de acumularem maiores deformações, já se encontram em níveis estabilizados.

Acrescenta-se ainda o fato de que o segmento $(i - 2)$ do concreto projetado (e os demais $i - 3$, $i - 4$,...) são mais “antigos”, e se encontram em uma fase de cura mais avançada, enquanto o segmento i é constituído por um concreto ainda jovem.

FIGURA 2.4 - Mecanismo de carregamento do suporte junto à frente de escavação, por avanço da frente (CELESTINO, 1992).

Em função dos carregamentos impostos pelo maciço, o concreto projetado pode apresentar diferentes respostas em termos do comportamento tensão-deformação.

Segundo PÖTTLER (1990.a e b, 1993) pode ocorrer relaxação do concreto projetado nas proximidades da frente de escavação em resposta à sequência de escavação em etapas. A FIGURA 2.5 apresenta a variação de tensões atuantes e as respectivas deformações no concreto projetado em resposta aos carregamentos impostos pelo maciço.

FIGURA 2.5 - Tensões atuantes sobre o suporte em concreto projetado: túneis escavados em NATM (PÖTTLER, 1990.a e b, 1993).

A figura demonstra três fases de tensões no suporte/revestimento durante o processo de escavação: carregamento, relaxação e tensão constante. Próximo à frente, cada nova etapa de escavação faz com que as tensões no concreto projetado se elevem abruptamente. Nos intervalos entre etapas de escavação, as deformações se estabilizam e o concreto projetado apresenta estágios de relaxação, quando parte da carga é transferida de volta para o maciço, até que uma nova etapa da escavação se inicie. O pico do carregamento imposto pelo maciço ocorre a uma distância de aproximadamente 2 diâmetros da frente de escavação, ponto onde se tem uma fase crítica em termos de segurança. Após o pico, as deformações se estabilizam, e o concreto projetado entra em fase de relaxação. As tensões diminuem, mantendo-se constantes na fase posterior, se estabilizando em aproximadamente 4 MPa, independente das condições de contorno, forma da seção transversal, condições do maciço, velocidade de avanço do túnel ou espessura do concreto projetado (de acordo com PÖTTLER, op. cit.) Este tipo de

solicitação sobre o concreto projetado ocorre em túneis com profundidade de 2 a 3 diâmetros, onde se pode contar com a capacidade de suporte do maciço (escavação em NATM).

Considerando o tipo de solicitação estrutural da FIGURA 2.5 a fase 1 de carregamento é de decisiva importância a resistência do concreto projetado jovem: no início da fase de relaxação, tem-se a maior solicitação estrutural sobre o concreto projetado, e a frente de escavação já está a uma distância que não mais influencia a redistribuição de tensões, e toda a solicitação estrutural atua sobre o suporte. Na fase 3, é a tensão mínima do suporte que deve garantir a estabilidade da abertura.

Deve-se considerar que situação de relaxação no suporte é restrita a casos onde o maciço tem um comportamento não-dependente do tempo. Evidências de maciços com comportamento dependente do tempo foram apresentadas por CELESTINO (op. cit.) a partir de resultados de instrumentação realizadas em regiões próximas a frentes de escavação que permaneceram paradas durante algum tempo, constatando que grandes deslocamentos ocorreram em um túnel que anteriormente não havia apresentado problemas. Utilizando o modelo de Burgues para representar o comportamento dependente do tempo para o maciço rochoso em um método convergência-confinamento o autor obteve curvas de evolução de tensões sobre o suporte crescentes com o tempo (ver FIGURA 2.9.a e b), diferente do mecanismo de carregamento sobre o suporte demonstrado por PÖTTLER (op. cit.).

Resultados de tensões sobre o suporte em concreto projetado retroanalizados por KUWAJIMA (1991) a partir da instrumentação de deformações em campo também conduziram a resultados diferentes daqueles obtidas por PÖTTLER (op. cit.), sem o aspecto carga-descarga.. O autor empregou um modelo viscoelástico para a modelagem do concreto projetado em um túnel escavado em solo mole a velocidade avanço de 4 m/dia. De acordo como autor, a taxa de velocidade da deformação lenta e a velocidade de avanço do túnel condicionam o processo: altas velocidades de deformação lenta fazem com que as deformações ocorram muito mais rápido do que aquelas devido ao carregamento produzido pelo avanço da frente de escavação.

De acordo com HEINZ & ROCHA (1990), anteriormente ROKAHR & LUX (1985) já haviam feito considerações sobre a questão da relaxação das cargas sobre o concreto projetado. Estes autores apresentaram simulações tridimensionais considerando o efeito das deformações lentas do concreto projetado, indicando que esta propriedade proporciona a relaxação das cargas transmitidas ao suporte a cada nova

etapa de escavação. Este fenômeno faz com que a curva tensão-deformação do suporte apresente um formato serrilhado, como pode ser observado na FIGURA 2.6..

No caso de túneis rasos, onde a cobertura é menor que dois a três diâmetros, não se pode admitir relaxação das tensões. O intervalo entre as etapas de escavação provoca tensões constantes sobre o concreto projetado como representado na FIGURA 2.7. Em situações deste tipo, o concreto projetado é passível de apresentar deformações de fluência nas primeiras idades.

FIGURA 2.6 - Evolução das tensões normais em revestimentos de concreto projetado derivadas das análises tridimensionais de ROKHAR & LUX (1985) (HEINZ & ROCHA, 1990).

FIGURA 2.7 - Tensão sobre o concreto projetado em túneis rasos (sem relaxação de tensões) (PÖTTLER, 1993).

PAN & HUANG (1994) acrescentam que materiais compostos como o concreto projetado podem apresentar plastificação quando sob ação de grandes deformações de compressão, resultando em ruptura progressiva. Em concretos, o nível de deformação admitido para plastificação é $\epsilon_f = 3 \text{ ‰}$.

Segundo os autores, as maiores deformações de compressão ocorrem na fibra externa do suporte. A zona de plastificação se propaga com o aumento da tensão, resultado em ruptura progressiva. Quando o anel de plastificação se torna tão espesso quanto o suporte, este não pode arcar com maiores solicitações e alcança o estado último. A FIGURA 2.8 apresenta os resultados de simulações numérica obtidas pelos autores na análise deste parâmetro.

2.8.a – Deslocamentos

2.8.b - Curvas de convergência-confinamento.

FIGURA 2.8 - Efeito da deformação de ruptura sobre a interação com o suporte (PAN & HUANG, 1994)

Os autores verificaram que a capacidade do suporte é função da deformação de plastificação ε_f : quanto menor o limite de deformação plastificação maior a convergência do túnel e consequentemente menor a capacidade de carga do suporte.

Conclui-se, então que além da evolução da resistência, o comportamento tensão-deformação também deve ser considerado em projetos de túneis em concreto projetado. Deformações por relaxação e fluência podem vir a ocorrer em função das diferentes histórias de carregamento em resposta ao comportamento do maciço.

O problema da plastificação em concreto projetado é pouco discutido na literatura; no entanto, ignorar sua importância pode subestimar a convergência do túnel e superestimar a capacidade de carga do suporte.

2.4 - Importância do comportamento dependente do tempo do concreto projetado na segurança de obras subterrâneas

O principal ponto que o difere o concreto projetado dos demais tipos de suporte está em seu comportamento dependente do tempo, que faz com que suas propriedades mecânicas variem ao longo do eixo do túnel, apresentando comportamentos diferenciados quando na frente de escavação (concreto projetado jovem) e nas seções distante dela (concreto projetado maduro). Na FIGURA 2.2 pôde-se observar diferenças nas resistências oferecidas pelo suporte ao longo do eixo do túnel.

Vários trabalhos na literatura apresentam resultados importantes em termos da segurança de obras subterrâneas quando não há uma compatibilidade entre a velocidade de escavação e a taxa de endurecimento do concreto projetado (taxa de ganho de resistência em função do tempo).

CELESTINO (1991) apresenta um dos primeiros trabalhos que discutem o comportamento dependente do tempo do concreto projetado no Brasil. Utilizando um método do tipo convergência-confinamento que leva em conta o comportamento dependente do tempo de maciços visco-elásticos e do concreto projetado, CELESTINO (1992) e CELESTINO & GUIMARÃES (1994) realizaram uma comparação das tensões atuantes no concreto projetado para diferentes velocidade de avanço com curvas

de ganhos de resistência. Os dados empregados na simulação são relativos a um túnel do Metrô de São Paulo e o túnel Four Fathon, no Canadá. (FIGURA 2.9).

2.9.a - Túnel do Metrô de São Paulo

2.9.b - Túnel Four Fathon

FIGURA 2.9 - Comportamento do concreto projetado para diferentes velocidades de escavação (CELESTINO, 1992 e CELESTINO & GUIMARÃES, 1994).

Os autores constataram que no Metrô de São Paulo a resistência do concreto projetado foi superior às tensões decorrentes de uma velocidade de avanço de 2,5 m/dia, adotada no projeto. A condição mais crítica ocorre a 15 h, com uma menor margem de

segurança. A análise com uma velocidade hipotética, com 20 m/dia, mostrou-se inviável para as condições do projeto, pois a resistência do concreto projetado é substancialmente menor que os esforços do maciço resultantes desta taxa de escavação, considerando um maciço com comportamento dependente do tempo.

Conclusões similares podem se obtidas com as análises dos dados do túnel Four Fathon, onde a velocidade de 2,8 m/dia fornece uma situação em termos de segurança favorável, enquanto com velocidade de avanço de 10 m/dia a solicitação do maciço supera a resistência do concreto projetado antes da segunda hora de idade.

CHANG (1994) apresenta um estudo teórico da interação entre um suporte de concreto projetado elástico com rigidez aumentando com o tempo e um maciço rochoso elasto-plástico. O autor apresenta resultados enfocando a variação da rigidez do concreto projetado em função do tempo, considerando 3 diferentes taxas de endurecimento. Os resultados obtidos são apresentados na FIGURA 2.10.

Observa-se que nos concretos com baixa taxa de evolução da resistência (Caso 1) pode-se ter problemas de instabilidade com menos de 1 dia de idade, pois a resistência oferecida pelo concreto projetado está muito próxima da solicitação tangencial a que o suporte está submetido. Com taxas de evolução de resistência maiores, não foram detectados problemas a pequenas idades nem a longo prazo.

Além da resistência do concreto projetado, outras propriedades mecânicas também apresentam evolução em função do tempo como foi discutido no item 2.2. A evolução do módulo de elasticidade, apesar de pouco discutida em relação à resistência, afeta a distribuição de cargas sobre o suporte, e o método tradicional de se considerar um módulo de elasticidade reduzido a pequenas idades conduz a resultados conservadores.

Para ilustrar as conseqüências de admitir-se um módulo de elasticidade reduzido, HEINZ & ROCHA (1990) apresentam os resultados de ERDMANN (1983), derivados de análises numéricas tridimensionais, os quais são apresentados na FIGURA 2.11. Observa-se que houve uma diferença considerável na magnitude das cargas sobre o revestimento entre considerar-se o módulo de elasticidade constante com $E = 15$ GPa e variável ao longo do eixo do túnel.

2.10.a - Concretos projetados com diferentes taxas de endurecimento

2.10.b - Comportamento do concreto projetado com diferentes taxas de endurecimento para uma mesma velocidade de escavação

FIGURA 2.10 - Efeito das diferentes taxas de endurecimento do concreto projetado sobre a segurança do projeto (CHANG, 1994).

$$T^* = \frac{\sigma_{\theta} \cdot e}{P \cdot R} \quad (2.2)$$

onde:

σ_{θ} : tensão normal tangencial atuante no suporte (tensão circunferencial)

e : espessura do suporte em concreto projetado

P : tensão externa atuante no maciço

R : raio da escavação

A FIGURA 2.12 apresenta um dos resultados obtidos pelo autor, adotando maciços em rochas brandas com módulo de elasticidade 1,03 GPa e módulo de elasticidade do concreto 20,7 GPa a 28 dias.

Observa-se uma nítida diferença nos esforços compressivos nas respostas das simulações entre o concreto moldado e o concreto projetado: os esforços compressivos sobre o concreto moldado são maiores que no concreto projetado em decorrência dos deslocamentos restritos pela pouca flexibilidade do suporte.

Para o concreto projetado foram analisadas duas velocidades de escavação, respectivamente 1 e 8 m/dia. Grandes velocidades de escavação resultam em tensões no suporte mais baixas. No entanto, deve-se lembrar que os esforços, ainda que mais baixos, atuam sobre concretos projetados com pequenas idades quanto maior a velocidade de escavação.

FIGURA 2.12 - Efeito do módulo de elasticidade do concreto sobre o esforço compressivo: concreto projetado e concreto moldado (GOMES, 1999).

2.5 - Efeito do carregamento a pequenas idades

Como foi discutido nos itens 2.3 e 2.4, o concreto projetado recebe solicitações impostas pelo maciço em idades muito jovens, quando suas propriedades mecânicas ainda estão em desenvolvimento. Este carregamento a pequenas idades pode alterar a evolução de suas propriedades mecânicas. Isto pode tornar diferente a resposta mecânica apresentada pelo concreto projetado na obra e em laboratório, além de peculiaridades de execução inerentes ao processo de projeção.

Segundo CHANG (1994), há poucas informações disponíveis na literatura sobre o efeito do carregamento precoce do concreto projetado no desenvolvimento da resistência. Um dos poucos trabalhos encontrados, citados pelo autor, são os estudos experimentais de MOUSSA (1993), o qual fornece informações sobre ensaios onde o efeito do carregamento precoce sobre a evolução da resistência foi estudado.

Os ensaios foram conduzidos em amostras de 100 mm de diâmetro e 150 mm de altura, e não se tem informações do processo de moldagem (projetadas, testemunhos extraídos ou concreto moldado). As amostras foram divididas em três grupos: no primeiro grupo as amostras foram ensaiadas a 2, 7 e 14 dias de idade para obter a resistência a compressão f_c ; as amostras do segundo grupo foram pré-carregadas com 2 dias de idade com um certo nível de tensão, descarregadas e levadas à ruptura a 7 dias de idade; as amostras do terceiro grupo foram pré-carregadas com 3 dias de idade, descarregadas e levadas à ruptura com 14 dias.

Os carregamentos foram realizados com deformação controlada a uma taxa de 1‰ por min. As cargas de ruptura são comparadas entre séries para estudar os efeitos do carregamento precoce sobre o desenvolvimento da resistência, os quais foram avaliados por um parâmetro de redução, definido como:

$$R_d = \frac{f_{c,t2} - \sigma_{max}}{f_{c,t2} - f_{c,t1}} \quad (2.3)$$

onde:

$f_{c,t1}$, $f_{c,t2}$: resistências à compressão das amostras de referência nos instantes t_1 de pré-carregamento e no instante t_2 de ruptura, respectivamente

$\sigma_{\text{máx}}$: carga máxima suportada pela amostra pré-carregada (carga de ruptura)

Os resultados do programa experimental não foram apresentados por CHANG (1994), mas o autor afirma que o desenvolvimento da resistência com o tempo é afetado pelo carregamento precoce. Em relação ao efeito da taxa de pré-carregamento $\sigma_o/f_{ct,1}$ e o parâmetro de redução R_d , MOUSSA (op. cit.) apresenta a seguinte correlação, baseado em resultados experimentais.

$$R_d = 2,5 \cdot \left(\frac{\sigma_o}{f_{ct,1}} - 0,7 \right) \quad (2.4)$$

onde σ_o corresponde a tensão de pré-carregamento.

Com base na equação 2.4 observa-se que a redução na resistência é desprezível para concretos pré-carregados com menos de 70% da resistência à compressão a pequenas idades. Para um concreto carregado com uma tensão máxima e descarregado imediatamente, o valor para o parâmetro de redução R_d é cerca de 80%.

CHANG (1994) salienta que na idade de 2 dias, quando MOUSSA (op. cit.) submeteu suas amostras ao pré-carregamento, o concreto projetado não é tão jovem quando comparado à idade em que este começa a receber carregamentos durante a construção de um túnel. Existe grande dificuldade em obter amostras de concreto projetado muito jovens. Ensaio em amostras de concreto (JAWAD et al, 1992) mostram que o pré-carregamento de concretos muito jovens, dentro das primeiras 8 h após a moldagem, exerce grande efeito sob o desenvolvimento da resistência.

HUBER* (1991) *apud* MESCKHE et al. (1996) apresenta resultados experimentais de concretos projetados onde ocorreram rupturas precoces quando submetidos a carregamentos em idades 5 a 25 h. A FIGURA 2.13 apresenta as histórias de carregamentos utilizadas pelo autor bem como a evolução da resistência à compressão.

Os ensaios foram realizados em amostras de concreto projetado prismáticas com dimensões 10 x 10 x 40 cm, retiradas do Túnel Inntal (Áustria), imediatamente após a

* HUBER, H. (1991) - *Untersuchungen zum verformungsverhalten von jungen spritzbeton im tunnelbau*. Diplomarbeit, Fakultät für Bauingenieurwesen und Architektuur, Universität Innsbruck

concretagem. Três amostras foram utilizadas em cada ensaio, submetidas a seqüências de carregamentos correspondentes as solicitações típicas de escavações de túneis. As características do concreto projetado ensaiado são apresentadas na tabela 2.1.

TABELA 2.1 - Características dos concretos projetados ensaiados por HUBER (1991)

Série	% acelerador	f_{c1} (MPa)	f_{c28} (MPa)	E_{28} (GPa)
I	7	6,3	22,3	27,0
II	5	11,9	14,3	32,0

2.13.a - Série I

2.13.b - Série II

FIGURA 2.13 - Evolução da resistência à compressão do concreto projetado quando submetido a carregamento precoce e história do carregamento (HUBER, 1991 apud MESCHKE et al., 1996)

Pode-se observar que as diferentes histórias de carregamento parecem ter influenciado a evolução da resistência à compressão: na série II, muito mais severa que a I, as amostras foram submetidas a 6,3 MPa antes de 10 h (o que corresponde a uma relação $\sigma_0/f_c \approx 0,80$), e constatou-se uma abrupta mudança na curva de evolução da

resistência, a qual passou a evoluir mais lentamente após este ponto. Quando o nível de carregamento passou para 12,6 MPa, algumas amostras atingiram a ruptura precoce, com menos de 20 h, como apresentado na FIGURA 2.14.b. Na série I observa-se uma mudança de tendência na curva de resistência após 45 h, quando o nível de tensão aplicado foi 2,2 MPa ($\sigma/f_c \approx 0,18$). A ruptura nesta série ocorreu também quando o nível de tensões aplicado foi 12,6 MPa, mas com 135 h de idade (com $\sigma/f_c \approx 0,7$, ou seja, a ruptura ocorreu com um carregamento abaixo da sua resistência à compressão).

Em relação ao efeito do carregamento precoce sobre o comportamento das deformações, conclusões podem ser tiradas dos resultados experimentais de HUBER (op. cit.) e KUWAJIMA (1991).

Na FIGURA 2.14 apresentam-se as respostas, em termos de deformações, para os ensaios realizados por HUBER (op. cit.) submetidas as histórias de carregamento apresentadas na FIGURA 2.13.

2.14.a - Série I

2.14.b - Série II

FIGURA 2.14 - Resposta em termos de deformação do concreto projetado quando submetido ao carregamento precoce (HUBER, 1991 apud MESCHKE et al., 1996).

Pode-se observar que as deformações elásticas e de fluência são fortemente influenciadas pela história de carregamento. Na série I, onde os acréscimos de tensão foram menos severos nas primeiras 72 h (ver FIGURAS 2.13.a e 2.14.a), as deformações elásticas instantâneas se apresentaram próximas das deformações de fluência. Para os estágios de tensão acima de 6,3 MPa, as deformações elásticas se apresentaram menores que as deformações de fluência, sendo que estas evoluíram com altas velocidades nas primeiras horas após o carregamento ser aplicado, tornando-se quase constantes após um certo intervalo de tempo. Na série II (ver FIGURAS 2.13.b e 2.14.b), com o aumento abrupto de tensões, as deformações elásticas invariavelmente foram superiores às deformações de fluência.

KUWAJIMA (1991) realizou ensaios de carregamento constante em amostras de concreto moldado (com características em termos de densidade semelhantes às obtidas em concretos projetados) para medir parâmetros de deformação lenta. As amostras foram carregadas em diferentes idades entre 4 h e 7 dias, com aproximadamente 20 a 30 % da respectiva resistência à compressão. Valores de deformação medidos em idades 1, 10 e 30 h após o início dos carregamentos são apresentados na FIGURA 2.15.

FIGURA 2.15 - Deformações medidas em concretos submetidos a carregamentos precoces (comparação entre diferentes idades de carregamento). Resultados de KUWAJIMA (1991)*

* Leia-se CRSG n H como ensaios com início de carregamento com n horas de idade.

Observa-se que, quanto mais jovem o concreto é carregado, maiores são as deformações devidas à fluência que ele apresenta, tanto 1 h como 10 h após o carregamento. As taxas de evolução das deformações entre a 1ª e a 10ª hora de carregamento são relativamente altas nos concretos carregamentos em idades menores que 12 h. Há uma nítida diferença entre os níveis de deformação quando os carregamentos se iniciam antes de 24 h e diferenças pouco significativas quando se compara as deformações entre carregamentos iniciados a 36, 78 e 168 h. Entre 10 e 30 h, as deformações nos concretos submetidos a carregamentos em idades muito baixas (4 e 8 h) praticamente não se alteram, ao passo que em idades maiores que 24 h, deformações de fluência ainda podem ser observadas. Isto pode ser um indício de que concretos mais jovens apresentam maiores taxas de deformação lentas em curtos períodos, atingindo altos valores de deformação em idades muito baixas.

Estes resultados demonstram o efeito do carregamento a pequenas idades no concreto projetado: quanto mais jovem receber cargas, maior o nível de deformações que ele pode atingir, comprometendo a magnitude das deformações ao longo do tempo.

2.6 - Comportamento dependente do tempo do concreto projetado: evolução das propriedades mecânicas

Como vem sendo discutido neste capítulo, o concreto projetado se constitui em um suporte com variação das propriedades mecânicas em função do tempo, o que faz com que apresente comportamento variável ao longo do eixo do túnel, sendo caracterizado como concreto jovem nas proximidades da frente de escavação, tornando-se maduro a maiores distâncias desta.

A resistência à compressão é a principal propriedade mecânica, com requisitos a serem atendidos em idades jovens e a 28 dias. Em relação ao módulo de elasticidade, são escassos os estudos sobre o tema. A resposta em termos de deformações sob carregamentos é pouco conhecida, principalmente no Brasil, apesar da importância que foi observada a partir dos resultados de PÖTTLER (1990.a e b) e HEINZ & ROCHA (1990) sobre deformações de relaxação e fluência e PAN & HUANG (1994) sobre o problema de plastificação sob altas tensões.

Segundo MESCHKE (1996) o comportamento do concreto projetado é complexo, com os seguintes pontos a serem considerados:

- variação em função do tempo de todas as propriedades mecânicas, tais como: resistência à compressão, módulo de elasticidade, resistência à tração e a tensão de plastificação;
- uma relação não-linear entre tensão-deformação em todos os estágios da fase de maturação do concreto;
- a ocorrência de grandes deformações inelásticas de ordem viscosas;
- diferença do comportamento na ruptura entre tração e compressão;
- presença de fenômenos de fluência, relaxação e retração;

A complexidade do comportamento do concreto projetado justifica um estudo mais aprofundado de suas propriedades mecânicas, envolvendo não somente a compressão simples.

Neste item serão apresentados os modelos encontrados na literatura para previsão do comportamento das propriedades do concreto projetado. O comportamento em termos de deformações será discutido no CAPÍTULO 3.

2.6.1 - Relação tensão-deformação

FERREIRA (1997) apresentou uma discussão sobre o comportamento tensão-deformação, com base nos resultados experimentais de SEZAKI et al. (1989), anteriormente discutidos por CHANG (1994). Nestes estudos, enfocou-se somente o comportamento tensão-deformação em ensaios à compressão simples.

AYDAN et al. (1992) apresentam resultados mais completos sobre o comportamento tensão-deformação, enfocando ensaios de compressão simples e triaxiais. Estes ensaios foram realizados em amostras de concreto cúbicas, projetadas semelhante à operação em campo. Curvas típicas representando o comportamento tensão-deformação são apresentadas na FIGURA 2.16.

Em relação à compressão uniaxial, o concreto projetado se comporta como um material dúctil antes de um dia de idade, apresentando resistência residual e a ruptura

ocorre com deformações grandes. Com a idade, a ruptura torna-se mais frágil, com menores taxas de deformação.

Sobre a compressão triaxial, observa-se que o efeito do confinamento afeta substancialmente o comportamento tensão deformação em idades menores que 1 dia. Em idades acima de 3 dias, o efeito sobre as curvas é pequeno. No entanto, a tensão confinante melhora as propriedades do concreto projetado, pois a ruptura ocorre com maiores níveis de carregamento e maiores deformações, tornando o concreto mais dúctil.

FIGURA 2.16 - Comportamento tensão-deformação de concretos projetados submetidos a ensaios de compressão uniaxiais e triaxiais (AYDAN et al., 1992).

2.6.2 - Resistência à compressão

A resistência à compressão simples é uma das propriedades mais importantes para caracterizar o desempenho de diversos materiais, entre eles o concreto projetado. Isso se atribui à facilidade de execução dos ensaios, e ao fato de a compressão simples poder ser correlacionada a outras propriedades. Para concretos projetados, é necessário definir valores de projeto a pequenas idades (menores que 24 h) até 28 dias.

A resistência à compressão do concreto projetado é obtida a partir da extração de testemunhos da parede do túnel ou a partir de placas projetadas. Usualmente o dimensionamento de suportes em concreto projetado utiliza a resistência à compressão a 28 dias de idade como parâmetro de projeto. No entanto, como foi visto no item 2.4, a resistência em idades menores que 1 dia e a taxa de endurecimento são parâmetros que

devem ser levados em conta no dimensionamento do suporte em concreto projetado, compatível com as características do maciço em escavação. Nestas idades, a extração de amostras que resultem em valores confiáveis é uma tarefa de difícil execução, sendo frequentemente utilizados métodos indiretos para avaliação da resistência a pequenas idades.

FERREIRA (1997) apresenta uma compilação dos métodos indiretos para medida da resistência do concreto projetado jovem. Em campo um método muito utilizado é o Penetrômetro de Profundidade Constante (PPC), cuja eficácia foi analisada por PRUDÊNCIO (1993). O princípio básico deste método foi proposto por SÄLLSTRÖN (1969) e consiste em medir a resistência apresentada pelo concreto à cravação de uma agulha padrão. A FIGURA 2.17 apresenta um esquema do penetrômetro. O equipamento fornece um índice denominado IP que corresponde a medida de resistência do concreto à cravação da agulha.

FIGURA 2.17 - Penetrômetro de Profundidade Constante empregado por PRUDÊNCIO (1993)

PRUDÊNCIO (op. cit.) realizou ensaios em corpos de prova de concreto correlacionando a resistência à cravação em determinadas idades às respectivas resistências à compressão uniaxial f_c .

$$F = -67,52 + 493,73 \cdot f_c \quad (2.5)$$

onde F é a força de cravação medida em N e f_c a resistência à compressão em MPa.

A aferição da agulha do equipamento permitiu correlacionar a força de cravação F e o índice de cravação IP fornecido pelo equipamento:

$$F = -66,9975 + 8,744.IP \quad (2.6)$$

Este equipamento permite medir a resistência nas primeiras horas até o limite de $f_c = 0,8$ MPa. Em idades onde a resistência varie entre 0,8 MPa e aquela onde se possam realizar extrações sem danificar a amostra de concreto (a partir de 5 MPa), o autor sugere o uso de Penetrômetros de Energia Constante (PEC). Este equipamento consiste na medida da resistência à cravação de uma agulha a partir da profundidade de cravação desta no concreto quando liberada de uma altura padronizada. O limitante deste equipamento é a impossibilidade de utilização em obras para medida de resistência nas paredes laterais e no teto.

Estes equipamentos foram utilizados com sucesso nos programas experimentais de PRUDÊNCIO (op. cit.) e FIGUEIREDO (1993, 1997).

Sobre a resistência à compressão a longo prazo, CHANG (1994) apresenta curvas de evolução definidas a partir de um grande número de resultados de ensaio da literatura (expressão 2.7):

$$f_c = a_1 \cdot f_{c28} \cdot e^{c_1/t^{0,70}} \quad (2.7)$$

onde:

f_c : resistência a compressão em MPa à idade t

f_{c28} : resistência à compressão em MPa aos 28 dias

a_1, c_1 : parâmetros da expressão

t : idade em dias

CHANG (1994), aplicando esta expressão para uma grande variedade de dados, obteve uma resistência à compressão com 28 dias de 40 MPa. Os parâmetros a_1 e c_1 respectivamente iguais a 1,105 e -0,742.

A Sociedade Austríaca do Concreto (ÖBV, 1989) apresenta uma expressão mais completa que faz diferenciação entre o comportamento a 1 dia da evolução a longo prazo (MESCHKE et al., 1996).

$$\left. \begin{aligned} f_c &= f_{c1} \cdot \left(\frac{t + 0,12}{24} \right)^{0,72453} && \text{para } t < 24 \text{ h} \\ f_c &= a_c \cdot e^{\left(-\frac{b_c}{t} \right)} && \text{para } t > 24 \text{ h} \end{aligned} \right\} \quad (2.8)$$

com os parâmetros a_c , b_c , e k definidos abaixo:

$$a_c = \frac{f_{c28}}{e^{\frac{\ln(k)}{27}}} \quad b_c = -\frac{672}{27} \cdot \ln(k) \quad k = \frac{f_{c1}}{f_{c28}}$$

onde:

f_{c1} : resistência à compressão em MPa para $t = 1$ dia de idade

f_{c28} : a resistência à compressão em MPa aos 28 dias

a_c , b_c , k : parâmetros da equação

Buscaram-se outros resultados experimentais na literatura, diferentes daqueles analisados CHANG (op. cit.) e FERREIRA (1997), os quais são confrontados com os modelos para evolução da resistência propostos por CHANG (op. cit.) e ÖBV (op. cit.). Os dados analisados referem-se a resultados de compressão simples do concreto projetado em campo fornecidos por: BLANCK (1974), CHITUNDA (1974), TYNES & McCLEESE (1974), BORIS et al. (1973), PARKER et al. (1975), FERNANDEZ et al. (1975), MASON (1970), LERMAN (1970), KLOSTERMAN (1968), KLOBER (1966), LITVIN & SHIDELER (1966). A FIGURA 2.18 apresenta os resultados desta análise.

Na FIGURA 2.18 apresenta-se a curva obtida por CHANG (op. cit.) referente aos dados coletados pelo autor na literatura disponível e a curva obtida com a expressão da ÖBV (op. cit.) ajustada aos dados apresentados no gráfico. Observa-se que há uma grande dispersão nos valores de resistência fornecidos pelos autores independente da

idade. A expressão proposta por CHANG (op. cit.), representando a curva média dos resultados analisados pelo autor, se enquadra dentro da dispersão dos resultados, nos limites superiores. Quanto a expressão da ÖBV (op. cit.), esta parece representativa dos valores médios de resistência à compressão.

FIGURA 2.18 - Reunião de resultados de campo da resistência à compressão do concreto projetado: adequação a modelos de evolução de resistência.

2.6.3 - Módulo de elasticidade e Coeficiente de Poisson

O módulo de elasticidade é a propriedade que reflete a capacidade do material de absorver e redistribuir os esforços. Apesar da sua importância, poucas informações são encontradas na literatura, sobretudo em concretos com idades menores que 1 dia. FIGUEIREDO (1993) chama a atenção para a necessidade de desenvolvimento de métodos para avaliação desta propriedade em campo, visto a importância deste a pequenas idades. A evolução nos métodos de avaliação encontra um entrave nas dificuldades de ensaio, e também pela falta de conscientização da real importância de valores representativos do material em campo nas simulações numéricas.

Os poucos resultados encontrados na literatura indicam que não há um consenso sobre valores representativo, sejam a pequenas ou maiores idades. Por exemplo, SEZAKI et al. (1992) apresentam resultados de ensaios de laboratório onde obtiveram módulos de elasticidade a 28 dias com 3 GPa, sendo estes valores extremamente baixos.

CHANG (op. cit.) propôs uma expressão para evolução do módulo de elasticidade ao longo do tempo, com forma parecida com a expressão proposta para resistência à compressão. O autor aferiu essa curva com os resultados experimentais de HUBER (1991) e FICHMALLER (1991) (FIGURA 2.19):

$$E_c = a_2 \cdot E_{c28} \cdot e^{c_2/t^{0,7}} \quad (2.9)$$

onde:

E_c : módulo de elasticidade em GPa à idade t (em dias)

E_{c28} : módulo de elasticidade em GPa aos 28 dias, admitido como 27 GPa na FIGURA 2.19

a_2 e c_2 : parâmetros iguais a 1,062 e -0.446 respectivamente na FIGURA 2.19

t : idade do concreto projetado em dias

FIGURA 2.19 - Crescimento do módulo de elasticidade do concreto projetado por CHANG (1994), com base nos ensaios de HUBER (1991) e FISCHNALLER (1992).

KUWAJIMA (1991) apresenta resultados de módulos de elasticidade obtidos em concretos moldados que apresentavam características semelhantes a concretos projetados a partir de ensaios convencionais e também medidos por método ultrassônico. MÜLLER (2001) apresenta resultados obtidos a partir de corpos de prova produzidos no túnel austríaco Plabutsch, projetado em formas metálicas e extraídos da

parede. A FIGURA 2.20 apresenta os resultados obtidos pelos autores e compara estes valores com a curva de ajuste de CHANG (op. cit.).

FIGURA 2.20 - Módulos de elasticidade obtidos por KUWAJIMA (1991) e MÜLLER (2001): comparação com a curva de ajuste obtida por CHANG (1994) para os resultados de HUBER (1991), FISCHNALLER (1992).

Observa-se que os resultados experimentais de KUWAJIMA (op. cit.) apresentam-se bem abaixo da curva de ajuste até 10 dias de idade. Os dados de MÜLLER (op. cit.) apresentam uma grande dispersão entre si, justificável pelas diferentes condições de projeção e cura (em formas e na parede do túnel), bem abaixo da curva de CHANG (op. cit.) antes de 10 dias de idade. Os resultados acima da curva de evolução de resistência correspondem aos valores de módulo de elasticidade obtidos em corpos de prova extraídos da parede do túnel.

O CEB-FIP (1990) apud MESCHKE et al. (1996) apresenta uma expressão para evolução do módulo de elasticidade do concreto projetado muito mais complexa quando comparada à expressão proposta por CHANG (op. cit.). Esta expressão tem a seguinte forma:

$$E = E_{28} \cdot \beta_E(t) \quad (2.10)$$

onde:

$$\beta_E = \left(a_E + \frac{b_E}{t} \right)^{0,5} \quad \text{para } t \leq 672 \text{ h}$$

$$\beta_E = 1 \quad \text{para } t > 672 \text{ h}$$

com $a_E = 0,85$ e $b_E = 100,8$.

Há, no entanto, uma ressalva quanto à utilização desta equação para concretos projetados em idades de hidratação muito recentes, pois seu comportamento pode não ser descrito de maneira adequada. O CEB-FIP (op. cit.) sugere uma modificação de β_E , dividindo-o em intervalos menores que 8 h, entre $8 < t < 672 \text{ h}$ e $t > 672 \text{ h}$. Maiores detalhes podem ser encontrados em MESCHKE et al. (1996).

Em relação ao coeficiente de Poisson, SEZAKI et al. (op. cit.) apresentam a expressão 2.11 obtida a partir de amostras cúbicas extraídas de painéis verticais. Os ensaios foram realizados com carregamento perpendicular a direção de projeção (carregamento paralelo a laminação do concreto projetado). Esta expressão foi comparada aos resultados experimentais obtidos por KUWAJIMA (1991) a partir de métodos ultra-sônicos. (ver FIGURA 2.21).

$$\mu = 0,18 + 0,23.e^{-5,6.t} \quad (2.11)$$

FIGURA 2.21 - Evolução do coeficiente de Poisson obtido por SEZAKI et al. (1992) e resultados experimentais de KUWAJIMA (1991).

Os resultados experimentais de KUWAJIMA (1991) estão muito acima dos valores da expressão obtida no programa de ensaios de SEZAKI et al. (1992), fato este creditado a comparação de valores de coeficiente de Poisson obtidos a partir de ensaios

convencionais e ultra-sônicos. Ainda assim, observa-se que a evolução em função do tempo obtida pelos dois autores é bastante similar. CELESTINO (1999) apresenta valores mais baixos para o coeficiente de Poisson, em média $\mu = 0,11$ a 28 dias de idade. Não foram encontrados outros resultados experimentais na literatura, o que dificulta qualquer tentativa de melhor fundamentar estas diferenças.

Sobre a obtenção do módulo de elasticidade em materiais cimentantes, estes ensaios são muito difíceis de serem realizados, principalmente em concretos jovens. O problema envolve o controle de deslocamentos, que deve ser o mais preciso e confiável possível.

Novas técnicas têm sido desenvolvidas para estudo do comportamento elástico do concreto projetado. CELESTINO et al. (op. cit.) apresenta uma técnica alternativa para medidas de módulos de elasticidade e coeficiente de Poisson de revestimentos de concreto projetado, envolvendo o ensaio de compressão diametral. Apesar das vantagens deste ensaio, pois permite conhecer as propriedades do material anisotrópico no plano das solicitações principais sobre o suporte, é restrito a concretos projetados a maiores idades, pois tem como limitante o problema da extração das amostras.

2.6.4 - Resistência à tração e tensão de plastificação

A resistência à tração (f_t) e a tensão de plastificação (f_{cy}) são propriedades pouco conhecidas do concreto projetado.

Segundo MESCHKE et al. (op. cit.) a correlação entre a resistência à tração e a resistência à compressão do concreto jovem foi investigada por BYFORS (1980) e OLUOKUN et al. (1991), os quais propuseram uma relação empírica com a seguinte forma:

$$f_t = a_t \cdot (f_c(t))^{b_t} \quad (2.12)$$

onde a_t e b_t são parâmetros da equação, admitidas respectivamente como 0,876 e 0,79 para f_c em kPa.

Em relação à tensão de plastificação, MESCHKE et al. (op. cit.) afirma não haver informações disponíveis na literatura. O autor admitiu como representativa a seguinte correlação:

$$f_y = \frac{f_y^{28}}{f_c^{28}} \cdot f_c(t) \quad (2.13)$$

com taxa $\frac{f_y}{f_c}$ entre 0,1 e 0,25.

De acordo com MESCHKE et al. (1996), os concretos projetados de HUBER (1991) apresentaram tensões de plastificação da ordem de 2,23 e 1,40 MPa, respectivamente. Os autores não fazem menção ao procedimento experimental para obtenção de tais resultados. Não foram encontradas referências sobre outros valores na literatura.

CAPÍTULO 3

Comportamento tensão-deformação e reologia do concreto projetado

3.1 - Considerações iniciais

Como foi visto no CAPÍTULO 2, o concreto projetado é submetido a carregamentos desde pequenas idades devido à escavação do túnel, podendo receber solicitações alternadas de carga-descarga, até os carregamentos se estabilizarem a maiores distâncias do avanço da frente de escavação. As deformações do concreto projetado são uma resposta importante do comportamento da escavação realizada com o método NATM. O acompanhamento das deformações por instrumentação permite a retroanálise de cargas e cálculo de fatores de segurança, realimentando o projeto e garantindo a segurança da obra.

O tipo de solicitação a que o concreto projetado é submetido dentro do ambiente do túnel faz com que este apresente respostas diferenciadas em termos de deformação. As deformações são fortemente influenciadas pela variação do módulo de elasticidade com o tempo, propriedade ainda pouco conhecido do concreto projetado. Propriedades de deformação lenta são ainda menos conhecidas.

Segundo GOLSER et al. (1995), para um uso eficiente do concreto projetado como suporte de túneis, é necessário uma melhor compreensão de suas propriedades, caracterizada por uma lei de comportamento mais representativa da realidade, calibrado

por diferentes histórias de deformação. Como as propriedades mecânicas de materiais como o concreto variam com a hidratação, o módulo de elasticidade e os parâmetros de viscosidade não são constantes ao longo do tempo. Por este motivo, os modelos clássicos de reologia tem sucesso limitado no estudo de materiais como o concreto projetado (METHA & MONTEIRO, 1994).

Este capítulo apresenta um estudo sobre a reologia do concreto projetado. São apresentados os modelos reológicos simplificados já utilizados no estudo do concreto projetado bem como aqueles desenvolvidos especificamente para este material. Resultados de programas experimentais em concretos projetados são apresentados, bem como a calibração realizada com diferentes modelos reológicos.

3.2 - Definição das parcelas de deformações

Basicamente, as deformações sofridas pelo concreto projetado (ou convencional) pertencem a dois tipos: deformações dependente de tensões e deformações independente de tensões. As deformações dependentes de tensões são aqueles resultantes de ações mecânicas sobre o concreto projetado, enquanto as deformações independentes de tensões são resultantes de ações térmicas e hídricas (ACKER & ULM, 2001).

A deformação total sofrida pelo concreto projetado é, portanto, a soma dos efeitos, em menor ou maior escala, das parcelas individuais de cada uma destas deformações. Para estudo do comportamento, vários autores formulam modelos na tentativa de melhor representar a resposta mecânicas do concreto projetado, por meio de retroanálise de medidas de campo ou de ensaios de laboratório.

No entanto, antes da escolha de um certo modelo é importante identificar as parcelas que caracterizam a deformação total do concreto projetado.

SCHUBERT (1988), GOLSER et al. (1989) e GOLSER et al. (1995), definem a deformação total do concreto projetado como sendo composta pelas seguintes parcelas:

- ◇ Deformações elásticas imediatas totalmente reversíveis proporcionais ao módulo de elasticidade dependente do tempo
- ◇ Deformações lentas reversíveis (deformação elástica retardada). A deformação recuperável é admitida independente da idade, e a taxa de fluxo é maior em concretos jovens.
- ◇ Deformações plásticas dependentes da deformação lenta (fluência), proporcionais ao estado de tensão. A taxa de fluxo é função da idade do concreto.
- ◇ Deformações de retração
- ◇ Deformações devidas à temperatura

PÖTTLER (1990.a) considerou como representativo do comportamento do concreto projetado o modelo reológico de BOLTZMAN, levando em consideração as componentes de deformação devido a temperatura (ε_T), deformação elástica ($\varepsilon_{Elást.}$) e a deformação inelástica ou visco-elástica ($\varepsilon_{Visc.}$) como a parcela sob carregamentos constantes. A parcela de deformação por temperatura é admitida de influência secundária pelo autor.

Segundo ALDRIAN (1991), as deformações dependente de tensões sofridas pelo concreto projetado devem ser divididas separando a ação do carregamento em instantâneo e ação ao longo do tempo:

- Deformações instantâneas: são deformações devidas ao carregamento inicial e correspondem à deformação elástica e deformação plástica irreversível.
- Deformações com a ação dos carregamento constantes em função do tempo: deformação irreversível viscosa e parcela reversível visco-elástica.

Em relação às deformações independentes de tensões, estas são compostas exclusivamente das parcelas de deformações térmicas e deformações de retração.

Observa-se na literatura que as parcelas de deformações dependem do refinamento do modelo utilizado na análise. Por este motivo, encontram-se na literatura diferentes definições das parcelas que compõem a deformação total do concreto projetado.

Segundo MESCHKE (1996), a decomposição das parcela de deformação do concreto projetado deve incluir:

- Deformações elásticas instantâneas
- Deformações elásticas retardadas
- Deformações lentas
- Deformações resultantes da retração e temperatura
- Deformações não-elásticas dependentes e independentes de tensões

Em materiais com módulo de elasticidade dependente do tempo, deformações irreversíveis necessariamente ocorrem. Considere um carregamento uniaxial, com fases de carregamento e descarregamento, como é a situação em que se encontra um suporte de túneis em concreto projetado segundo (PÖTTLER, 1990.a e b.), sob ação do módulo de elasticidade variando com o tempo. Na fase de carregamento, o concreto projetado tem um módulo de elasticidade E_1 quando é submetido a uma deformação ε_1 . Na fase de descarregamento, tem-se um módulo de elasticidade $E_2 > E_1$, fazendo com que somente uma parcela de deformação seja recuperada (ε_2). Assim, a parcela de deformação irreversível é obtida como:

$$\varepsilon_i = \sigma \cdot \left(\frac{1}{E_1} - \frac{1}{E_2} \right) \quad (3.1)$$

Segundo o autor, as deformações associadas à retração e à temperatura podem ser admitidas constantes ao longo da profundidade do concreto projetado. As deformações de temperatura estão associadas a variações de temperatura e ao coeficiente de expansão térmica do concreto. As deformações de retração estão associadas à idade e à espessura do elemento de concreto.

Constata-se a importância que recebe por todos os autores a deformação lenta no comportamento de suportes de túneis em concreto projetado. Alguns corroboram com esta tendência, podendo-se citar: BRIERLEY & CORDING (1976), HEINZ (1984), GAIS et al. (1986), SCHUBERT (1988).

Apesar da consciência da sua importância, os parâmetros fundamentais para descrição deste tipo de comportamento são raramente reportados na literatura. KUWAJIMA (1991) credita este fato à dificuldade de obtenção experimental ou pela modelagem reológica. Para maiores idades, GALLER (1997) e GOLSER (1999) apresentam uma expressão simples para representar as deformações de fluência do concreto projetado, válida com mais de 10 dias de idade:

$$\varepsilon_{visc}(t) = \frac{A}{m+1} \cdot \sigma^n \cdot t^{(m+1)} \quad (3.2)$$

onde A , m e n são parâmetros do material e σ é o carregamento aplicado. Não foram encontradas referências na literatura sobre valores característicos dos parâmetros desta expressão.

Esforços no sentido de melhorar o entendimento do comportamento do concreto projetado sob a ação de carregamentos são reportados por MÜLLER (2001), que apresenta parâmetros que caracterizam as diferentes parcelas de deformações retroanalisados a partir de ensaios de longa duração. Estes parâmetros bem como o modelo de comportamento do material serão apresentados nos itens 3.3 e 3.4.

3.3 - Modelos reológicos para o concreto projetado

Apesar da larga utilização e do sucesso no emprego em diversas obras subterrâneas, na prática pouca atenção se tem dado ao real comportamento do concreto projetado. Observa-se uma grande evolução em termos de material de construção, com avanços nos equipamentos de projeção e melhorias em termos da qualidade do material (durabilidade), mas a literatura traz poucas informações do pontos de vista de seu funcionamento mecânico.

GOLSER et al. (1995) salientam a importância de uma utilização mais eficiente do concreto projetado quando empregado em obras subterrâneas, obtendo-se obras mais seguras a partir de um melhor uso de suas propriedades mecânicas. O procedimento

usual de dimensionamento, com o emprego de um “módulo de elasticidade reduzido” é tido como não satisfatório pelos autores, ponto já discutido anteriormente por HEINZ (1989, 1990) e KUWAJIMA (1991), e deve ser substituído por uma descrição mais realista do concreto projetado, onde devem ser incluídos outros fatores.

Para elaborar uma lei de comportamento do concreto projetado, a qual incluiria as deformações discutidas nesta seção, é necessário o desenvolvimento de um grande número de ensaios em laboratório. Nos próximos itens são apresentados modelos reológicos já utilizados para estudo do comportamento do concreto projetado.

3.3.1 - Deformações independentes de tensões

As deformações independentes de tensões são resultantes de ações térmicas e hídricas, como foi dito anteriormente.

As ações térmicas são dependentes do coeficiente de dilatação térmica do concreto e da elevação de temperatura. As elevações de temperatura a que os concretos em geral são submetidos podem ser de ordem externa, como variações climáticas, ou produzidas por tratamentos térmicos para acelerar a taxa de endurecimento, ou de ordem interna, resultantes das reações de hidratação do cimento.

As ações hídricas são resultantes da variação de umidade, as quais são também de ordem externa (variação da umidade relativa do ar, exposição a chuva ou processos de cura a vapor) e interna (devida ao consumo da água durante as reações de hidratação) e resultam na retração do concreto (ACKER & ULM, 2001).

A importância destas parcelas de deformações independentes de tensões nas medidas de deformações em túneis foi ressaltada por KUWAJIMA (1991).

Enquanto GOLSER et al. (1989) e PÖTTLER (1990.b) admitiram que a componente de deformação por elevação de temperatura exercia pouco efeito sobre os resultados totais do concreto projetado, grandes variações de temperatura foram registrada por KUWAJIMA (1991) nas primeiras 50 h de idade (acréscimos de 10 e 18 °C sobre a temperatura inicial), fase onde se tem os maiores coeficientes de expansão térmica.

Em relação à retração, admitida por MESCHKE (op. cit.) como constante ao longo da espessura do concreto projetado, KUWAJIMA (op. cit.) verificou diferenças

nas retrações medidas na fibra mais interna da camada de concreto projetado (próxima ao solo) e nas fibras externa, sob o efeito das variações de umidade relativa no ar. KUWAJIMA (op. cit.) também verificou diferenças na deformações medidas em diferentes posições ao longo da seção do túnel: no teto do túnel tem-se o efeito da variações de umidade provocadas pela alteração nos ciclos de ventilação, produzindo deformações de retração. No piso, o solo em contato fornece água suficiente para provocar expansão. Ensaios de laboratório realizados por este autor, onde corpos de prova de concreto foram submersos em água, indicaram que a expansão ocorre em curtos intervalos de tempo.

A quantificação da parcela da deformações por elevação de temperatura é uma tarefa difícil pela falta de valores confiáveis que caracterizem a evolução do coeficiente de expansão térmica (α_T) com o tempo para concretos convencionais. BYFORS¹ (1980) *apud* KUWAJIMA (1991) apresenta uma compilação de dados de coeficientes de evolução térmica para concretos convencionais (FIGURA 3.1.a), de onde se concluiu que estes valores são relativamente altos em idades menores que 6 h, apresentando valores constantes após 20 h de idade.

A TABELA 3.1 apresenta outros valores de expansão térmica encontrados na literatura. Não foram encontrados resultados semelhantes para concretos projetados.

Pode-se observar uma grande variação nos coeficientes de expansão térmica, principalmente nas primeiras 24 de idade dos concretos convencionais. Esta dispersão é justificada pelo grande número de fatores que interferem no seu valor. LAPLANTE & BOULAY (1994) enumeram os seguintes fatores: a natureza dos agregados; o volume da pasta de cimento; a relação água/cimento; a natureza e finura do cimento; a umidade interna do concreto projetado; o intervalo de temperatura na qual o coeficiente de expansão foi medido.

¹ BYFORS, J. (1980) - Plain concrete at early ages. Research Report, Swedish Cement and Concrete Research Institute, ISSN 0346-6906. Department of Building, Royal Institute of Technology, Stockholm, 464 pp.

3.1.a - Coeficiente de expansão térmica em função da idade do concreto (BYFORS, 1980)

3.1.b - Evolução do coeficiente de expansão térmica em função da idade do concreto: resultados encontrados na literatura.

FIGURA 3.1 - Evolução do coeficiente de expansão térmica do concreto convencional. Resultados da literatura

TABELA 3.1 - Coeficientes de expansão térmica em concretos convencionais em diferentes idades

Idade	α_c ($\mu\epsilon/^\circ\text{C}$)	Referência
16 a 24 h	9,6	KHAN et. al. (1998)
< 8 h	20,0	WEIGLER & KARL (1974)
8 a 24 h	15,0	
1 a 6 dias	12,0	
30 min.	30,0	MAMILLAN (1970, 1973)
8,4 h	21,5	LAPLANTE & BOULAY (1994)
14 h	12,6	
24 h	11,8	
7 h	24	MIAO et al. (1993)
13 h	10	

*Valores relativos a concretos convencionais, com a/c = 0,5 a 0,55 e C = 342 a 355 kg/m³.

Segundo KHAN et al. (1998), o coeficiente de expansão térmica é aproximadamente igual à densidade volumétrica dos componentes individuais que compõem o concreto. Enquanto a água possui um coeficiente de expansão térmica em torno de $54,0 \mu\epsilon/^{\circ}\text{C}^1$ e a pasta de cimento de $13,0$ a $15,0 \mu\epsilon/^{\circ}\text{C}$, agregados de diferentes fontes podem resultar em diferentes coeficientes de expansão térmica, os quais podem variar de $6,5$ a $7,5 \mu/^{\circ}\text{C}$ para concretos com agregados calcários e $13,0$ a $14,0 \mu/^{\circ}\text{C}$ para concretos com agregados silicosos (ACKER & ULM, 2001). Diferenças também foram observadas nos concretos de alto desempenho, o que indica que o coeficiente de expansão térmica é função da densidade do concreto (KHAN et al., op. cit.).

LOFQVIST (1946)² *apud* LAPLANTE & BOULAY (1994) observou também diferenças na capacidade de apresentar deformações frente a processos de aquecimento e resfriamento no concreto jovem, tendo o autor registrado respectivamente valores de $12,0 \mu\epsilon/^{\circ}\text{C}$ e $7,0 \mu\epsilon/^{\circ}\text{C}$.

A dependência do coeficiente de expansão térmica a fatores intrínsecos a dosagem e tipos de materiais justifica a ausência de valores característicos para concreto projetado na TABELA 3.1. Como o concreto projetado, sobretudo o via seca, é um material onde não se tem uma padronização do material incorporado à estrutura, é praticamente impossível prever-se um valor representativo deste material. Além disso, o coeficiente de expansão da pasta varia em função da relação água-cimento e do teor de agregados, o que o faz ser altamente dependente do consumo de cimento efetivo incorporado à parede do túnel.

SARKIS et al. (2002) apresentam uma expressão para a evolução do coeficiente de expansão térmica com a idade para armagassas com consumo de cimento de 520 kg/m^3 e relação água-cimento igual a $0,5$, obtidos a partir de ensaios de laboratório com variações de temperatura em idades entre 3 e 24 h. A FIGURA 3.1.b apresenta uma reunião dos valores de coeficiente de expansão térmica apresentados na TABELA 3.1. Estão inclusos também nesta figura os valores apresentados por BYFORS (op.cit) e a expressão de SARKIS (op. cit.).

SCHUBERT (1988) sugere uma expressão, desenvolvida pela Universidade de Leoben (Áustria), para representar as deformações resultantes de elevações de

¹ TIPLER (1994) apresenta valores de coeficiente de expansão térmica para a água e gelo da mesma ordem de grandeza, respectivamente $74 \mu\epsilon/^{\circ}\text{C}$ e $55 \mu\epsilon/^{\circ}\text{C}$.

² LOFQVIST. B (1946) - Temperatuffekter i hardnande betong. Techniskt meddelande fran kungl. Vattenfallsstyrelsen No. 22, Stockholm.

SCHUBERT (1988) sugere uma expressão, desenvolvida pela Universidade de Leoben (Áustria), para representar as deformações resultantes de elevações de temperatura no concreto projetado:

$$\varepsilon_T = \left[-\cos(A_T \cdot t^{0,25}) + 1 \right] B_T \quad (3.3)$$

onde

ε_T : deformações relacionadas à temperatura ($\mu\epsilon$)

A_T e B_T : parâmetros da expressão, estimados como 250 e 30 respectivamente

t : idade em horas

Observação: argumento do cosseno em graus

Observa-se que esta expressão independe da elevação da temperatura, atingindo valores máximos na faixa de 60 $\mu\epsilon$ com aproximadamente 6 h de idade. Pela expressão, depois de 96 h não se tem mais efeitos das deformações por elevação de temperatura. O autor não fornece informações de como esta expressão foi obtida. Não se encontrou comprovação experimental da validade desta expressão para concreto projetado.

A partir desta expressão e admitindo $\alpha_T = 8,25 \mu\epsilon/^{\circ}\text{C}$ e $T_o = 24^{\circ}\text{C}$, KUWAJIMA (op. cit.) calculou os acréscimos de temperatura e comparou a medidas experimentais obtidas em concretos moldados. Estes resultados são apresentados na FIGURA 3.12. . Observa-se que esta expressão superestima a evolução da temperatura nas primeira 5 h e subestima o valor de pico, que ocorre próximo a 10 h de idade.

Com base em medidas de temperatura obtidas em campo por KUWAJIMA (op. cit.) e admitindo-se o coeficiente de expansão térmica dos concretos convencionais (FIGURA 3.1.b), fez-se uma estimativa das deformações produzidas pela elevação de temperatura. A FIGURA 3.2 apresenta os resultados:

Observa-se que as deformações calculadas a partir do coeficiente de expansão térmica são superiores àquelas obtidas com a expressão de SCHUBERT (op. cit.) antes do primeiro dia de idade, o que pode indicar que os coeficientes de expansão térmica do concreto convencional são muito maiores que do concreto projetado. Fazendo-se o processo inverso a partir da expressão de SCHUBERT (op. cit.) e a evolução de temperatura antes de 1 dia de idade obtém-se $\alpha_T \cong 9,2 \mu\epsilon/^{\circ}\text{C}$, muito próximo do valor

calculado por KUWAJIMA (op. cit.). Isto indica que o coeficiente de expansão térmica do concreto projetado deve ser menor que do concreto convencional.

FIGURA 3.2 - Estimativa das deformações por temperatura: evolução de temperatura medida em campo e coeficientes de expansão térmica de concretos convencionais (dados da literatura).

Durante o mesmo período em que ocorrem grandes elevações de temperatura, retrações plásticas (ver FIGURA 3.3) e deformações autógenas estão presentes no concreto. As deformações plásticas podem estar associadas à pressão de capilaridade ou pressão de sucção, afirma WITTMANN² (1976) *apud* KUWAJIMA (1991), e ocorrem mesmo que o concreto esteja impermeabilizado, resultantes das alterações químicas da hidratação do cimento. As deformações autógenas ocorrem devido ao processo de hidratação, resultantes das reações e formação dos componentes químicos do cimento, e não incluem alterações de volume por perda ou ingresso de substâncias ou variação de temperatura (ANDRIOLO 1984, TAZAWA 1999),

² WITTMANN, F. H. (1976) - On the action of capillary pressure of fresh concrete. *Cement and Concrete Research*. Vol. 6, nº 1, pp. 49-56.

FIGURA 3.3 - Retração plástica em função da idade (VIRONNAUD, 1960)

Além das parcelas autógenas e plásticas mencionadas por KUWAJIMA (op. cit.), existem outras definições na literatura para as parcelas de retração.

LE ROY & LARRARD (1985) e RILEM (1985) definem a retração como composta pelas parcelas de deformação autógena e retração por secagem, sendo esta última resultante da remoção da água adsorvida da pasta endurecida de cimento pela diferença entre a umidade relativa interna e externa (MEHTA & MONTEIRO, 1994). BYFORS (op. cit.) admite as parcelas de retração plástica e a retração ordinária (concreto endurecido).

A literatura apresenta uma série de modelos para previsão da evolução da retração em função do tempo bem como da retração final de peças de concreto, as quais apresentam boa correlação com resultados experimentais. As versões mais atuais são as formulações de BAZANT et al. (1991) e do CEB (1990).

Para estudo da retração do concreto projetado, parece não haver uma relação específica para este material. Por este motivo, utiliza-se modelos desenvolvidos para o concreto convencional. SCHUBERT (1988) sugeriu o modelo do ACI (1978), apresentada na expressão 3.4, enquanto MESCHKE (1996) admite o modelo de BAZANT & PANULA como suficientemente preciso para medidas de retração no contexto da engenharia de túneis. A expressão do ACI (op. cit.) foi utilizada por WALTER (1998) em simulações de escavações tridimensionais de túneis em concreto projetado.

$$\varepsilon_{sh} = \varepsilon_{sh(\infty)} \cdot \left(\frac{t}{B + t} \right) \quad (3.4)$$

onde

$\varepsilon_{sh(\infty)}$: a deformação volumétrica de retração final

t : idade em dias

B : parâmetro que descreve o desenvolvimento da retração com o tempo

Esta expressão é bastante simples e não leva em conta parâmetros que caracterizam os modelos mais recentes, como: dimensões do corpo de prova, relação água/cimento, consumo de cimento e umidade relativa do ar.

SCHUBERT (op. cit.) apresenta uma relação entre as deformações independentes de tensões resultantes das elevações de temperatura e retração com base nas expressões 3.3 e 3.4 (FIGURA 3.4). A curva de deformações independentes de tensões totais do concreto projetado deixa de apresentar expansão aproximadamente com 12 h de idade, atingindo aproximadamente 60 $\mu\epsilon$. Observa-se também que o efeito conjunto entre deformações por temperatura e retração ocorrem somente até 4 dias de idade, instante a partir do qual tem-se somente ação da deformação por retração.

FIGURA 3.4 - Deformações independentes de tensões: evolução das deformações por temperatura e retração por SCHUBERT (1988).

3.3.2 - Deformações dependentes de tensões

Como o concreto projetado altera suas propriedades mecânicas em função da hidratação, os modelos convencionais para estudo da reologia têm seu comportamento

limitado por não consideram o módulo de elasticidade e o coeficiente de viscosidade em função do tempo.

A literatura apresenta a aplicação de modelos simplificados para o estudo do concreto projetado, como aqueles utilizados por KUWAJIMA (1991) e PÖTTLER (1990). Atualmente, modelos mais complexos têm sido desenvolvidos, como aqueles apresentados por SCHUBERT (1988), MESCKHE (1996), HELLMICH (2001), cada um com diferentes graus de refinamento para obtenção de parâmetros reológicos.

Nos próximos itens faz-se uma descrição dos modelos reológicos citados acima.

A aplicação destes modelos reológicos a resultados experimentais será apresentada no item 3.4.

3.3.2.1 - Modelos reológicos simplificados

KUWAJIMA (1991) utilizou para análise da reologia do concreto projetado o modelo de Boltzmann, o qual consiste na associação de uma mola e o modelo de Kelvin, baseado na premissa que modelos simples quando corretamente usados podem fornecer uma boa aproximação para projetos de revestimentos de túneis (MUIR WOOD 1975, CURTIS 1976, SCHMIDT 1984, NEGRO 1988).

O modelo pode ser decomposto em duas parcelas, sendo a primeira representativa das deformações imediatas (deformações elásticas) e a segunda a componente dependente do tempo.

$$\varepsilon_c = \frac{\sigma}{E(t)} \cdot (1 - e^{-\lambda \cdot t}) \quad (3.5)$$

onde:

ε_c : deformações

σ : carregamento constante aplicado sob o material

$E(t)$: módulo de elasticidade da parcela dependente do tempo

$\lambda = E(t)/\eta$

η : parâmetro de viscosidade do material

t : tempo sob carregamento

Os parâmetros a serem determinados por este modelo são:

$1/E(t)$: corresponde a deformação lenta final

$E(t)/\eta$: indica a velocidade de evolução das deformações lentas.

PÖTTLER (1990) utilizou o modelo de Boltzmann no âmbito tridimensional para estudo do comportamento do concreto projetado. O autor admite uma relação de hiperlinearidade da deformação lenta com o aumento da tensão desviatória (σ_v). As parcelas de deformações são assim divididas pelo autor:

$$\Delta \varepsilon = \Delta \varepsilon_{Elást.} + \Delta \varepsilon_{Inelast.} + \Delta \varepsilon_{Temp.} = D^{-1} \Delta \bar{\sigma} + \dot{\varepsilon}_{Inelás.} \Delta t + \dot{\varepsilon}_{Temp.} \quad (3.6)$$

onde:

$\varepsilon_{Inelás.}$: vetor da componente inelástica ou visco-elástica

D : matriz de elasticidade

$\Delta \bar{\sigma}$: vetor de tensões

A função de deformação lenta é dividida para concretos projetados em idades abaixo e acima de 10 MPa:

$$\dot{\varepsilon}_{Inelás.} = \frac{1}{3 \cdot \cap_k} \cdot e^{t \cdot \left(\frac{-G_k}{\cap_k} \right)} \cdot 1,5 \cdot M_2 \cdot \sigma$$

onde:

Para $f_c < 10$ MPa

$$\cap_k(\sigma_v, t) = \cap_k^* \cdot t^n \cdot e^{k_2 \cdot \sigma_v}$$

$$G_k(\sigma_v) = G_k^* \cdot e^{(k_1 \cdot \sigma_v)} \quad (3.7)$$

M_2 : matriz de condensação

$$\dot{\varepsilon}_{Inelás.} = \alpha(t) \cdot \sigma_v^2 + \beta(t) \cdot \sigma_v \cdot 1,5 \cdot M_2 \cdot \bar{\sigma}$$

onde:

Para $f_c \geq 10$ MPa

$$\alpha(t) = (0,02302 - 0,01803 \cdot t + 0,00501 \cdot t^2) \cdot 10^{-3}$$

$$\beta(t) = (0,03729 - 0,06656 \cdot t + 0,02396 \cdot t^2) \cdot 10^{-4}$$

(3.8)

G_k^* , k_1 , k_2 , $\cap_k^*$, n , α e β são parâmetros obtidos por meio de resultados experimentais. O autor não apresenta detalhes da calibração destes parâmetros. O autor utiliza esta modelagem para obter um Módulo de Elasticidade Hipotético para representar o comportamento do concreto projetado.

3.3.2.2 - Modelo reológico de SCHUBERT (1988)

SCHUBERT (1988) propôs uma lei de comportamento para o concreto projetado com base no método da taxa de fluxo de fluência desenvolvido por ENGLAND & ILLSTON (1965.a, b, c). Este modelo é adequado para simular a deformação lenta do concreto jovem e a maiores idades, considerando a deformação composta por 3 parcelas: deformações elásticas instantâneas e reversíveis, deformações elásticas retardadas reversíveis e deformações lentas irreversíveis (deformações de fluência). SCHUBERT (op. cit.) complementa o modelo de comportamento do concreto projetado considerando as parcelas de deformações por retração e elevação de temperatura, cuja modelagem foi apresentada no item 3.3.1. A FIGURA 3.5 apresenta o comportamento individual de cada parcela de deformação e a expressão 3.9 apresenta a formulação do modelo.

FIGURA 3.5 - Parcelas de deformações consideradas no modelo para estudo do comportamento reológico do concreto projetado proposto por SCHUBERT (1988).

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_1 + \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{E(t)} + \sigma_2 \cdot \Delta C + \Delta \varepsilon_d + \Delta \varepsilon_{sh} \quad (3.9)$$

onde:

$\varepsilon_2, \varepsilon_1$: deformações correspondentes aos estágios de carregamento 1 e 2

σ_2, σ_1 : tensões correspondentes aos estágios de carregamento 1 e 2

$E(t)$: módulo de elasticidade em função do tempo

ΔC : evolução em função do tempo da deformação viscosa

$\Delta \varepsilon_d$: parcela de deformações elásticas retardadas

$\Delta \varepsilon_{sh}$: deformação de retração

As parcelas de deformação elástica retardada e de fluência estão apresentadas nas expressões 3.10 e 3.11, seguindo a formulação de ENGLAND & ILLSTON (op. cit.):

$$\Delta \varepsilon_d = (\sigma_2 \cdot C_{d\infty} - \varepsilon_d) \cdot \left(1 - e^{\frac{-\Delta C(t)}{Q}} \right) \quad (3.10)$$

$$C(t) = A \cdot t^{1/3} \quad (3.11)$$

onde:

$C_{d\infty}$: valor máximo da deformação lenta elástica retardada

Q : constante derivada da velocidade de fluxo da deformação retardada

A : parâmetro que caracteriza o fluxo viscoso

A formulação original deste modelo vem sendo alterada como passar dos anos no que diz respeito às parcelas de deformação elástica e deformações lentas irreversíveis. GOLSER et al. (1989) e GOLSER et al. (1990.a) apresentam resultados de retroanálise deste modelo com uma alteração na parcela de deformações de fluência a fim de se levar em conta a linearidade da taxa de deformação lenta com a tensão, apresentada na expressão 3.12:

$$C(t) = A \cdot t^{1/3} \cdot e^{k \cdot \sigma} \quad (3.12)$$

onde k é um parâmetro.

GOLSER et al. (1990.b) introduzem um novo parâmetro para refinamento da parcela de deformações elásticas para melhor ajuste do modelo: o módulo de deformação dependente de tensões $V^*(\alpha, t)$, função do grau de utilização e do tempo e o parâmetro f para levar em conta o efeito do carregamento e descarregamento sobre o módulo de elasticidade. A parcela elástica da expressão 3.9 passa a ter a seguinte forma:

$$\Delta \varepsilon_{Elást.} = \frac{\Delta \sigma}{E_{28} \cdot V^*_{(t, \alpha)} \cdot f} \quad (3.13)$$

onde:

$V^*_{(t, \alpha)}$: módulo de deformação

f : constante que leva em conta o efeito do descarregamento sobre a resistência à compressão

α : grau de utilização, correspondente a relação entre tensão aplicada e resistência à compressão $\left(\alpha = \sigma / f_c\right)$

O parâmetro V^* tem como objetivo considerar sobre a evolução das deformações o efeito de diferentes taxas de carregamento atuando sobre o concreto projetado. A expressão 3.14 foi obtida empiricamente a partir de resultados de laboratório.

$$V^*_{(t, \alpha)} = \frac{1}{22,5} \left[25 \cdot (1 - \alpha) \cdot \sqrt{\frac{t}{25 + 1,2 \cdot t}} + 3 \cdot \alpha \cdot \sqrt{\frac{t}{100 + 0,9 \cdot t}} \right] \quad (3.14)$$

O fator f foi introduzido para considerar o efeito do descarregamento sobre o módulo de elasticidade (ciclos de descarregamento e recarregamento indicam diferenças nas curvas tensão-deformação). O fator f corresponde à razão entre o módulo de elasticidade no descarregamento (após o concreto projetado ser mantido sob carga) e o módulo de elasticidade convencional. Corresponde a uma propriedade do concreto projetado, e deve ser medido experimentalmente. ALDRIAN (op. cit.) mediu os valores

de f apresentados na FIGURA 3.6, em função da idade do concreto projetado. GOLSER et al. (op. cit.) sugerem valores de f da ordem de 1,1 a 1,5.

FIGURA 3.6 - Variação do fator f em função do tempo, obtida experimentalmente por ALDRIAN (1991)

ALDRIAN (op. cit.) apresenta uma formulação mais refinada para a parcela de deformação lenta, considerando o efeito da taxa de utilização do concreto projetado sobre a evolução das deformações. A parcela de deformações viscosas irreversíveis passa a ser:

$$\left. \begin{aligned} \Delta \varepsilon_{Visc.} &= \sigma \cdot \Delta C \cdot (e^{8\alpha-6} + 1) \\ \Delta C &= A \cdot (t - t_0)^{0.25\alpha^{0.2}} \end{aligned} \right\} \quad (3.15)$$

onde

A : parâmetro que caracteriza o fluxo viscoso.

t_0 : idade no qual se inicia o carregamento sobre o concreto projetado

α : grau de utilização

Englobando os refinamentos, o modelo inicial descrito na expressão 3.9 passa a ter a seguinte forma:

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_1 + \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{E_{28} \cdot V_{(t,\alpha)}^* \cdot f} + \sigma_1 \cdot \Delta C \cdot (e^{8 \cdot \alpha_2 - 6} + 1) + (\sigma_1 \cdot C_{d\infty} - \varepsilon_{d1}) \cdot \left(1 - e^{\frac{-\Delta C}{Q}}\right) + \Delta \varepsilon_{sh} + \Delta \varepsilon_{Temp.} \quad (3.16)$$

onde:

$\varepsilon_2, \varepsilon_1$: deformações correspondentes ao final dos estágios de carregamento 1 e 2

σ_2, σ_1 : deformações constantes nos estágios de carregamento 1 e 2

E_{28} : módulo de elasticidade a 28 dias de idade

$V_{(t,\alpha)}^*$: módulo de deformação

f : constante que leva em conta o descarregamento

α : grau de utilização $\alpha = \sigma / f_c$

ΔC : desenvolvimento em função do tempo da deformação viscosa

$\Delta \varepsilon_{dl}$: parcela de deformações elásticas retardadas

$C_{d\infty}$: valor máximo da deformação lenta elástica retardada

Q : constante derivada da velocidade de fluxo da deformação retardada

$\Delta \varepsilon_{sh}$: deformação de retração

$\Delta \varepsilon_{Temp}$: deformação por elevação de temperatura

O módulo de deformabilidade $V_{(t,\alpha)}^*$ e o grau de utilização α são considerados constantes dentro do intervalo $(t_2 - t_1)$, bem o carregamento σ e a resistência à compressão f_c . O módulo de deformabilidade e o grau de utilização no intervalo $(t_2 - t_1)$ correspondem aos valores calculados considerando-se o instante t_1 .

ALDRIAN (1991), GOLSER et al. (1995), GOLSER (1999) e MÜLLER (2001) apresentam resultados de calibração da última versão do modelo a dados experimentais com ajustes razoáveis.

3.3.2.3 - Modelo reológico de MESCHKE (1996)

MESCHKE (1996) propôs um modelo para concreto projetado estendendo a teoria da viscoplasticidade para considerar a elasticidade em função do tempo. O efeito da variação do módulo de elasticidade é representado pelo acúmulo das deformações

não recuperáveis induzidas pelo envelhecimento em adição às deformações viscoplásticas.

Este modelo representa de forma realista o comportamento de importantes características do concreto projetado, tais como os modos de ruptura sob compressão e tração e faz uso de um número reduzido de parâmetros calibrados por dados experimentais. Considera a deformação total do concreto projetado dividida em cinco parcelas:

$$\varepsilon = \varepsilon_{Elást.} + \varepsilon_{Plást.} + \varepsilon_{Inel.} + \varepsilon_{Sh} + \varepsilon_{Temp.} \quad (3.17)$$

O modelo consiste em uma formulação tridimensional baseada em multisuperfícies de viscoplasticidade com ajuste dos parâmetros do material em função do tempo. O comportamento frágil do material à tração é modelado utilizando um critério de tensão máxima, considerando um amolecimento isotrópico. A ductilidade do concreto sob compressão multiaxial e o endurecimento é feito considerando-se o modelo visco-plástico de Drucker-Prager, com aceitação relativa para camadas finas de suporte submetido a estado de tensão biaxial.

A formulação geral do modelo tem como premissa que o comportamento do concreto projetado na compressão e na tração seja governado por mecanismos independentes de endurecimento e amolecimento.

A ruptura do concreto projetado é modelada com base na teoria viscoplástica de fluxo isotrópico utilizando o critério de Rankine no contexto tridimensional para determinar a resistência à tração do concreto projetado

A superfície de ruptura é descrita como:

$$f_R(\sigma, q_R, t) = \sigma_A - q_R(\alpha_R, t) \quad A = 1, 2, 3$$

$$q_R(\alpha_R, t) = \begin{cases} f_m(t) \left(1 - \frac{\alpha_R}{\alpha_{R,u}} \right) & \text{para } \alpha_R \leq \alpha_{R,u} \\ 0 & \text{para } \alpha_R > \alpha_{R,u} \end{cases} \quad (3.18)$$

onde:

A : direção dos dois eixos principais

q_R : parâmetro de amolecimento isotrópico

$f_{tu}(t)$: resistência à tração dependente do tempo

$\alpha_{R,u}$: dimensão do fissuramento (fratura aberta)

A condição de plastificação é definida como:

$$f_{DP}(\sigma, q_{DP}, t) = \sqrt{J_2} - \kappa_{DP} I_1 - \frac{q_{DP} \cdot (\alpha_{DP}, t)}{\beta_{DP}} \quad (3.19)$$

onde:

$$q_{DP}(\alpha_{DP}, t) = \begin{cases} f_{cy} + 2 \cdot \left(\frac{f_c(t) - f_{cy}}{\alpha_{DP,u}(t)} \right) \cdot \alpha_{DP} & \text{para } \alpha_{DP} < \alpha_{DP,u}(t) \\ - \left(\frac{f_c(t) - f_{cy}}{\alpha_{DP,u}(t)^2} \right) \cdot \alpha_{DP}^2 & \\ f_c(t) & \text{para } \alpha_{DP} \geq \alpha_{DP,u}(t) \end{cases}$$

$$\kappa_{DP} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \left(\frac{1 - \frac{f_{cb}}{f_{cu}}}{2 \cdot \frac{f_{cb}}{f_c} - 1} \right) \quad \beta_{DP} = \sqrt{3} \cdot \left(\frac{2 \cdot \frac{f_{cb}}{f_{cu}} - 1}{\frac{f_{cb}}{f_c}} \right) \quad (3.20)$$

$f_{cy}(t)$: limite elástico em função do tempo (tensão de plastificação)

$f_c(t)$: resistência à compressão em função do tempo

f_{cb} : resistência à compressão biaxial

$\alpha_{DP,u}(t)$: deformação última na ruptura em função do tempo

κ_{DP}, β_{DP} : parâmetros do material

3.3.2.4 - Modelo reológico de HELLMICH (1999)

Segundo HELLMICH (1999), um modelo realista para estudo do concreto projetado deve levar em conta o comportamento físico-químico do material sobre as evolução das propriedades mecânicas. Uma modelagem neste sentido, baseada na termodinâmica do material, foi formulada por COUSSY (1995). A aplicação desta teoria para o concreto a pequenas idades leva a exploração do acoplamento termo-químico-mecânico, termo-plástico para concretos jovens submetidos a fissuramento (ULM & COUSSY 1995, 1996).

Com base nestas premissas, o autor desenvolveu um modelo constitutivo para o concreto projetado caracterizado por multisuperfícies termo-químico-plásticas. A cinética da hidratação é representada pela lei de Arrhenius, com o material governado pela afinidade química normalizada $\tilde{A}(\xi)$, onde ξ representa o grau de hidratação do cimento (definida como a razão entre a massa de hidratados formados por unidade de volume e a massa de hidratados no final da hidratação do cimento).

A parte mecânica do modelo envolve 3 características do material: crescimento da resistência, envelhecimento elástico e retração química. A deformação lenta é considerada, com a modelagem dividida em concreto projetado jovem e a maiores idades. O acoplamento termo-químico é feito considerando-se o calor latente resultante da hidratação do cimento, descrito pelo coeficiente de expansão α_T .

O modelo foi calibrado utilizando resultados de estudos experimentais de concreto projetado de HUBER (1991), TESTOR (1995) e ensaios quasi-adiabáticos para medidas de afinidade química normalizada realizados por HELLMICH (op. cit.).

Simulações numéricas considerando os parâmetros calibrados do modelo foram realizadas para avaliar sua potencialidade no estudo da interação solo-concreto projetado considerando o solo com comportamento visco-plástico (HELLMICH et al. 1999, SÉRCOMBE et al. 2000, HELLMICH et al. 2001). As conclusões que podem ser obtidas a partir desta modelagem para concreto projetado serão discutidas no item 3.4.1

3.3.2.5 - Extensão do modelo de HELLMICH (1999) para modelagem do comportamento frágil do concreto projetado

O modelo reológico de HELLMICH (op. cit.) foi estendido por LACKNER et al. (2002) para considerar o comportamento frágil do concreto projetado a pequenas idades.

O fissuramento do concreto projetado é provocado por momentos fletores na casca de concreto projetado induzido pelas condições de heterogeneidades do maciço. A presença da retração e gradientes térmicos no tempo e no espaço também resultam em tensões de tração que favorecem o desenvolvimento de microfissuras.

LACKNER et al. (op. cit.) emprega em seu modelo o critério de Rankine para controlar a resistência a tração na casca de concreto projetado. As curvas de amolecimento, as quais definem o decréscimo da resistência a tração em consequência do microfissuramento, são calibradas por meio da energia da fratura.

Os autores admitem uma aproximação da energia de fratura estendida ao comportamento químico-plástico, permitindo então simular a fissuração a pequenas idades. Segundo LACKNER et al. (2001)* *apud* LACKNER & MANG (2003), uma função linear representa a relação entre o grau de hidratação ξ e a energia de fratura, conclusão fundamentada experimentalmente por resultados de DE SCHUTTER & TAERWE (1997).

O desenvolvimento matemático deste modelo pode ser encontrado em LACKNER et al. (op. cit.) e os resultados da simulação numérica considerando a fissuração do concreto projetado em suportes de túneis podem ser encontrados em LACKNER & MANG (op. cit.). Os resultados considerando-se a fissuração do concreto projetado não serão discutido pois estão fora do escopo desta tese.

* LACKNER, R.; MANG, H. A. (2001) - Chemoplastic material model for the simulation of early-age cracking: from experiments to the constitutive law. In: RILEM, *Proc. International Conference on Early Age Cracking of Cementitious Systems*. Haifa, Israel. Pg. 19-29.

3.4 – Estudo experimental do concreto projetado: resultados e aplicação dos modelos reológicos

Como foi discutido no item 3.3, a modelagem do comportamento do concreto projetado só pode ser realizada a partir de um grande programa experimental, envolvendo medidas de propriedades mecânicas e deformações dependentes e independentes de tensões.

No entanto, a literatura apresenta poucos relatos sobre este tipo de estudo, principalmente para medidas de deformações, citadas abaixo:

SEZAKI (1991)* apud SEZAKI et al. (1992) faz menção a experimentos de concreto projetado realizados em painéis confeccionados em condições de obra, de onde foram extraídos amostras cúbicas de 10 cm. Os parâmetros de análise deste programa experimental, segundo se tem notícia, enfocaram propriedades mecânicas como resistência à compressão, módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson, e ensaios de compressão uniaxial e triaxial.

Um outro trabalho, também de grande representatividade em termos de ensaios laboratoriais do concreto projetado, principalmente em termos de deformações dependentes e independentes de tensões, é apresentado por KUWAJIMA (1991). Apesar do autor ter realizado ensaios em concretos moldados, os materiais empregados apresentaram características que em muito se assemelham ao concreto projetado.

No Instituto de Geomecânica, Engenharia de Túneis e Construções Pesadas da Universidade de Minas de Leoben (Áustria) ensaios em concreto projetados têm sido desenvolvidos desde 1986 (GOLSER et al., 1995). Além dos ensaios em laboratório, também estão em desenvolvimento modelos reológicos mais completos, que representam com maior fidelidade o comportamento do concreto projetado como suporte de túneis. Resultados deste programa experimental são apresentados por: GOLSER et al. (1990), GOLSER et al. (1995) e MÜLLER (2001).

Outros trabalhos experimentais sobre o comportamento do concreto projetado são aqueles desenvolvidos por HUBER (1991) e FISCHNALLER (1992), os quais são pouco citados na literatura.

* SEZAKI, M. (1991) - A fundamental research on tunnel design considering hardening process of shotcrete and the use of tunnel data base. Tese (Doutorado) - Faculdade de Engenharia, Universidade de Nagoya (Japão).

Os programas experimentais encontrados na literatura serão descritos com o objetivo de verificar o comportamento do concreto projetado, enfocando a resposta em termos de deformações. A modelagem reológica empregada na análise dos resultados, bem como os parâmetros dos respectivos modelos que caracterizam o comportamento do concreto projetado serão apresentados.

3.4.1 - Programa experimental de HUBER (1991)

HUBER (1991) *apud* MESCHKE et al. (1996) realizou ensaios de deformação lenta em amostras de concreto prismáticas com dimensões 10 x 10 x 40 cm extraídas do túnel austríaco Inntal, logo após a concretagem.

Embora não se tenha encontrado literatura disponível que descrevesse este programa experimental, ele está sendo citado devido a sua utilização na calibração dos modelos de MESCHKE et al. (op. cit.) and HELLMICH (1999).

A FIGURA 3.7 apresenta a verificação do modelo visco-plástico proposto por MESCHKE et al. (op. cit.) utilizando os resultados de HUBER (op. cit.) A história de carregamento e a resposta em termos de deformações já foram apresentadas no item 3.5.

FIGURA 3.7 - Verificação do modelo visco-plástico de MESCHKE (1996): aplicação aos resultados experimentais de HUBER (1991).

O parâmetro de viscosidade utilizado pelo autor foi $\eta = 0,25$ (h). Observa-se que o modelo subestima as deformações lentas, provavelmente pela escolha de um

único parâmetro viscoso. Os autores observaram que a curva de deformações lentas são influenciadas pela resistência à compressão, limite elástico e módulo de elasticidade em função do tempo para a escolha do parâmetro viscoso.

HELLMICH (1999) apresenta medidas de afinidade normalizada $\tilde{A}(\xi)$ calculada a partir dos resultados de resistência à compressão e evolução de temperatura em idades menores que 24 h dos ensaios de HUBER (op. cit.). O autor também calculou, por estes resultados, a evolução do módulo de elasticidade e da retração química em função do grau de hidratação ξ , parâmetros necessários para aplicação do modelo termo-químico-plástico. Estes resultados são apresentados na FIGURA 3.8.

A FIGURA 3.8.c representa a relação química do endurecimento de materiais cimentantes, experimentalmente obtida por MINDESS et al. (1978), BYFORS (1980), BOUMIZ et al.(1996). O ponto ξ_0 delimita o instante a partir do qual o concreto pode receber tensões, correspondente à pega do cimento, seguindo-se um relação linear entre hidratação e evolução de resistência. Conhecendo-se a evolução de f_c , o concreto projetado sob condições isotérmica ($T = \text{constante}$) e admitindo-se a evolução do grau de hidratação pela lei de Arrhenius, foi possível calcular a afinidade normalizada do concreto projetado (FIGURA 3.8.a). Na FIGURA 3.8.d, a inclinação da reta representa o coeficiente de retração química do concreto projetado.

a) Afinidade normalizada

b) Módulo de elasticidade

c) Resistência à compressão

d) Retração química

FIGURA 3.8 - Parâmetros para calibração do modelo termo-químico-mecânico de HELLMICH (1999) obtidos a partir dos resultados experimentais de HUBER (1991): evolução em função da hidratação.

Simulações numéricas bi e tri-dimensionais foram realizadas considerando o comportamento do concreto projetado regido pelo modelo termo-químico-plástico. As principais conclusões sobre a interação solo-concreto projetado levando em conta a temperatura e retração são:

- Antes da pega do concreto projetado, o túnel se comporta como uma cavidade sem suporte. As cargas sobre o suporte são resultantes da redistribuição de tensões no solo que ocorrem antes de o concreto projetado começar a trabalhar como um elemento estrutural (com $\xi_o < 5\%$). Quanto menor a temperatura, mais lenta será a pega do cimento. Pegas mais rápidas condicionam menores redistribuição de tensões, com conseqüente cargas mais altas sobre o suporte em idades mais jovens.
- Os momentos fletores do suporte são influenciados pela rigidez do concreto projetado, a qual depende tanto do endurecimento químico como da plasticidade do material (análise desconsiderando a deformação lenta do concreto projetado).
- Em altas temperatura a retração autógena exerce efeitos significativos sobre as deformações plásticas. Em temperaturas na faixa de 10 a 20 °C, grandes deformações plásticas ocorrem em todo o suporte após a hidratação ultrapassar o limite $\xi_o = 5\%$. Como os inícios destas duas parcelas de deformação são quase simultâneos, a deformação plástica pode ser reduzida pela deformação autógena. Isto leva a uma redução dos momentos fletores.

3.4.2 - Programa experimental de KUWAJIMA (1991)

KUWAJIMA (1991) realizou um extensivo programa experimental, com ênfase no comportamento do concreto projetado a pequenas idades. Os ensaios foram realizados em amostras de concreto moldadas, confeccionadas em condições reproduzidas de obras de escavações subterrâneas (no caso, o túnel SLRT em Edmonton, Canadá). A mesma composição do concreto projetado foi empregada na preparação das amostras de laboratório e medidas de controle foram tomadas para verificar a reprodutibilidade do material em campo: comparações entre pesos específicos obtidos em laboratório e aqueles coletados de amostras em campo e evolução da resistência à compressão em relação a amostras extraídas de painéis.

Os ensaios realizados pelo autor podem ser divididos em seis grupos:

1. Ensaios de controle e resistência à compressão simples

2. Avaliação de parâmetros elásticos (módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson)
3. Ensaio de deformação lenta a pequenas idades
4. Ensaio para avaliar deformações independente de tensões
5. Efeito da história de carregamento sobre a evolução de deformações
6. Ensaio de deformação controlada para medidas de relaxação do concreto projetado

Os resultados de resistência à compressão, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson foram previamente apresentados na seção 2.6.3.

Os ensaios de relaxação realizados pelo autor não serão discutidos pelo fato de a análise deste comportamento no concreto projetado não estar incluída no programa experimental que foi realizado nesta pesquisa.

Os ensaios foram realizados em amostras cilíndricas com diâmetro 150 mm e altura 450 mm, moldadas, com relação $a/c = 0,6$, impermeabilizadas com parafina. As deformações foram medidas por compressômetros colados aos corpos de prova.

Nos ensaios para medida de deformação lenta, os concretos foram carregados em idades 4, 8, 12, 16, 24, 36, 78 e 168 h com cargas de aproximadamente 30% a 15% da resistência à compressão na respectiva idade, mantidas constantes por 36 a 156 h. As deformações lentas foram medidas como a diferença entre aquelas registradas em amostras com carga constante em relação a amostras não carregadas, usadas também para compensar as deformações independentes de tensões. O autor definiu o intervalo de tempo para estudo da deformação lenta baseado na duração da transferência de cargas maciço-suporte, admitido em torno de 160 h. A FIGURA 3.9 apresenta as deformações medidas com os carregamentos aplicados em idades 4 h, 1 e 7 dias.

Observa-se uma significativa diferença na evolução das deformações em função da idade na qual se inicia o carregamento. Com 4 h de idade, as chamadas deformações instantâneas são da ordem de 290 $\mu\epsilon$, o dobro da mesma parcela com carregamentos em idades 24 h e 7 dias.

As deformações lentas durante o carregamento constante também são marcadamente diferentes nos concretos projetados com 4 h de idade, não somente na magnitude da parcela mas também no comportamento da curva em função do tempo. A magnitude das deformações lentas com carregamentos aplicados com 4 h de idade e mantidos até 40 h são da ordem de 320 $\mu\epsilon$, enquanto nas idades 1 e 7 dias estes valores são da ordem de 65 a 38 $\mu\epsilon$, respectivamente.

3.9.a - Carregamento com 4 h de idade ($\sigma/f_c = 0,323$) 3.9.b - Carregamento com 1 dia de idade ($\sigma/f_c = 0,201$) 3.9.c - Carregamento com 7 dias de idade ($\sigma/f_c = 0,141$)

FIGURA 3.9 - Resultados dos ensaios de deformação lenta obtidos por KUWAJIMA (1991). Carregamentos com 4 h, 1 e 7 dias. (modificada)

Os resultados foram analisados empregando-se o modelo reológico de Boltzmann, constituído por uma mola e um célula de Kelvin, discutido no item 3.3.2.1.

A FIGURA 3.10 apresenta os resultados da deformação lenta específica para as amostras carregadas com 4 h e 168 h, bem como as curvas de ajuste do modelo. Devida a sua simplicidade (não considera a variação do módulo de elasticidade em função do tempo), o modelo não pôde ser aplicado durante todo o ensaio e a técnica empregada para ajuste foi a calibração em diferentes intervalos de tempo.

3.10.a – Idade de carregamento = 4 h

3.10.b – Idade de carregamento = 168 h

FIGURA 3.10 - Retroanálise do ensaios de deformação lenta de KUWAJIMA (1991) (modificada).

Na FIGURA 3.11, apresentam-se parâmetros $1/E_t$ e E_t/η obtidos com a calibração para os oito ensaios realizados:

Observa-se que antes das 10 h de idade há uma grande variação nos parâmetros de deformação lenta que caracterizam o comportamento do concreto projetado. Nas demais idades, os valores são praticamente constantes, o que poderia significar que a partir desta idade as deformações já estariam estabilizadas, fato não observado nas amostras carregadas com 168 h. A TABELA 3.2 apresenta os valores médios de $1/E_t$ e E_t/η correspondente às idades de 4 h, 1 e 7 dias. Apresenta-se também os valores sugeridos pelo autor como representativo dos parâmetros do modelo visco-elástico, considerando as condições a curto e a longo prazo.

3.11.a - Deformação específica

3.11.b - Valores de viscosidade

FIGURA 3.11 - Parâmetros de deformação específica final e viscosidade obtido nos ensaios de KUWAJIMA (1991) (*modificada*)

TABELA 3.2 - Parâmetros do modelo visco-elástico de Boltzmann obtidos nos experimentos de KUWAJIMA (1991).

	4 h	1 dia	7 dias	Adotados pelo autor
E (GPa)	-	-	-	15,00
$1/E_t$ (1/GPa)	2,364	0,022	0,015	0,030
E_t/η (1/min)	0,108	0,027	0,009	0,003

Para análise de deformações independentes de tensões, KUWAJIMA (op. cit.) realizou 9 ensaios com diferentes combinações. Três destes seguiram os mesmos procedimentos e dimensões dos ensaios de deformação lenta, com a única diferença da instrumentação empregada (ensaios TEMP1, 2 e 3). As séries RHS e TEMP4 foram ensaiadas para investigar fatores como formato, dimensões e condições de impermeabilização das amostras. A TABELA 3.3 apresenta detalhes sobre as amostras que compõem esta parte do programa experimental desenvolvido pelo autor.

TABELA 3.3 - Características das amostras de KUWAJIMA (1991) para análise das deformações independentes de tensões

<i>Amostra</i>	<i>Dimensões</i>	<i>Condições de cura</i>
Temp 1, 2, 3	$\phi = 15$ cm, H = 45 cm.	Impermeabilizada com parafina (laterais, topo e base)
Temp. 4/1	$\phi = 7,5$ cm, H = 15 cm.	Temperatura de 24 °C
Temp. 4/2	$\phi = 15$ cm, H = 30 cm.	
RHS/1	Prismáticas 10 x 15 x 20 cm	Parafina nas laterais. Base sobre camada de 15 cm de solo com w = 18%. Topo exposto. HR = 95%.
RHS/2		Parafina nas laterais. Topo e base em contato com camadas de 15 cm de solo com w = 18%.
RHS/3	$\phi = 15$ cm, H = 45 cm.	Impermeabilizada com parafina (laterais, topo e base). HR = 95%.
RHS/4		Sem impermeabilização. Cura com HR = 95%.
RHIM/1		Sem impermeabilização. Cura com HR = 95%. Submerso em água com 30 h de idade.
RHIM/2		

A FIGURA 3.12 apresenta resultados de elevação de temperatura em função do tempo medidos nos ensaios, e a FIGURA 3.13 apresenta a relação entre as deformações registradas e a temperatura desenvolvida durante o intervalo de tempo.

A temperatura atinge o valor de pico em torno de 7 h de idade, cerca de 4 a 10°C acima da temperatura inicial. A partir deste instante as temperaturas caem e somente se estabilizam depois das 15 h de idade.

A partir de deformações medidas em amostras de concreto impermeabilizadas com parafinas, o autor correlacionou a evolução de temperatura a fim de se obter o coeficiente de expansão térmica. As deformações térmicas apresentadas na FIGURA 3.13 correspondem aos valores pós-pico da temperatura, onde a linearidade é válida. A partir destes resultados, o autor admitiu como representativo o coeficiente de expansão térmica $\alpha_T = 8,25 \mu\epsilon/^\circ\text{C}$ para idades maiores que 10 h. A ressalva que se faz a este cálculo é que o coeficiente de expansão térmica foi medido no trecho de resfriamento do concreto.

FIGURA 3.12 - Variação da temperatura em função do tempo nas amostras de laboratório moldadas por KUWAJIMA (1991)

Na FIGURA 3.12 apresenta-se também a estimativa da evolução da temperatura a partir da expressão 3.13 (SCHUBERT, 1988) realizada por KUWAJIMA (op. cit.) considerando-se $\alpha_T = 8,25 \mu\epsilon/^\circ\text{C}$, para verificar a validade da expressão. O resultado obtido foi anteriormente discutido (ver item 3.3.1).

A FIGURA 3.14 apresenta as deformações de retração registradas pelo autor corrigidas pelo efeito da temperatura sobre os instrumentos de medida e o coeficiente de expansão térmica do concreto projetado. Observa-se que 3 amostras apresentaram deformações de retração praticamente desprezíveis, em torno de $10 \mu\epsilon$: as amostras

seladas ou mantidas em contato com o solo. A amostra RHS/3, totalmente impermeabilizada, apresentou sinais de expansão. As amostra RHS/4, RHIM/1 e RHIM/2, sem a impermeabilização, apresentaram os maiores níveis de retração. A RHIM/2 amostra apresentou uma rápida expansão após a submersão em água ocorrida a 30 h de idade.

FIGURA 3.13 - Deformação e temperatura registrada nos concretos sem carregamento: coeficiente de deformação térmica calculados nos ensaios de laboratório de KUWAJIMA (1991)

FIGURA 3.14 - Deformações independentes de tensões medidas em amostras de laboratório: diferentes condições de cura (KUWAJIMA, 1991)

Observa-se nestes resultados o efeito da presença do solo alterando o comportamento das deformações de retração: uma pequena expansão pode ser verificada nas primeiras horas, resultado da presença de água no solo na série RHS/2, seguida por pequenos valores de retração em maiores idades. Este fato é confirmado pela rápida inversão das deformações quando a amostra RHIM/2 foi submersa em água. Em campo, KUWAJIMA (op. cit.) verificou a inversão de uma tendência à retração em concretos projetados em painéis de madeira com idades de 60 h quando acidentalmente submersos durante a construção do túnel.

Isto indica que diferenças na hidratação do concreto projetado pode ocorrer quando a projeção ocorre em contato com o solo ou em painéis de madeira. JONES (1976) já havia observado este fato com diferenças nas deformações medidas em concretos projetados sobre painéis de madeira e em superfície de rochas.

3.4.3 - Programa experimental desenvolvido na Universidade de Leoben (Áustria)

GOLSER et al. (1995) e GALLER (1997) apresentam resultados do programa experimental em concreto projetado desenvolvido a partir de amostras produzidas em 4 diferentes túneis austríacos: túneis Kaponing, Sonnberg, Galgenberg e Semmering. As amostras foram projetadas via-seca em moldes especiais ou extraídas das paredes do túnel. Tanto os carregamentos aplicados como as extrações foram realizadas na direção paralela às camada de projeção (FIGURA 3.15). Esta condição de carregamento principal, paralelo à laminação do concreto projetado, corresponde à tensão principal sobre o suporte como discutido por CELESTINO et al. (1999).

Foram realizados 329 ensaios de compressão simples, sendo 200 de curta duração e 129 de longa duração. Nos ensaios de curta duração, 40 amostras foram ensaiadas com 6 h, 110 amostras com 28 dias e 50 ensaios em amostras com idades entre 7 e 28 dias.

FIGURA 3.15 - Extração das amostras e situação de carregamento aplicado nos ensaios do programa experimental da Universidade de Leoben (GALLER 1997, *modificada*).

GOLSER et al. (1995) apresentam resultados experimentais de amostras retiradas de 3 dos 4 túneis onde o programa experimental foi desenvolvido. Os materiais ensaios apresentam as seguintes características (TABELA 3.4):

TABELA 3.4 - Características das amostras ensaiadas por GOLSER et al. (1995).

Túnel	Cimento	Acelerador
Kaponig	380 kg/m ³ PZ 275 H20	10% MEYCO
Sonnberg	370 kg/m ³ PZ 275	6,5% BE PETRONAL
Galgenberg	340 kg/m ³ PZ 275, 40 kg/m ³ FLUAL	6,5 MEYCO

Deformações foram registradas nas direções transversais e longitudinais dos corpos de prova de concreto projetado quando submetidos a carregamentos ou para medida de deformações independentes de tensões ao longo do tempo.

Ensaio de compressão uniaxial foram realizados em concretos projetados com 8 h de idade, com registro de deformações na direção longitudinal e transversal, com ciclos de carregamento-descarregamento. A FIGURA 3.16 apresenta um destes resultados. Observa-se que as deformações longitudinais são compressivas, aproximadamente o dobro das deformações transversais, de ordem expansiva.

FIGURA 3.16 - Ensaio de compressão simples com curta duração em amostras de concreto projetado com 8 h de idade. (GOLSER et al., 1995)

Os ensaios de longa duração foram realizados para avaliar o comportamento da retração, relaxação (ensaios com deformação controlada) e fluência (ensaios com tensão controlada).

Medidas de retração foram realizadas até 800 h (33 dias), longitudinal e transversalmente à amostra. A FIGURA 3.17 apresenta os resultados obtidos nos ensaios. Nota-se uma grande dispersão entre os valores de retração medidos em diferentes amostras, segundo os autores resultante de concretos projetados em diferentes pontos dos túneis.

Observa-se que a retração longitudinal foi aproximadamente o dobro da retração transversal (veja a série 2 na FIGURA 3.17, com medidas até 800 h). Também parece não haver uma tendência de estabilização na retração, mesmo a maiores idades. Transversalmente, próximo das 200 h parece haver uma certa tendência de estabilização da retração, fato que pode ser verificado nas 5 amostras de concreto projetado.

A FIGURA 3.18 apresenta o resultado obtido nos ensaios de deformação controlada. As deformações foram aplicadas com uma velocidade constante nas primeiras 100 h, mantidas então constantes em aproximadamente 4000 $\mu\epsilon$ na direção longitudinal. No instante de deformação máxima, a tensão registrada era próxima a 9 MPa. Uma considerável relaxação das tensões a partir do instante que as deformações foram mantidas constantes foi registrada, com uma diminuição de tensões em torno de 37%, atingindo valores próximos a 5 MPa a 300 h de idade.

FIGURA 3.17 - Ensaios para medida de retração das amostras: medidas transversais e longitudinais (GOLSER et al., 1995).

FIGURA 3.18 - Ensaios com deformação controlada: direções transversal e longitudinal. (GOLSER et al., 1995)

Ensaio de longa duração com controle de tensões foram realizados com carregamentos 25%, 50% e 75% da resistência à compressão das amostras, aplicados em carregamentos sucessivos. A FIGURA 3.19 apresenta resultados dos ensaios. Observa-se que as deformações transversais apresentaram uma pequena variação ao longo do tempo, e não parecem ter sido afetadas pelos incrementos de carga. De forma diferente, a deformação longitudinal apresentou valores mais expressivos de deformações, com um rápido aumento nas primeiras horas e altamente influenciável pelos incrementos de carga. As deformações longitudinais no final das 280 h de carregamento foram aproximadamente o dobro das deformações transversais.

FIGURA 3.19 - Ensaio de longa duração com tensão controlada: carregamento em estágios. (GOLSER et al., 1995)

GALLER (op. cit.) apresenta resultados de relaxação do concreto projetado muito semelhantes aos de GOLSER et al. (op. cit.) com deformações aplicadas acima de 100 h entre 10000 a 17000 $\mu\epsilon$. Deformações abaixo de 10 ‰ não provocaram fissuramento do concreto projetado, mas acima deste valor pequenas fissuras foram registradas. Ainda assim, o concreto não apresentou ruptura. O autor registrou tensões na faixa de 8 a 10 MPa, e constatou que estas são independentes dos níveis de deformação aplicados. Com 300 h de idade, o concreto projetado atingiu tensões na faixa de 4 MPa. Estes resultados são apresentados na FIGURA 3.20.

3.20.a - História de deformações impostas ao concreto projetado

3.20.b - Tensões medidas

FIGURA 3.20 - Ensaio de longa duração com três níveis de deformação controlada e medidas das tensões correspondentes (GALLER 1997)

MÜLLER (2001) apresenta resultados de um programa experimental desenvolvido para estudo do concreto projetado a pequenas idades durante a construção do túnel Plabutsch na Áustria. Quatro séries experimentais de projeção foram produzidas (realizadas a intervalos de 1 mês) obtendo-se 86 corpos de prova a partir da projeção em formas metálicas (48 corpos de prova), extrações em formas de madeira (dimensões 50 x 25 x 15 cm, 5 corpos de prova) e extraídos de uma parede de 1 m² com espessura de 20 cm projetada no túnel (23 corpos de prova). As amostras obtidas a partir das formas metálicas foram utilizadas nos experimentos de retração e deformação lenta, sendo os últimos realizados em laboratório e dentro do túnel. As demais amostras foram utilizadas para medidas de resistência à compressão e módulo de elasticidade em idades 1, 7, 14 e 28 dias.

A FIGURA 3.21.a apresenta o esquema de instrumentação utilizado pelo autor para medida de deformações e FIGURA 3.21.b apresenta em detalhe o sensor utilizado para medida de deformações.

3.21.a - Corpo de prova instrumentado

3.21.b - Sensor para medida de deformações

FIGURA 3.21 - Esquema de instrumentação empregada por MÜLLER (2001) para estudo da deformação lenta do concreto projetado jovem.

O dispositivo de leitura de deformações foi fixado externamente ao corpo de prova por meio de bases metálicas coladas a ranhuras na superfície do concreto projetado. Adicionalmente foram colocadas 2 fitas de látex envolvendo o corpo de prova e o dispositivo de leitura.

A partir dos resultados experimentais o autor calibrou os parâmetros do modelo de SCHUBER (1988) incorporado com as modificações de ALDRIAN (1991).

A FIGURA 3.22 apresenta os resultados obtidos pelo autor relativos a retração do concreto projetado a partir idades de 7,5 h até 600 a 680 h (25 a 28 dias), medidos na direção longitudinal. Pode-se observar uma grande variação nos valores de retração entre os 3 experimentos. Nas primeiras 100 h, a retração oscilou entre 280 a 450 $\mu\epsilon$, e a 25 dias entre 640 a 1100 $\mu\epsilon$.

3.22.a - Série 1

3.22.b - Série 2

3.22.c - Série 3

FIGURA 3.22 - Retração no concreto projetado medida por MÜLLER (2001)

O autor utilizou o modelo da ACI (1978) adotado por SCHUBERT (1988) para avaliar a evolução da retração do concreto projetado. A TABELA 3.6 apresenta os parâmetros B e ε_{sh} da expressão.

TABELA 3.5 - Parâmetros da expressão de retração do ACI (1978) aplicada ao concreto projetado do programa experimental da Universidade de Leoben (MÜLLER, 2001).

<i>Série</i>	<i>Idade no início do registro da retração (h)</i>	<i>B (h)</i>	<i>ε_{sh} ($\mu\varepsilon$)</i>
1	7,5	178	824
2	7,5	343	1434
3	8,5	209	1433

Os ensaios para medida de deformação lenta foram realizados com carregamentos aplicados ao concreto projetado com idades entre 2 a 3,5 h nos ensaios em campo e 7 a 8,5 h nos ensaios em laboratório. A história de carregamento foi composta por quatro estágios, cada um com duração de 6 a 7 dias, e os descarregamentos ocorreram em até 20 dias de idade.

A FIGURA 3.23 apresenta as deformações medidas no concreto projetado carregado com 3,5 h de idade (experimento em campo).

A FIGURA 3.24 apresenta as deformações medidas no concreto projetado carregado com 8 h de idade (experimentos em laboratório), o qual recebeu a mesma história de carregamento da amostra de campo carregada com 3,5 h de idade. A cada ensaio de campo 3 ensaios de laboratório foram realizados.

Os três ensaios de laboratório apresentaram deformações praticamente paralelas, a menos de diferenças nas deformações iniciais no primeiro carregamento. As deformações iniciais nos concretos projetados que receberam carregamentos com 2 a 3 h de idade foram muito maiores que as deformações nos concretos projetados que receberam carregamentos com 8 h de idade. O autor constata também que as deformações lentas nos demais estágios de carregamento foram maiores nos concretos projetados que receberam carregamentos com 8 h de idade, submetidos a níveis mais baixos de deformações no primeiro carregamento. Vale ressaltar que os carregamentos aplicados com 3 h de idade são aproximadamente um terço daqueles aplicados com 8 h de idade.

FIGURA 3.23 - História de carregamento e deformações medidas em ensaios de campo realizados por MÜLLER (2001). Carregamentos com 3,5 h de idade.

FIGURA 3.24 - História de carregamento e deformações medidas nos ensaios de laboratório realizados por MÜLLER (2001). Carregamento com 8 h de idade.

Menores deformações ao longo do tempo ressaltam a importância das parcelas de deformações de retração e resultantes de elevações de temperatura.

A TABELA 3.6 apresenta os parâmetros da expressão 3.16 calibrados pelo autor para os experimentos realizados em campo e em laboratório para as parcelas de deformações dependentes de tensões. Os parâmetros relativos aos ensaios em laboratório correspondem aos valores médios de 3 ensaios. As altas deformações em resposta ao primeiro carregamento não podem ser simuladas pelo modelo, e correções foram feitas para que este fosse aplicado, obtendo-se assim os parâmetros apresentados.

TABELA 3.6 - Parâmetros do modelo reológico de SCHUBERT (1988) versão modificada (ALDRIAN, 1991) obtidos no concreto projetado do programa experimental de MÜLLER (2001).

<i>Série</i>	<i>Campo</i>		<i>Laboratório</i>			
	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>1</i>	<i>3</i>	<i>4/1</i>	<i>4/2</i>
Idade de carregamento (h)	3,50	2,00	7,50	8,00	7,00	48,00
$f_{c\ 28}$ (MPa)	30,00	30,00	30,00	25,00	25,60	22,8
$E_{c\ 28}$ (GPa)	30,00	30,00	30,00	22,00	21,00	19,5
A (1/MPa.h ^{0,25}) x 10 ⁻⁵	0,90	1,50	4,20	6,43	7,33	6,00
C_d (1/MPa) x 10 ⁻⁵	2,00	2,10	1,57	3,53	6,77	4,20
Q (MPa) x 10 ⁻⁶	3,00	0,80	1,47	3,80	5,33	3,70
f (1/MPa)	0,560	0,240	0,457	0,493	0,365	0,290

Uma análise dos parâmetros que caracterizam as parcelas de deformação esbarra nas diferentes histórias de carregamento que cada série de ensaios recebeu. Por exemplo, com 50 h de idade a Série 1 estava sob 5,0 MPa de tensão e a 10 MPa de tensão com 200 h de idade, ao passo que a Série 3 estava sob 2,5 MPa com 50 h e 7,5 MPa com 200 h. Uma análise mais eficiente é obtida quando se comparam os resultados de laboratório e de campo, dentro de uma mesma série. Neste caso, observa-se que os parâmetros A , C_d e Q são mais altos nos ensaios de laboratório (séries 3 e 4). Esta conclusão é coerente com a constatação do autor sobre menores efeitos da deformação lenta nos ensaios de campo. Em relação ao parâmetro f , não se pode tirar alguma conclusão. Ressalta-se o fato de a resistência à compressão e do módulo de elasticidade não serem os mesmos nos ensaios de laboratório e de campo, o que pode ter interferido no comportamento de f .

Comparando-se os parâmetros do modelo para ensaios de laboratório com carregamentos aplicados com 8 e 48 h de idade (séries 4/1 e 4/2), o carregamento a maiores idades resultou em menores parâmetros, o que evidencia a menor susceptibilidade das deformações viscosas retardadas e lentas.

CAPÍTULO 4

Estudo do comportamento do concreto projetado em escala: a instrumentação de túneis e os modelos estruturais

4.1 - Considerações iniciais

A interação solo-suporte em túneis tem sido muito estudado a partir de simulações computacionais, podendo-se citar os trabalhos de PÖTTLER (1990), PAN & DONG (1991), CELESTINO (1992), CHANG (1994), PAN & HUANG (1994), GOMES (1999), entre outros. Estas simulações, no entanto, são formuladas com hipóteses simplificadoras e nem sempre representam o comportamento real da estrutura. Para que possam ser desenvolvidos modelos de cálculo que representem com maior fidelidade possível a estrutura em campo, é imprescindível que se conheça o comportamento real da estrutura, principalmente da interação túnel-suporte.

Neste capítulo apresenta-se uma análise do comportamento do concreto projetado em condições de campo trabalhando como suporte de túneis. O estudo foi desenvolvido com base em registros de casos de obras a partir de resultados de instrumentação e também a partir dos Modelos Estruturais desenvolvidos para o estudo da interação maciço-concreto projetado.

Os programas de instrumentação são no geral empregados para análise da segurança da obra. Muitas vezes as informações obtidas não são analisadas de forma a

contribuírem com o avanço do conhecimento técnico, deixando várias lacunas sobre mecanismos que poderiam ser descritos a partir da instrumentação. Na impossibilidade de uma análise mais profunda do comportamento do concreto projetado como suportes de túneis, foram desenvolvidos Modelos Estruturais que representam seu comportamento em campo. Estes modelos têm como vantagem viabilizarem o estudo em laboratório reproduzindo em escala reduzida solicitações de campo específicas.

4.2 - A instrumentação de túneis

4.2.1 - *Relato de casos históricos*

A instrumentação de uma obra subterrânea tem como objetivo principal garantir “a estabilidade necessária, ao menor custo”, ou seja, é empregada a serviço da estabilidade, sendo portanto uma ferramenta fundamental na fase de projeto ou construção, independente do tipo de maciço onde esta se realiza. No caso da construção de túneis em NATM, onde os riscos assumidos na adoção de coeficiente de segurança próximos da unidade, a construção só se torna admissível com controle rigoroso da obra. A instrumentação permite reajustes no projeto, otimizando as operações construtivas e estruturas estabilizantes. Os aspectos positivos da instrumentação residem na segurança das equipes e equipamentos que trabalham na frente de escavação, pois as instabilidades podem, geralmente, serem previstas em tempo hábil para ações remediadoras, além de fornecerem informações sobre o real comportamento da obra (MIDÉIA & FERNANDEZ, 1982).

A literatura apresenta vários trabalhos enfocando o tema da instrumentação de obras subterrâneas. Dentro do escopo da pesquisa, é de interesse a instrumentação realizada para acompanhamento do suporte em concreto projetado realizada na frente de escavação. Relatos de instrumentação que se enquadram nestas condições foram apresentados por: MASON (1969), JONES (1976), CORDING et al. (1977), MEISTER & WALLNER (1977), YOSHIMURA et al. (1986), KAWATA & TANII (1987), SAKURAI & IZUNAMI (1987), NAOMI et al. (1987), GOLSER et al. (1989), KUWAJIMA (1991), UGARTE et al. (1996), van der BERG et al. (1998), entre outros.

Como uma apreciação dos trabalhos citados, conclui-se que a instrumentação de desempenho do suporte consiste em: medidas de convergência, células de pressão, células de carga e sensores de deformação. A grande maioria dos casos não fornece detalhes dos instrumentos empregados ou dos procedimentos de instalação. Observa-se também um número pequeno de informações relativo ao comportamento do concreto projetado nas primeiras idades, sendo exceção os trabalhos de GOLSER et al. (1989) e KUWAJIMA (op. cit.).

Sobre a instrumentação de obras subterrâneas no Brasil, vale lembrar que a maioria dos projetos executados em NATM foram empregados para escavações de obras do metrô, portanto, em áreas urbanas. A literatura consultada indicou uma forte tendência da instrumentação nacional estar direcionada a problemas de subsidência do solo e seus efeitos sobre estruturas lindeiras. Constatou-se que, no geral, a instrumentação destas obras visa o controle de recalques de superfície, com a instalação de pinos de convergência dentro do túnel para acompanhar o volume de perda de solo ao longo do tempo.

Trabalhos como os apresentados por MITSUE et al. (1987) e CELESTINO et al. (1987), sobre a instrumentação da extensão Norte do Metrô de São Paulo, KOELLN et al. (1990) sobre o trecho Clínicas, PINTO (1994), ORTIGÃO et al. (1994) e TEIXEIRA & ASSIS (1994), ambos sobre o Metrô de Brasília e CELESTINO & FERREIRA (1996), o qual apresenta análises de recalques de 13 túneis escavados para o Metrô de São Paulo, podem ser tomados como exemplos. Invariavelmente, estes autores descrevem a instrumentação, constituída por: marcos superficiais, placas de recalques superficiais, tassômetros, medidores de convergência, nivelamento de teto, extensômetros e inclinômetros.

Os trabalhos acima não apresentam citações sobre medidas de tensões e deformações no suporte ou no revestimento com células de pressão e sensores de deformação, respectivamente. De acordo com o levantamento de casos de obras apresentados por NEGRO et al. (1992), medidas de tensões e deformações no suporte/revestimento em concreto projetado foram realizadas nos túneis ABV e Lavapés respectivamente. Mais recentemente, CAMARA et al. (1996) relatam sobre o uso células de carga e deformações no revestimento de concreto como instrumentação especial dos túneis do Parque Ibirapuera, em São Paulo. No entanto, os autores não apresentam resultados deste programa de instrumentação. AYRES Y GARCIA et al. (2002) relatam a experiência na utilização de sensores em corda vibrante com o objetivo

de acompanhar a transferência de cargas para o revestimento de 1ª fase durante o avanço da calota no túnel 2 do Rodoanel Mário Covas.

Um caso de obra no Brasil bem documentado na literatura são os túneis da Ferrovia do Aço, com suporte em concreto projetado amplamente instrumentado no que diz respeito a tensões e deformações (NIEBLE & SERMAN 1982, MIDÉIA & FERNANDES 1982).

A escassez de informações sobre medidas de tensões concreto projetado com célula de carga em concretos projetados leva a crer que esta prática não é comum no Brasil. NEGRO et al. (op. cit.) enumera vários túneis brasileiros onde as medidas de deformação foram realizadas empregados técnicas adaptadas da Mecânica das Rochas, sendo estas o *Mini Flat Jack* e o *Undercoring*. Exemplos da aplicação destas técnicas foram apresentados por KUWAJIMA et al. (1991) e CELESTINO et al. (1997)

4.2.2 - Considerações sobre a instrumentação do suporte em concreto projetado

Para que um programa de instrumentação em obras subterrâneas atenda aos objetivos para os quais foi destinado, é necessário que os instrumentos atendam a uma série de requisitos.

Os instrumentos operam sob severas condições, devendo-se levar em consideração a susceptibilidade destas a variações de temperatura e exposição a umidade. A instalação na frente de escavação pede instrumentos de fácil manuseio, para não interferirem no andamento dos trabalhos de escavação. Devem ser sensíveis, confiáveis, robustos, duráveis e estáveis, a fim de fornecerem informações por longos períodos.

Quando a instrumentação tem como objetivo a medida de deformações e tensões em suportes de concreto projetado, os instrumentos estão sujeitos a uma série de problemas que podem comprometer e colocar em dúvida as medições feitas se determinadas condições não forem consideradas.

O próprio sistema de aplicação do concreto projetado pode comprometer os instrumentos, pois produz um impacto dinâmico dos agregados sobre eles, levando a modificação da posição inicial e até mesmo à perda dos instrumentos. Os instrumentos são sensíveis às condições da superfície de instalação (SHARP et al. 1977., BAGNOLI,

1980), sendo muito difícil atingir as condições ideais de instalação no concreto projetado ou na interface do maciço.

Fatores intrínsecos do concreto projetado como a evolução da rigidez em função do tempo e elevação de temperatura durante as reações de hidratação também são fatores que devem ser levados em conta, de acordo com KUWAJIMA (op. cit.).

As elevações de temperatura durante as reações de hidratação afetam as medidas realizadas pelos instrumentos. As células de pressão hidráulicas *Glötzl*, inicialmente à temperatura ambiente quando instaladas no concreto projetado, experimentam expansão do fluido interno durante o aquecimento resultantes das reações de hidratação do cimento, o que faz que o volume da célula aumente. Quando a temperatura do concreto cai, as células se contraem deixando um vazio entre o concreto e a célula. Neste caso, o problema é contornado repressurizando as células, de tal forma que elas se expandam e entre em contato novamente com o concreto projetado (HANNA, 1985).

Nos sensores de deformação em corda vibrante, as leituras também são afetadas pelas elevações de temperatura: a dilatação térmica da corda pode modificar a tensão, fornecendo deformações diferentes das experimentadas pelo concreto projetado. Fenômenos intrínsecos do concreto projetado, como retração e deformação lenta também afetam as leituras (JONES, op. cit.).

As células de pressão ainda são afetada por um outro inconveniente. É conhecido o problema da introdução de um elemento de rigidez diferente em um meio, alterando o estado de tensões: provoca arqueamento e faz com que as células não meçam a tensão real, ou seja, aquela sem a presença da célula. Em concretos projetados, este problema se torna ainda mais complexo, pois, com o endurecimento, a rigidez relativa entre a célula e o suporte varia com o tempo. (KUWAJIMA, op. cit.).

Tem-se uma situação ideal para medida de tensões quando o módulo de elasticidade do concreto projetado (E_c) é igual ao módulo de elasticidade do instrumento (E_s), onde se teria tensões iguais atuando nos dois materiais. Mas, no geral, os módulos de elasticidade são diferentes, provocando diferença entre as tensões no instrumento e no concreto projetado. O instrumento acaba então por fornecer tensões que não são aquelas realmente atuantes no ponto de medida. No geral, as tensões se relacionam uma com a outra, e LOH (1952) propôs a seguinte expressão de correlação:

$$\sigma_s = \sigma_c \cdot (1 + C_s) \quad (4.1)$$

onde σ_s e σ_c são respectivamente a tensão no sensor e no concreto projetado e C_s é o fator de concentração de tensões. Este fator é função dos módulos de elasticidade relativos, coeficiente de Poisson do concreto projetado e dimensões do instrumento (raio R e comprimento L). Parâmetros como módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson do concreto projetado não são bem conhecidos e variam em grande escala em função da idade.

A FIGURA 4.1 apresenta uma representação gráfica do comportamento do fator de concentração de tensões em função da dimensão do instrumento. Desta figura pode-se observar que quanto menor a relação E_s/E_c , mais próxima da tensão real no concreto projetado será a tensão medida pelo instrumento. Para relações entre raio e comprimento do instrumento maiores que 0,6, o fator de concentração de tensões torna-se praticamente constante para uma mesma relação de módulos de elasticidade.

FIGURA 4.1 - Fator de concentração de tensões para diferentes características dos equipamentos e módulo de elasticidade variável em função da idade do concreto projetado (KUWAJIMA, 1991)

GOLSER et al. (1989) apresentam o instrumento utilizado no programa experimental austríaco para estudo de deformações do concreto projetado, denominado *strain-meter* (SSM-1). O instrumento é constituído por garras paralelas, as quais são embutidas no concreto projetado, e um tubo central de baixa rigidez. A movimentação das garras em conjunto com o concreto projetado deformam o tubo central. O sensor de leitura é composto por uma ponte elétrica completa colada no tubo central. Segundo os autores, este instrumento apresenta baixa rigidez e provoca concentração de tensões.

4.3 - Comportamento do suporte em concreto projetado a partir da instrumentação

Dentre os autores que relatam casos de instrumentação em suportes em concreto projetado citados no item 4.2.1 merecem destaque os trabalhos de JONES (1976), GOLSER et al. (1989) e KUWAJIMA (1991). Estes autores apresentam um programa de instrumentação detalhado, enfocando medidas de deformações e tensões no concreto projetado que permitem um melhor conhecimento do seu comportamento estrutural quando trabalhando como suportes de túneis.

Nesta mesma linha de conhecimento no Brasil, pode-se citar a instrumentação dos túneis da Ferrovia do Aço (NIEBLE & SERMAN 1982, MIDÉIA & FERNANDES 1982) e o túnel Lavapés (HEINZ & ROCHA, 1990).

JONES (1976) apresenta uma descrição completa do programa de instrumentação desenvolvido para a escavação do túnel Rock Creek, parte integrante do metrô de Washington (EUA), escavado em rochas ígneas metamorfoseadas e sedimentares, com foliações. O perfil de descontinuidades compunha-se de juntas planas, formando grandes blocos e altas zonas de cisalhamento contínuas paralelas a foliação. As medidas de deformação no revestimento foram feitas com sensores de deformação elétricos (com proteção de neoprene) e em corda vibrante instalados dentro do concreto projetado, posicionados tangencialmente à superfície do maciço. Os registros de deformação foram obtidos 15 minutos após o término da projeção e leituras subsequentes foram feitas durante a próxima fase de escavação e continuaram em intervalos freqüentes, até que as deformações se estabilizassem. Com esta instrumentação o autor registrou diferenças no comportamento do concreto projetado nas protuberâncias e reentrâncias que compõe a seção do túnel.

NIEBLE & SERMAN (1982) e MIDÉIA & FERNANDES (1982) apresentam o programa de instrumentação realizado na Ferrovia do Aço. Em um dos túneis, escavado em maciço de material incompetente, foi desenvolvida uma instrumentação específica, com o emprego de células de pressão e sensores de deformação elétricos além células de carga, medidores de convergência, marcos topográficos, células de pressão hidráulicas, extensômetros simples e múltiplos, medidores de deformação angular, medidores de

N.A e piezômetros. Neste caso, a instrumentação permitiu acompanhar o comportamento das deformações e tensões no concreto projetado na ocasião de retirada do arco invertido provisório.

HEINZ & ROCHA (1990) relatam a experiência adquirida com a instrumentação do túnel Lavapés, escavado em argila siltosa arenosa. A instrumentação foi realizada com sensores fabricados pelo IPT e sensores Calrson-Kyowa, instalados no suporte e no revestimento secundário em concreto projetado nas paredes laterais. Os resultados obtidos permitem quantificar a diferença nas deformações do concreto projetado primário e secundário, medidos até 14 dias após a projeção. Picos nos registros das deformações foram observados, segundo os autores resultado das variações de temperatura e umidade relativa do ar no interior do túnel. A partir das deformações medidas, os autores estimaram o coeficiente de fluência do concreto projetado. Retroanalizando as cargas a partir do suporte visco-elástico, os autores concluíram que as tensões atuantes sobre o suporte em concreto projetado são relativamente baixas a curto prazo.

GOLSER et al. (1989) apresentam resultados de deformações medidas em dois túneis austríacos utilizando o *strain-meter* descrito no item 4.2.2.

O túnel Langen, situado nos Alpes Centrais, foi escavado em rochas xistosas brandas a profundidade de 200 m. A escavação foi feita em NATM, com calota e bancada.

Strain-meter foram locados na calota, com as leitura de deformação se iniciando logo após a projeção. A FIGURA 4.2 apresenta as deformações medidas na fibra interna e externa da camada de concreto projetado próximo ao teto do túnel.

Observa-se que as deformações na fibra externa ao longo de 5 meses de monitoramento indicam valores aproximadamente 3 vezes maiores quando comparadas a fibra interna. As deformações máximas foram atingidas 15 dias após a projeção.

Os resultados das deformações foram utilizados pelos autores para retroanálise das cargas sobre o suporte com base no modelo reológico de SCHUBERT (1988). A FIGURA 4.3.a apresenta as tensões retroanalizadas nos primeiros 6 dias de idade.

FIGURA 4.2 - Deformações medidas na fibra interna e externa da camada de concreto projetado no túnel Langen (Áustria) com *strain-meter* (SSM-1) GOLSER et al. (1989).

4.3.a - Tensões nas primeiras idades e evolução da resistência à compressão do concreto projetado.

4.3.b - Relaxação das tensões concreto projetado.

FIGURA 4.3 - Tensões retroanalizadas utilizando o modelo de SCHUBERT (1988) a partir de deformações medidas no concreto projetado no túnel Langen (Áustria). GOLSER et al. (1989).

Pode-se observar o efeito dos avanços da frente sobre as cargas no suporte. Com 4 dias de idade tem-se uma situação onde as tensões na fibra interna se igualam a resistência à compressão oferecida pelo concreto projetado, o que pode levar a instabilidade da obra. Com as deformações estabilizadas ao 15º dia, o suporte apresentou relaxação das tensões, mais evidentes da fibra interna, como pode ser observado na FIGURA 4.3.b. A relaxação das cargas foi bastante grande, de 18 MPa com aproximadamente 15 dias para 4 MPa dois meses depois.

O outro caso apresentado pelos autores consiste em medidas realizadas durante a escavação do Metrô de Viena. A zona instrumentada foi escavada em areia e silte com cobertura de 10 m e seção transversal de 40 m². As deformações medidas nos primeiros dois meses após a projeção em um ponto situado abaixo do eixo do túnel são apresentadas na FIGURA 4.4. Observa-se que as deformações são muito menores aquelas registradas no túnel Langen, com valores máximos de 350 µε na fibra interna.

FIGURA 4.4 - Deformações medidas na fibra interna e externa da camada de concreto projetado no Metrô de Viena (Áustria) com *stress-meter*. GOLSER et al. (1989).

Segundo os autores, níveis de deformação nesta faixa tornam maior a influência das deformações independentes de tensões. Medições realizadas pelos autores constaram deformações de retração de ordem de 0 a 400 µε, valores muito próximos das deformações medidas no túnel do Metrô de Viena. A FIGURA 4.5 apresenta estes resultados. Observa-se uma nítida diferença na retração medida em pontos diferentes ao longo da seção transversal do túnel. Os autores creditam esta diferença no

comportamento as condições de umidade do solo, o que explica a ausência de deformações de retração no piso do túnel.

FIGURA 4.5 - Deformações de retração medidas no suporte em concreto projetado no Metrô de Viena (Áustria) em diferentes pontos na seção transversal do túnel. GOLSER et al. (1989).

Observa-se uma inversão no comportamento das deformações registradas na fibra interna e externa nos dois túneis analisados. Os autores não apresentam justificativa para tal comportamento, mas acredita-se que esta diferença seja resultante das diferentes condições de umidade do solo nos dois casos (rochas brandas e areia siltosa).

A característica de deformabilidade diferenciada entre fibras interna e externa tem grande influência nos momentos fletores atuantes na estrutura. A desvantagem dos ensaios conduzidos por Golser et al. (op. cit.) é que o histórico de carregamento atuante sobre a seção, decorrente do avanço do túnel, não era conhecido. Os autores adotaram um modelo reológico para o material a fim de transformar leituras de deformação em esforços solicitantes.

O caso apresentado por KUWAJIMA (1991) se refere a instrumentação realizada no trecho escavado em NATM da extensão sul do sistema Light Rail Transit (SLRT) em Edmonton (Canadá). A geologia da região resume-se a uma camada de sedimentos lacustres, depósitos aluviais orgânicos, sobrepostos a uma camada espessa de *till* (argilas siltosas rijas), entremeadas por lentes de areia e areia grossa

siltosa ou argilosa, sendo esta a camada que o túnel atravessa. Inferior a essa camada de *till*, encontra-se areia Saskatchewan.

Um extensivo programa de instrumentação foi realizado nesta obra, com monitoramento do maciço e do suporte.

Medidas de deformação foram feitas com sensores de deformação compressivos fabricados pelo Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Alberta e sensores de deformação em corda vibrante. Termistores foram colocados em conjunto com os sensores de deformação em corda vibrante para medir temperatura. Os sensores foram instalados em vários pontos ao longo do perímetro da seção transversal, posicionados paralelos a parede do maciço e na direção do eixo de escavação do túnel. A FIGURA 4.6 apresenta o posicionamento dos sensores em uma das seções instrumentadas. As deformações registradas são apresentadas na FIGURA 4.7.

FIGURA 4.6 - Localização dos sensores de deformação para medida de tensão no metrô de Edmonton (KUWAJIMA, 1991)

Observa-se que no teto e nas paredes laterais do túnel predominam deformações compressivas, mais altas nos sensores posicionados na fibra externa da camada de concreto projetado. Há uma diferenciação nos esforços ao longo da seção transversal, com valores de 400 a 600 $\mu\epsilon$ no topo do túnel (sensores VW40 e VW 41) e valores aproximadamente a metade em instrumentos locados nas ombreiras e paredes laterais. Uma assimetria nos esforços também pode ser verificada entre os sensores nos ombrails VW 25 e VW33, na fibra externa da camada de concreto projetado. No piso do túnel as deformações são de tração, maiores na fibra externa. A menos do piso do túnel, o

comportamento das deformações nas paredes laterais e no teto foi muito semelhante nas quatro seções instrumentadas.

Em relação a temperatura, os termistores registraram altos valores nas primeiras idades do concreto projetado, na faixa de 30 a 40 °C. Invariavelmente a temperatura registrados nos termistores locados na fibra interna apresentaram menores valores quando comparados aos sensores locados na fibra externa. Oscilações na temperatura podem ser verificadas durante as 1000 h de registro, exceto para os termistores locados no piso. Paradas no processo construtivo induzem quedas de temperaturas de até 4 °C. Segundo o autor, flutuações de temperatura semelhantes foram registradas por HEINZ (1989) em túneis escavados em São Paulo.

A retração do concreto projetado na parede do túnel é apresentado na FIGURA 4.8. Estas deformações foram medidas nos sensores posicionados paralelos ao eixo do túnel. Segundo KUWAJIMA (op. cit.), somente uma pequena quantidade de carga é esperada na direção longitudinal, e por este motivo o autor considerou estas deformações como representativas das deformações independentes de tensões.

De maneira geral, observa-se expansão no piso e retração no teto. Segundo o autor, as deformações expansivas no piso são resultantes da infiltração de água proveniente do solo ou da água presente no chão antes da projeção. As expansões foram maiores que aquelas verificadas em laboratório (ver FIGURA 3.14) provavelmente devido a quantidade de água disponível na camada de solo em laboratório não ter sido suficiente para provocar expansão ou este apresentava-se com um teor de umidade menor que o valor em campo.

As deformações do teto e nas paredes laterais apresentaram oscilações cíclicas em concordância com as fases construtivas do túnel. O fluxo de ar gerado pelo sistema de ventilação e a fonte de água fornecida pelo solo produzem um regime de retração muito peculiar ao concreto projetado. Durante a construção, com o sistema de ventilação em operação, a umidade relativa do ar é baixa, retirando água do concreto projetado e induzindo retração. Nos ciclos de parada da obra, não se tem o efeito da ventilação e a umidade relativa do ar aumenta. O solo então é capaz de fornecer água ao concreto projetado, verificando-se a presença de expansão.

Deformação

Temperatura

Deformação

Temperatura

4.7.a – Teto

4.7.b - Paredes laterais

4.7.c - Piso

FIGURA 4.7 - Deformações e temperaturas registradas em diferentes posições ao longo da seção transversal do Túnel de Edmonton. (KUWAJIMA, 1991, modificada).

4.8.a - Próxima ao piso

4.8.b - Paredes laterais e teto

FIGURA 4.8 - Deformações de retração registradas em diferentes posições ao longo da seção transversal do Túnel de Edmonton. (KUWAJIMA, 1991).

4.4 - Modelos estruturais

Ensaio em modelos estruturais são aqueles que procuram retratar as solicitações mecânicas a que o problema real está submetido em campo, com representatividade de escalas adequadas e exequíveis em termos operacionais em laboratório. CHANG (1994) os define como *modelos físicos* que se relacionam ao sistema real de tal forma que o comportamento em campo possa ser previsto com base na resposta apresentada pelo modelo. Além disso, fornecem informações mais realistas sobre o comportamento da estrutura de campo quando comparadas com as simulações numéricas,

principalmente no que diz respeito ao concreto projetado, cuja resposta tensão-deformação frente à interação com o maciço ainda é pouco conhecida.

MORCH (1993) credita a JONAS HOLMGREN o pioneirismo no estudo do concreto projetado em modelos estruturais. Acredita-se que esta técnica ainda tenha sido pouco explorada, pois a literatura apresenta poucos trabalhos sobre este tema. No entanto, estes estudos demonstram que os modelos estruturais podem fornecer importantes informações sobre o comportamento do concreto projetado.

Os trabalhos de HOLMGREN (1976) e FERNANDEZ-DELGADO et al. (1975) são talvez os mais documentados na literatura. Estes trabalhos enfocaram o comportamento do concreto projetado sob condições de rochas competentes fraturadas, com análises restritas a cargas de ruptura. Estudos mais recentes são apresentados por MORCH (1993), CHANG (1994) e TANNANT et al. (1996), sendo que estes autores apresentaram como evolução do estudo o emprego da instrumentação nos modelos. A seguir apresenta-se uma descrição destes modelos, e as respostas obtidas quando estas se inserirem dentro do âmbito do comportamento do concreto projetado.

4.4.1 – Modelo estrutural de HOLMGREN (1976)

HOLMGREN (1976) apresenta os primeiros estudos de um projeto desenvolvido pela Royal Swedish Fortifications Administration em conjunto com a Swedish Rock Mechanics Research Foundation para estudo do comportamento do concreto projetado. Estes estudos visaram a obter um melhor conhecimento do concreto projetado para sustentação de maciços rochosos fraturados. A situação de carregamento analisada corresponde ao puncionamento da camada de concreto projetado por grandes fragmentos de rocha, com a finalidade de otimizar a espessura das camadas, geralmente espessas em favor da segurança.

O equipamento esquematizado na FIGURA 4.9 foi desenvolvido para o estudo. Este é formado por 3 placas de granito cinza de graduação fina, que trabalham independentemente. As placas externas eram fixas a uma base no solo, e a placa intermediária recebia um carregamento pontual. Uma dobradiça garantia o giro das placas, o que permitia a superfície das rochas se posicionarem verticalmente para aplicação do concreto projetado. O carregamento era aplicado por macaco hidráulico, posicionado sob a placa de granito intermediária

Os ensaios foram realizados em concretos projetados endurecidos. O macaco hidráulico pressionava a placa intermediária, enquanto o movimento das placas externas era restringido. O carregamento aplicado foi distribuído da placa interna para as externas pela camada de concreto projetado. A carga P aplicada e o deslocamento vertical na placa intermediária era monitorado durante o ensaio.

FIGURA 4.9 - Esquema do ensaio em escala realizado nos estudos de HOLMGREN (1976)

Foram realizados ensaios com diferentes espessuras de camadas de concreto projetado em diferentes idades. Quando este ensaio foi realizado em camadas de concreto projetado reforçadas foi possível aumentar os carregamentos após a propagação da *fissura de adesão*.

Três variações do ensaio foram realizadas, para avaliar as seguintes situações de carregamento:

1. Ensaio unidimensionais (vigas), em camadas de concreto projetado simples e com reforço de malhas e presença de chumbadores
2. Ensaio bidimensional em placas circulares
3. Ensaio em camada de concreto projetado solicitadas pelo arco superior de túneis

Nos ensaios unidimensionais em camadas de concreto projetado sem reforço, o autor observou que a espessura da camada não interfere no valor da carga de ruptura mas exerce influência sobre a extensão da propagação da fissura (quanto maior a espessura da camada, mais longa a zona de fissuração). Quanto ao comportamento do concreto com reforço e sob ação de chumbadores, diferentes situações foram ensaiadas variando a forma de fixação do chumbadores e da malha. Em todos os casos a ruptura primária ocorreu na adesão entre a rocha e o concreto projetado, com um pequeno nível de deformação. O comportamento posterior foi bastante diferenciado quanto a combinação entre reforço e chumbadores. A presença dos chumbadores aumentou as cargas pós-pico após a ruptura inicial. A ruptura final foi causada pela quebra na ligação do concreto projetado com o chumbador como em um ensaio de arrancamento.

Os ensaios bidimensionais foram realizados em lâminas circulares com o carregamento aplicado na posição central. Estes ensaios tiveram como objetivo a análise da propagação fissura de adesão primária.

Os experimentos do modelo estrutural para representar a configuração em arco são apresentados na FIGURA 4.10. Nesta configuração, o mecanismo primário corresponde à ruptura por lasqueamento da camada de concreto projetado na superfície da rocha. Na FIGURA 4.10.b foram introduzidas restrições nas extremidades das placas externas e a ruptura foi condicionada pelo cisalhamento ou pela flambagem da parte horizontal da camada de concreto projetado. O autor também verificou que o concreto projetado pode se soltar totalmente da rocha sem apresentar fissuras visíveis.

FIGURA 4.10 - Ensaio em configuração em arco ensaiados por HOLMGREN (1976)

4.4.2 – Modelo estrutural de FERNANDEZ-DELGADO et al. (1976)

FERNANDEZ-DELGADO et al. (1976) apresentam um Modelo Estrutural para simular o comportamento do concreto projetado quando em diferentes configurações de seção transversal de tetos de túneis em maciços rochosos. O modelo foi desenvolvido durante o programa de estudo em grande escala do concreto projetado conduzido na Universidade de Illinois em Urbana Champaign (EUA). O objetivo deste estudo foi enfocar comportamento estrutural e a máxima capacidade de carga das camadas de concreto projetado.

As variáveis estudadas no programa experimental incluíram:

1. Diferentes configurações geométricas para simular a interface maciço rochoso-concreto projetado
2. Resistência adesiva entre o concreto projetado e o material que simulou o maciço rochoso
3. Restrições nas extremidades das camadas
4. Resistência e deformabilidade do concreto projetado
5. Espessura da camada

O modelo desenvolvido permitiu analisar 3 diferentes configurações estruturais do concreto projetado em obras reais:

- Configuração 1: simula a condição de carregamento encontrada em túneis com teto plano, caso de desmonte em rochas de estratificação plana
- Configuração 2: simula as condições de carregamento encontradas em túneis com teto em arco, onde o concreto projetado suporta blocos instáveis planos do teto do túnel
- Configuração 3: simula as condições de carregamento encontradas em túneis com teto em arco, onde o concreto projetado suporta blocos instáveis do teto em formato irregular, resultado de desmontes em maciços fraturados.

As 3 configurações são apresentadas na FIGURA 4.11.

Os principais mecanismos de ruptura, em função da configuração analisada, são assim resumidos:

- Configuração 1 (FIGURA 4.11.a):

Ruptura por cisalhamento da camada de concreto projetado, com crescimento diagonal, localizada nas proximidades da junção dos blocos extremos; perda de contato do concreto projetado com a superfície da parede, caracterizado por uma ruptura por adesão, ainda com arqueamento da camada quando na presença de *chumbadores* nos blocos extremos (limitam a propagação da ruptura por adesão), nestes casos com grande deslocamento dos blocos móveis.

- Configuração 2 (FIGURA 4.11.b):

Ruptura por tracionamento da camada de concreto projetado, iniciando-se na junção do bloco central com os blocos externos, com crescimento diagonal paralelo à superfície dos blocos externos, seguida por ruptura por adesão, caracterizando uma ruptura frágil; ruptura por adesão.

- Configuração 3 (FIGURA 4.11.c):

Ruptura por cisalhamento do concreto projetado nos pontos de contato dos blocos móveis com os blocos externos; ruptura por adesão com as paredes dos blocos externos, seguido por flexão da camada de concreto projetado; ruptura por adesão nas paredes dos blocos móveis em conjunto com ruptura por tração ao longo do pico do bloco triangular.

Os resultados encontrados comprovam a importância da geologia e da espessura das camadas de concreto projetado no desenvolvimento dos modos de ruptura, correlacionando estas variáveis com a capacidade de carga do suporte. A magnitude dos deslocamentos dos blocos móveis foi registrado em cada modo de ruptura. Os resultados obtidos forneceram avaliações realistas das condições de estabilidade em campo.

FIGURA 4.11 - Configuração dos ensaios em modelos estruturais de FERNANDEZ-DELGADO et al. (1976) e situações de campo representadas

4.4.3 – Modelo estrutural de CHANG (1994)

CHANG (1994) descreve um dispositivo de ensaio com o objetivo principal de estudar o efeito de irregularidade nas seções transversais de túneis quando escavados em rochas brandas sobre o comportamento do revestimento em concreto projetado. Os ensaios foram conduzidos pelo autor na Divisão de Mecânica das Rochas do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do Instituto de Tecnologia da Suécia.

A configuração do modelo é apresentada na FIGURA 4.12. As dimensões do modelo contavam com 1,6 x 1,6 e 0,5 m, sendo composto por uma seção quadrada onde se insere um semi-círculo que simula um túnel com raio de 0,4 m. . Tendo-se por base os princípios de axissimetria, os modelos foram desenvolvidos em $\frac{1}{4}$ da seção do túnel, a fim de facilitar a colocação do revestimento e medidores de convergência dentro do túnel.

Os carregamentos foram distribuídos sobre as extremidades da seção quadrada nas faces opostas a posição do semi-círculo, gerados por seis macacos presos a duas chapas móveis. Cada macaco possuía uma capacidade de 30 ton. gerando uma pressão máxima sobre o modelo de 1,1 MPa, equivalente uma sobrecarga do maciço em um túnel de 40 m de profundidade. O carregamento foi aplicado em estágios de 0,1 MPa, mantidos aproximadamente constantes até as deformações se tornarem relativamente estáveis.

O modelo foi instrumentado com quatro medidores de convergência, para medida das deformações radiais. A FIGURA 4.12 apresenta a disposição destes instrumentos: os resultados mostraram que os instrumentos locados para medir convergência no teto do túnel (nº 1 e 2) fornecem medidas mais consistentes que aqueles locados nas paredes, (nº 3 e 4) devido ao efeito de borda. Os resultados dos instrumentos foram armazenados por um sistema de aquisição de dados.

FIGURA 4.12 - Modelo estrutural e posicionamentos dos medidores de convergência no para medida deslocamentos radiais. Modelo estrutural de CHANG (1994)

Duas condições de superfície das paredes do túnel foram analisadas: uma superfície com ondulação uni-direcional, tal que a seção transversal permanecesse a mesma ao longo do eixo do túnel (situação de desmonte cuidadoso) e a uma outra superfície bi-direcional ondulada, comumente observada em túneis. Uma superfície lisa, denominada de referência, também foi analisada.

Devido as dimensões do modelo, não foi possível realizar a projeção do suporte, utilizando-se um revestimento de concreto moldado aplicado manualmente sobre a superfície do maciço. As propriedades deste material foram ensaiados à compressão uniaxial em idades tão próximas quanto possível aos ensaios do modelo estrutural para caracterizar o revestimento simples e ensaios de flexão no ponto médio de vigas foram realizados para caracterizar os materiais com fibras de aço.

Ao todo foram ensaiadas 7 diferentes combinações de ensaio, envolvendo as condições de ondulações da superfície, superfície de referência, espessura das camadas (1 ou 2 cm) e presença ou não de fibras de aço. Os resultados obtidos no programa experimental foram comparados com resultados de simulações numéricas dos casos ensaiados, gerados pelo programa ABAQUS.

Os resultados obtidos fornecem significativas contribuições ao entendimento da influência das irregularidades sobre o revestimento em concreto projetado. O autor verificou que superfícies duplamente onduladas não exercem influências significativas sobre a capacidade de carga do suporte. Nos casos de superfícies onduladas unidirecionalmente o suporte é menos efetivo. Os pontos fracos do revestimento são os picos nos maciços, onde ocorrem rachaduras no concreto projetado e ruptura por adesão. A resistência residual do concreto projetado passa a ser uma propriedade muito

importante para reduzir o risco de colapso progressivo do túnel. Comparadas com seções transversais em superfícies lisas, as superfícies duplamente onduladas apresentam maior resistência residual, provavelmente devido à resistência fornecida pelas irregularidades ao escorregamento entre a interface rocha-concreto projetado após a ruptura do revestimento.

4.4.4 – Modelo estrutural de MORCH (1993)

MORCH (1993) empregou modelos estruturais para estudo do concreto projetado com fibras e reforçado com malhas em associação a chumbadores. Por apresentarem resultados específicos, tema fora do escopo desta revisão, os dispositivos de ensaio serão descritos para conhecimento geral, mas os resultados não serão apresentados.

Três condições de carregamento foram analisadas:

1. Resistência do concreto projetado ao carregamento de grandes blocos de granito entre chumbadores, sistema denominado blocos instáveis
2. Vigas circulares para analisar a resistência e fissuração ao redor dos chumbadores
3. Vigas unidimensionais, para análise da resistência do concreto projetado entre chumbadores

Nos ensaios simulando a condição de carregamento *por* blocos instáveis, o autor utilizou o mesmo dispositivo empregado por HOLMGREN (op. cit.), com capacidade para ensaiar placas de concreto projetado com dimensões de 3,7 x 1,3 m e espessura de 80 cm. Os ensaios unidimensionais foram realizados em vigas com dimensões 2,40 x 0,550 m e 80 mm de espessura.. O carregamento foi aplicado no centro da placa, a uma taxa de deformação constante. O aparecimento de fissuras foi registrado visualmente. Os ensaios em placas circulares utilizaram amostras de concreto projetado com dimensões de 1,05 m de diâmetro e espessura de 50 mm. Curvas de tensão-deformação foram analisadas em ambos os experimentos. Como o autor apresenta poucos detalhes dos modelos estruturais utilizados, uma configuração é apresentada na FIGURA 4.13 a título de ilustração.

FIGURA 4.13 - Dispositivo de ensaio desenvolvido por MORCH (1993) para estudo em Modelos Estruturais de concreto projetado com fibras. Configuração unidirecional

4.4.5 – Modelo estrutural de TANNANT et al. (1996)

TANNANT et al. (1996) descrevem um dispositivo para ensaios de concreto projetado com malhas de aço submetidos à cargas dinâmicas realizado no Geomechanics Reserch Center no Canadá.. O objetivo deste modelo é o desempenho do concreto projetado quando submetido a situações de *rockburst*.

O sistema de ensaio é constituído por 8 pilares em tubos de aço preenchidos por concreto, com altura 1,2 m dispostos simetricamente. Estes pilares simulam os chumbadores, dando suporte a placa de concreto projetado durante o ensaio. As solicitações dinâmicas foram produzidas pelo impacto de uma carga (um martelo de 565 kg) em queda livre a partir de diferentes alturas.

A instrumentação consistiu em células de carga locadas nas 4 colunas mais próximas do local de impacto do martelo, acelerômetros no martelo e transdutores de deslocamentos para medir deflexões no painel e das malhas. Os painéis de ensaio apresentavam dimensões de 1,5 m de largura, 2,75 m de comprimento e espessura entre 50 e 90 mm (peso entre 600 a 800 kg), projetados sobre madeira. Um computador ligado ao sistema monitorava as cargas dinâmicas e a deformação das malhas.

As variáveis observadas no experimento foram: tenacidade e resistência do concreto projetado, capacidade de suportar deslocamento e grau de dano da placa frente a solicitação.

Este modelo estrutural se mostrou útil para ensaio do concreto projetado reforçado com malhas. Os autores constataram que o concreto projetado é capaz de se

deformar 0,2 m absorvendo uma significativa quantidade de energia com moderado dano, ou seja, a combinação com a malha aumenta a capacidade de absorção de energia do sistema com pequenos deslocamentos.

4.4.6 – Considerações sobre os modelos estruturais discutidos

Observa-se que são poucos os trabalhos disponíveis na literatura sobre o tema. Basicamente, os trabalhos apresentados simulam condições de solicitações estruturais envolvendo maciços rochosos e descontínuos. Por este motivo, a análise do comportamento do concreto projetado se restringiu à capacidade de carga e ruptura por adesão. A resposta em termos de tensão-deformação foi pouco explorada e a evolução das propriedades mecânicas em função do tempo não foi considerada.

Não foram encontrados modelos que representassem a interação com maciços em solos e comportamento dependente do tempo do concreto projetado.

CAPÍTULO 5

Noções de Química do Cimento e desenvolvimento da microestrutura

5.1 - Considerações iniciais

Os mecanismos de hidratação do cimento em pastas e concretos envolvem processos químicos e físicos complexos, especialmente nos primeiros períodos de hidratação, que ainda não são totalmente claros na literatura.

Hidratação, pega e endurecimento são palavras chaves na tecnologia do cimento e do concreto. Apesar de serem termos correlatos, envolvem diferentes processos com diferentes mecanismos. A hidratação é um processo químico que resulta, a partir de um material anidro, após várias reações químicas, na formação de hidratos, envolvendo fenômenos termodinâmicos, cinéticos e estruturais. A pega é um evento definido em função do tempo, que corresponde à transição da pasta de um estado líquido (poroso e dúctil) para um estado rígido (menos poroso e frágil). O endurecimento é certamente o termo menos ambíguo, que envolve o ganho de resistência do material, função de parâmetros físico-químicos como grau de hidratação, relação água-cimento (a/c) e condições de cura (NONAT, 1994).

Neste capítulo faz-se uma introdução ao estudo das reações de hidratação, utilizando para descrição e análises dos diferentes estágios de hidratação técnicas de calorimetria e evidências de microestrutura obtidas a partir de Microscopia Eletrônica. Para uma maior compreensão dos fenômenos, os estudos se iniciam pela hidratação das fases constituintes do cimento Portland.

Os efeitos de temperaturas elevadas durante o processo de hidratação também serão objeto de estudo. A literatura apresenta vários estudos de cura térmica em temperatura elevadas, acima de 60 °. Nos experimentos de FERREIRA (1997), temperaturas nesta faixa são resultantes da aplicação de gradientes elétricos a concretos com altas relações água-cimento, situação que não ocorrerá no concreto projetado. Por este motivo, limitou-se o estudo da temperatura a faixas máximas de 60 °C.

5.2 - Cimento Portland e suas fases constituintes

Segundo TAYLOR (1997), a composição química do clínquer do cimento consiste de óxidos, correspondendo a 67% de CaO, 22% de SiO₂, 5% de Al₂O₃, 3% de Fe₂O₃ e 3% de outros componentes, e normalmente contém 4 fases principais: *alita*, *belita*, *aluminato* e *ferrita*, além de outras fases presente. A reação entre as fases principais com a água resulta no endurecimento (ganho de resistência).

A *alita* é o tri-silicato de cálcio (Ca₃SiO₅), o principal constituinte do cimento Portland normal, representando 50 a 70% do material como um todo. Este composto reage relativamente rápido com a água, sendo a principal fase constituinte para o desenvolvimento da resistência.

A fase *belita* constitui cerca de 15 a 30% do clínquer do cimento Portland normal. Corresponde ao di-silicato de cálcio (Ca₂SiO₃) normalmente presente na fase β polimórfica. Reage lentamente com a água, pouco contribuindo para a resistência até 28 dias, e tem efeitos substanciais para a resistência a idades maiores.

A fase aluminato corresponde a cerca de 5 a 10% do clínquer do cimento Portland normal, sendo constituída pelo tri-aluminato de cálcio (Ca₃Al₂O₆). Reage rapidamente com a água podendo causar pega rápida a menos que um agente controlador de pega, como por exemplo o gesso, seja adicionado.

A fase ferrita representa 5 a 10% do clínquer, correspondendo ao aluminato férrico de cálcio (Ca₂AlFeO₅). Apresenta uma taxa de reação variável, talvez devido às diferenças na composição e são predominantemente rápidas inicialmente e baixas a maiores idades.

Na nomenclatura da Química do Cimento, as fases alita, belita, aluminato e ferrita são identificados pela simbologia C_3S e C_2S , C_3A e C_4AF , respectivamente.

5.3 - Estágios da hidratação

Segundo CAMARINI (1995), na química do cimento o termo hidratação refere-se às reações químicas do cimento anidro (ou suas fases) quando colocado em contato com a água. A reação de hidratação é complexa, pois não ocorre uma simples transformação dos compostos anidros em seus respectivos compostos hidratados por estarem as fases intimamente ligadas.

A hidratação do cimento, bem como de suas fases constituintes, passa por diferentes estágios ao longo do tempo, com diferentes processos físicos e químicos, resultando em diferentes produtos. KONDO & UEDA (1969) identificaram cinco estágios ou períodos das reações de hidratação, que apresentam características bem distintas: *Reação Inicial*, *Período de Indução*, *Período de Aceleração*, *Período de Desaceleração* e *Estágio da Reação Contínua*.

As curvas de calorimetria, que correspondem às respostas em termos de calor liberado durante a reação de hidratação do cimento, se constituem em um meio útil para identificar os vários estágios das reações de hidratação. Embora os diversos compostos constituintes do cimento, bem como o próprio cimento, apresentem quantidades de calor geradas e reações diferenciadas, no geral as curvas de calorimetria têm aspectos semelhantes, como a curva apresentada nas FIGURAS 5.1 (para C_3S e C_3A) e 5.2 (para o cimento).

Pela curva de liberação de calor, vê-se que a *Reação Inicial* nos primeiros instantes logo após o contato com a água, é caracterizada por um pico de liberação de calor, fase na qual ocorre um rápido aumento na concentração de produtos hidratados. Em questão de minutos, há uma brusca queda na taxa de liberação de calor, que se mantém constante a baixos níveis durante algumas horas, caracterizando o *Período de Indução*, onde se tem uma baixa velocidade da reação global. Um novo aumento da velocidade de liberação de calor caracteriza o terceiro período da hidratação, o *Período de Aceleração*, quando ocorre um acentuado aumento dos produtos de hidratação e

diminuição significativa dos produtos não hidratados. Após o pico do Período de Aceleração, há uma queda na taxa de desenvolvimento de calor, o que caracteriza uma diminuição sensível da velocidade de reação, sendo este o *Período de Desaceleração*. O quinto período, o *Período de Reação Lenta e Contínua* é caracterizado por um baixo desenvolvimento de calor (SCRIVENER, 1984 e CAMARINI, op. cit.).

5.4 - Fases constituintes do cimento: hidratação e produtos

Como apresentado no item 5.2, o cimento é constituído por quatro fases principais: alita, belita, ferrita e aluminatos. As fases alita e belita compõem a *fase silicato*, enquanto as fases ferrita e aluminato constituem a *fase intersticial*. É comum na literatura o estudo separado das diferentes fases componentes do cimento.

As *fases silicato* ao se hidratarem produzem os mesmos compostos: um gel de silicato de cálcio hidratado (C-S-H) (responsável pela resistência mecânica e durabilidade) e o hidróxido de cálcio (CH). A fase silicato de cálcio hidratado constitui 50 a 60% do volume de sólidos de uma pasta de cimento Portland endurecida. A estrutura morfológica do C-S-H varia de fibras pouco cristalizadas a um reticulado cristalino. Os cristais de hidróxido de cálcio CH constituem 20 a 25% do volume de sólidos da pasta hidratada. A morfologia deste composto é caracterizado por cristais grandes com formato de prismas hexagonais, condicionada ao espaço disponível, apresentando desde formas pouco definidas a pilhas de placas geometricamente bem definidas (METHA & MONTEIRO, op. cit.).

A diferença entre C_3S e C_2S está na quantidade de CH liberado pelas reações de hidratação (C_2S libera uma menor quantidade). As reações de hidratação e os respectivos produtos são apresentados esquematicamente a seguir:

5.1.a - C_3S 5.1.b - C_3A

FIGURA 5.1 - Curva calorimétrica para a alita (C_3S) e aluminato (C_3A) (JAWED et al. 1983¹, POMMERSHEIM & CHANG² apud CAMARINI 1995)

FIGURA 5.2 - Representação esquemática da hidratação do cimento em função das curvas de calorimetria (JAWED et al. 1983 apud CAMARINI 1995)

¹ JAWED, I.; SKALNY, J.; YOUNG, J. F. (1983) - Hydration of Portland Cement. In: Structure and Performance of Cements. Ed. Barnes, P. Applied Science Publisher, London.

² POMMERSHEIM, J.; CHANG, J. (1988) - Kinetics of hydration of tricalcium aluminate in the presence of gypsum. Cement and Concrete Research, v. 18, n° 6, p. 911-922

Os diferentes estágios das reações de hidratação da alita podem ser identificados pelas curvas de calorimetria, como apresentado na FIGURA 5.1.a. A reação de hidratação da belita segue a mesma seqüência do C_3S e os mecanismo de hidratação são similares, sendo que o primeiro C-S-H formado tem uma menor razão C/S e um período de indução mais longo (SCRIVENER & WIEKER, op. cit.).

Durante a reação inicial, ocorre o contato do C_3S com a água, produzindo um pico com grande liberação de calor, com o aumento da concentração de óxido de cálcio e sílica. Este estágio tem duração de poucos segundos para pastas com $a/c < 1$ (SCRIVENER & WIEKER, 1992), e nele ocorre a precipitação do C-S-H, constituindo uma fase hidratada solúvel (meta-estável).

Ao redor do grão de C_3S forma-se uma camada de produto hidratado impermeável, denominado camada externa ou *outer shell*, que impede parcialmente o prosseguimento da dissolução. Nas próximas 2 h, durante o Período de Indução, o C-S-H limita mas não inibe a continuidade da reação, e o C_3S subjacente continua a se dissolver preenchendo o espaço deixado pela camada externa, formando então a camada interna ou *inner shell* (CAMARINI, op. cit.). Segundo SCRIVENER & WIEKER (op. cit.), muitos pesquisadores propuseram que a formação da barreira sobre o C_3S seja a causa do período de indução, restringindo mas não inibindo a continuidade da sua dissolução.

A duração do período de indução é muito curta, como afirma GARTNER & GADIS (1989), com final marcado pelo rápido aumento da taxa de hidratação, formação de CH e mudanças na estrutura do C-S-H, com a possível transformação do C-S-H(m) para C-S-H(s). Segundo CAMARINI (op. cit.), no final deste período inicia-se a cristalização do CH e forma-se um produto hidratado mais estável, iniciando-se a pega. O crescimento na produção de C-S-H(s) e de CH caracteriza o período de aceleração, onde ocorre uma nova liberação de calor. No final deste estágio ocorre o fim de pega, iniciando-se a fase de endurecimento (ganho de resistência).

No Período de Desaceleração, a camada de C-S-H estável impede a continuidade da reação pelo mecanismo de dissolução-precipitação, passando para o mecanismo de difusão iônica.

Os quatro primeiros períodos de hidratação ocorrem dentro do 1º dia, e no final do período de aceleração o grau de hidratação é aproximadamente 50%. Apesar de a pega já ter ocorrido e a pasta já apresentar uma estrutura rígida tridimensional, é no

período de reação lenta que a hidratação subsequente é responsável pela redução da porosidade e aumento da resistência.

A *fase intersticial* é constituída por uma mistura íntima de aluminatos e ferro-aluminatos, sendo o C_3A de maior influência nas reações de hidratação. O estudo da hidratação da *fase aluminato* no cimento Portland, é relevante quando na presença de sulfato de cálcio ($\bar{S}$) para controlar o tempo de pega, por este motivo as reações de hidratação aqui descritas são consideradas na presença deste composto químico. As reações que caracterizam a hidratação da fase intersticial são apresentadas a seguir:

A curva de calorimetria da reação do C_3A é apresentada na FIGURA 5.1.b.

O primeiro pico na curva de calorimetria, correspondente à reação inicial, ocorre nos primeiros 10 a 15 min, quando ao redor das partículas forma-se uma camada de cristais de etringita (AFt). Durante a formação, a velocidade da reação diminui gradualmente, o que indica que seus produtos de hidratação são mais permeáveis quando comparados ao C_3S , comportamento este expresso na curva de calorimetria por uma diminuição na taxa de liberação de calor gradual após o primeiro pico (FIGURA 5.1.b).

A etringita na superfície do C_3A forma uma camada semi-permeável, impedindo a difusão dos íons SiO_4^{-2} , OH^- e Ca^{+2} , o que faz diminuir a velocidade da reação, resultando no período de indução. Quando a fase líquida do sistema hidratado torna-se deficiente em íons OH^- e Ca^{+2} a camada de etringita se rompe e o C_3A disponível reage com a etringita transformando-se em monossulfoaluminato de cálcio hidratado (AFm) durante o período de aceleração. O C_3A remanescente reage novamente com a água formando novos compostos (CAMARINI op. cit.).

Os sulfoaluminatos de cálcio (etringita e o monossulfato) constituem 15 a 20% do volume de sólidos da pasta endurecida. A estrutura da etringita apresenta-se como

cristais prismáticos aciculares e o monossulfato de cristaliza no formato de placas hexagonais com ligação face-aresta.

5.5 - Hidratação do cimento

A hidratação do cimento é determinada pela hidratação de suas fases constituintes, afetada pela hidratação isolada dos compostos, a interação entre eles e a presença de impurezas. Os produtos da hidratação são predominantemente C-S-H e CH. Segundo DIAMOND (op. cit.), cerca de 70% da pasta madura é formada por géis de C-S-H, 20% de CH e o restante por etringita, monossulfato e substâncias menores (SCRIVENER 1984, PAULON 1991).

Sendo composto por uma mistura heterogênea de uma série de substâncias químicas, o processo de hidratação do cimento consiste em reações simultâneas de diferentes compostos com a água, com diferentes velocidades de hidratação.

Quimicamente a hidratação é um processo complexo de *dissolução-precipitação*, com várias reações ocorrendo simultaneamente, com diferentes velocidades e uma exercendo influência sobre a outra. Imediatamente após o contato do cimento com a água inicia-se por dissolução a troca iônica entre sólidos e a fase líquida. A solubilidade elevada de certos compostos do clínquer faz com que haja um rápido aumento da concentração de aluminatos de cálcio, sulfatos e álcalis na fase líquida. Devido a baixa solubilidade dos produtos, ocorre uma eventual precipitação de hidratados da solução supersaturada (MEHTA & MONTEIRO, 1994).

No início do período de indução, a concentração de íons Ca^{+2} na fase líquida alcança a supersaturação (normalmente no início do período de indução) em relação ao Ca(OH)_2 iniciando-se a nucleação e crescimento de CH e C-H-S. Neste estágio da reação, camadas finas de C-S-H e agulhas de AFt desenvolvem-se ao redor dos grãos de clínquer.

Durante o período de aceleração, ocorre a dissolução da alita, e a porosidade global da pasta diminui devido à precipitação contínua de C-S-H. Os produtos CH, na forma de plaquetas finas, e C-S-H começam a formar contato entre os grãos, desenvolvendo um esqueleto contínuo de produtos hidratados. Neste estágio, a etringita

se dissolve e reage com o Al(OH)^- produzindo o monossulfato de cálcio (AFm), reação essa função da disponibilidade dos íons sulfato e aluminatos.

O próximo estágio, o período de Desaceleração, é caracterizado por uma diminuição da velocidade global das reações, controlada pela difusão dos íons e deposição dos produtos hidratados nos poros. Os produtos hidratados adicionais são depositados nos poros e os cristais hexagonais de CH envolvem parte do C-S-H formados anteriormente. Neste estágio predomina o mecanismo topoquímico ou de hidratação no estado sólido, com as reações ocorrendo diretamente na superfície dos componentes do cimento anidro sem entrarem em contato com a água (METHA & MONTEIRO, op. cit.).

As curvas de calorimetria são utilizadas para o estudo da hidratação do cimento, permitindo identificar, ao longo do tempo, a formação dos diferentes produtos de hidratação, como pode ser observado na FIGURA 5.2.

Observa-se na curva de calorimetria dos cimentos que o período de indução é seguido por picos adicionais, em contraste com a curva calorimétrica da alita, com um único pico. O primeiro pico, com grande liberação de calor, ocorre durante a formação de etringita. Durante o período de indução, a concentração de íons Ca^{+2} satura a fase líquida, iniciando-se a nucleação e crescimento de CH e C-S-H e o rápido crescimento destes produtos eleva a taxa de liberação de calor, caracterizando o 2º pico. A presença do 3º pico, como um “ombro” sobre o pico principal, está ligada ao teor de C_3A e sulfato de cálcio (em pequenas quantidades), com a formação de monossulfato. O último estágio, com baixo desenvolvimento de calor, é controlado pela difusão dos íons e deposição dos produtos hidratados nos poros (CAMARINI, op. cit.). A pega do cimento ocorre durante o período de aceleração, durante o rápido crescimento do C-S-H e CH (TAYLOR, op. cit.).

SCRIVENER (1984) discute em detalhe as diversas fases da hidratação do cimento, apresentando o aspecto das morfologias de cada fase. A discussão daquele autor se baseia em um grande número de análises de microscopia eletrônica e, apesar de não ser um trabalho recente, ainda é tomado como referência para estudo. A FIGURA 5.3 apresenta o diagrama esquemático do desenvolvimento microestrutural do cimento.

FIGURA 5.3 - Desenvolvimento estrutural durante a hidratação do cimento (SCRIVENER, 1984)

Observa-se que no início da hidratação formam-se lâminas de $C-S-H$ na superfície do C_3S e um gel de AH_3 na superfície do C_3A . Com 1 h de hidratação já estão presentes pequenos bastões de etringita. A FIGURA 5.3.c apresenta o comportamento durante o período de aceleração, com 10 horas, caracterizado por um rápido crescimento de $C-S-H$ e CH . Observa-se a formação de uma concha envolvendo o grão de cimento, com um espaço entre eles, correspondendo a *outer shell*. A morfologia do $C-S-H$ é laminar e o CH precipita-se nos poros saturados como discos hexagonais.

O crescimento da etringita secundária está representado na FIGURA 5.3.d, quando já se desenvolvem os produtos internos da hidratação do C_3S . Entre 1 a 3 dias (FIGURA 5.3.e), ocorre a formação de pequenas placas hexagonais de AFm dentro da camada. Neste estágio, a hidratação contínua do C_3S aumenta a espessura da *inner shell*, reduzindo a separação entre esta e o grão anidro. A FIGURA 5.3.f apresenta a microestrutura do grão de cimento onde a separação entre a camada e o núcleo foi totalmente preenchido com o $C-S-H$ interno. A fase intersticial parece reagir e o $C-S-H$ apresenta uma estrutura mais fibrosa.

5.6 - Efeito da temperatura sobre as reações de hidratação e microestrutura do concreto

A temperatura de hidratação é um fator que interfere na cinética das reações: aumentos de temperatura aceleram a velocidade de hidratação inicial do cimento por provocar mudanças na solubilidade dos componentes anidros. A sensibilidade à temperatura é maior durante o Período de Aceleração, quando a reação é controlada quimicamente (período entre o início e fim de pega). Nos estágios subsequentes, quando o mecanismo de hidratação é controlado pela difusão, a sensibilidade à temperatura é menor (CAMARINI, op. cit.)

O efeito da temperatura sobre os vários estágios da hidratação pode ser observado na FIGURA 5.4, que apresenta curvas de calorimetria em temperaturas entre 25 a 60 °C. Observa-se que, quanto maior a temperatura, os picos referentes ao Período de Aceleração (3º estágio) ocorrem mais rapidamente, com modificações também nos patamares do 4º estágio (Período de Desaceleração), o que indica que a velocidade das reações afeta as diferentes fases da hidratação do cimento. Observa-se que temperaturas na faixa de 30 a 40 °C alteram significativamente a curva de calorimetria, em comparação àquela produzida a temperatura ambiente (25 °C). Temperaturas na faixa de 50 a 60 °C não indicam período de indução e proporcionam um período de aceleração de curta duração.

FIGURA 5.4 - Curvas calorimétricas para a hidratação do cimento Portland a elevadas temperaturas (SCRIVENER & WIEKER, 1992)

A FIGURA 5.5 apresenta as curvas calorimétricas de um cimento submetido a temperaturas de 20, 60 e 80°C (FIGURA 5.5.a) e o efeito sobre o grau de hidratação ξ (FIGURA 5.5.b).

a) TAXA DE LIBERAÇÃO DE CALOR

b) CURVAS RELATIVAS AFINS

FIGURA 5.5 - Curvas calorimétricas e de grau de hidratação em valores relativos (REGOURD & GAUTIER 1980, GAUTIER & REGOURD 1982)

Observa-se que um mesmo grau de hidratação pode ser alcançado em um tempo 10 vezes menor e 26 vezes menor quando se tem temperaturas 60 e 80 °C em comparação ao grau de hidratação a uma temperatura de 20 °C (CAMARINI op. cit., SILVA 1998).

A pequenas idades, a temperatura afeta o grau de hidratação de forma mais intensa, como pode ser observado na FIGURA 5.6. Em idades mais avançadas, este efeito torna-se menos insignificativo, sendo que a longo prazo a taxa de crescimento da hidratação é menor com temperaturas mais altas quando comparadas aquelas obtidas a 20 °C.

Isto porque, apesar de acelerar a cinética da reação inicial, a temperatura afeta negativamente o grau de hidratação do cimento ao longo do tempo, ocasionando diminuições na resistência em idades mais avançadas.

FIGURA 5.6 - Grau de hidratação do cimento, em função do tempo e da temperatura. (KJELLSSEN & DETWILER, 1992).

Quando em temperatura ambiente (cerca de 20 °C), os compostos hidratados têm tempo suficiente para se espalharem e precipitarem, de maneira relativamente uniforme nos espaços entre grãos de cimento. Quando sob temperaturas elevadas, a hidratação é acelerada e os produtos formados irão dificultar a difusão dos íons, ocasionando uma microestrutura com concentração de compostos hidratados ao redor dos grãos de cimento e formação de poros grandes, de acordo com CAMARINI (op. cit.) e SILVA (op. cit.). Segundo VERBECK & HELMUTH* apud KJELLSSEN et al. (1990.a, 1990.b) este comportamento é decorrente da baixa solubilidade e difusibilidade dos produtos de hidratação, que não são capazes de se difundirem a uma significativa distância do grão de cimento com a rápida hidratação durante o tempo disponível. A elevação da temperatura pode resultar em uma estrutura não uniforme da fase sólida, com a relação gel/espaco nos interstícios sendo menor do que seria na hidratação uniforme.

Na hidratação do cimento sob ação de temperaturas elevadas, os compostos hidratados são praticamente os mesmos formados em temperaturas ambientes: C-S-H, CH, AFt e AFm (ASAGA et al, op. cit.), com algumas alterações na composição química e microestrutura, como relatado por CAMARINI (1995). Há evidências de que a temperatura provoque uma alteração na distribuição destas fases (SCRIVENER & WIEKER, op. cit.).

*VERBECK, G. J.; HELMUT, R. H. (1968) - Structure and physical properties of cement paste. In: CHEMISTRY OF CEMENT, Proceedings of Fifth International Symposium. Tóquio, pg. 1 – 32.

Grande número de trabalhos tem estudado o efeito da temperatura de cura sobre o comportamento de argamassas e concretos, na busca de evidenciar os fatores que provocam esta depreciação na resistência mecânica a maiores idades.

Temperaturas elevadas alteram a estrutura e distribuição das fases silicato. Na hidratação a maiores temperaturas, análises de microscopia revelaram que o hidróxido de cálcio se torna mais entremeado com o C-S-H, o que pode ser explicado pelo decréscimo na solubilidade do CH, sendo que altas temperaturas favorecem sua nucleação (SCRIVENER & WIEKER, op. cit.). REGOURD & GAUTIER (1980) observaram que o C-S-H formado a 80 °C apresenta uma morfologia mais fibrosa, semelhante àquela observada em pastas de cimento com aceleradores de cloreto de cálcio.

Os efeitos da temperatura sobre o C-S-H são mais evidentes nas bordas dos produtos internos ao redor dos grãos de cimento hidratados, observados por imagens de eletrons retroespalhados. SCRIVENER (1992) examinou pastas hidratadas inicialmente a temperaturas de 80 °C e depois mantidas a temperatura ambiente (20 °C) e constatou duas zonas de produtos externos: a porção externa, formada a elevadas temperaturas é mais clara que a porção interna, formada à temperatura ambiente.

Sobre a fase intersticial, segundo SCRIVENER & WIEKER (op. cit.), esta se modifica substancialmente com a elevação de temperatura. A temperaturas de 60 a 80 °C, a etringita se torna instável em relação ao monossulfato e sulfato de cálcio, podendo a etringita já formada se decompor e a reação adicional de C₃A produzir diretamente monossulfato de cálcio. SYLLA (1988) constatou que o teor de etringita na pasta de cimento começa a diminuir após 3 h de hidratação a temperaturas de 60 °C, e praticamente desaparece a 80 °C, sendo que nas duas condições de temperatura, inicialmente a etringita se forma.

A observação da microestrutura de pastas de cimento submetidas à cura térmica identifica uma camada de compostos hidratados de baixa permeabilidade ao redor dos grãos anidros, inibindo o prosseguimento da reação. Consequentemente esta camada reduz o grau de hidratação, servindo como uma barreira à difusão. A estrutura grosseira da fase intersticial tem um efeito depreciativo sobre a resistência, ainda que com mesmo grau de hidratação (VERBECK & HELMUT 1968, BENTUR 1978, BAJZA 1980, CAMARINI, op. cit., SILVA, op. cit.).

A maioria dos estudos citados anteriormente foi desenvolvida enfocando o efeito de altas temperaturas sobre a microestrutura de pastas, argamassas e concretos, direcionadas para o estudo dos efeitos da cura térmica. As temperaturas de interesse para o estudo são menores, não excedendo 60 ° C e mais amplamente registradas na faixa de 40 °C

KJELSEN & DETWILER (1990, 1992) e KJELSEN et al. (1990, 1991) analisaram o efeito de temperaturas na faixa de 5, 20 e 50 °C sobre a microestrutura e a porosidade de pastas de cimento. Nestes estudos, os autores verificaram que a composição química formada nesta faixa de temperatura é a mesma. Os efeitos da temperatura sobre o C-S-H são mais evidentes ao redor dos grãos maiores, na camada interna. Em pastas submetidas a temperaturas de 50 °C e analisadas com Microscopia de Elétrons Retroespalhados, a camada externa é mais clara que em pastas curadas a temperatura ambiente. Segundo SCRIVENER & WIEKER (op. cit.), vários fatores podem ser responsáveis por essa aparência do C-S-H formado em elevadas temperaturas, como decréscimo no teor de água ou na microporosidade do produto, além de um aumento na razão Ca/Si.

CAPÍTULO 6

Programa experimental desenvolvido em laboratório

6.1 - Considerações iniciais

Neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos aplicando-se a técnica de aumento de resistência com gradiente elétricos em materiais mais representativos daqueles empregados em concretos projetados. Uma campanha em laboratório fez-se necessária, antes da aplicação em campo, para verificar aspectos que interferem no desempenho do método em grande escala.

Foram selecionados dois pontos básicos para estudo em laboratório: o efeito de materiais diferentes daqueles empregados por FERREIRA (1997) e a escala em que se aplica o gradiente elétrico.

Para estudo dos materiais, foram selecionados dois tipos de cimento, comuns em obras de túneis em concreto projetado, bem como agregados graúdos com graduação adequada para projeção. Em relação ao eletrodo, analisou-se a eficiência do método com a utilização de eletrodos em vergalhão de ferro (material com o qual são constituídas as cambotas metálicas) com configuração muito diferente daquela utilizada por FERREIRA (op. cit.).

Para estudo do problema de escala, foram realizados ensaios em formas de maior dimensão que aquelas utilizadas por FERREIRA (op. cit.) (formas com dimensões 5 x 24 x 24 cm e 5 x 35 x 35 cm). A geometria destas formas proporcionou

o aumento da distância entre eletrodos, maior área superficial e maior área de contato com o eletrodo.

A eficiência do método consistiu em análises do comportamento da corrente elétrica, temperatura e resistência à cravação, que foram comparadas aos valores obtidos no programa experimental de FERREIRA (op. cit.).

6.2 - Procedimento experimental

Os ensaios foram realizados seguindo-se prescrições do programa experimental realizado por FERREIRA (op. cit.). As amostras de concreto foram moldadas e logo após a colocação nas formas o gradiente elétrico foi aplicado. Durante a ação do gradiente elétrico foram registradas corrente elétrica e temperatura, fatores que desempenham papel importante nos acréscimos de resistência (FERREIRA, op. cit.). As amostras de concreto foram submetidas a avaliações de resistência à cravação durante as 8 h iniciais, no mínimo. A resistência à cravação foi avaliada por meio do Penetrômetro Adaptado, sendo este o mesmo equipamento utilizado por FERREIRA (op. cit.) e com um Penetrômetro Meynadier, equipamento comumente utilizado para medida de resistência de concretos projetados em obras de escavações subterrâneas.

Utilizaram-se para aplicação do gradiente elétrico fontes geradora de tensão marca MINIPA, modelo Power Supply MPC - 3003D. Este equipamento constitui-se de uma fonte simétrica com capacidade máxima para gerar ± 30 V: quando opera individualmente gera a tensão máxima de 30 V e operando em série fornece até 60 V. Esta fonte foi escolhida pois permite, com um único equipamento, realizar dois ensaios simultâneos quando as tensões máximas são de 30 V e realizar ensaios com tensões maiores.

O método foi aplicado em três diferentes condições de moldagem: compatibilidade de materiais, efeito escala e traço e materiais selecionados para confecção de concreto projetado.

Na análise de compatibilidade, o programa experimental de FERREIRA (op. cit.) foi reproduzido substituindo-se alternadamente o cimento, agregados e eletrodos. Na análise do efeito escala, reproduziu-se novamente o programa experimental de

FERREIRA (op. cit.) agora em formas com maiores dimensões. A fase 3 consistiu em aplicar o gradiente elétrico em concretos moldados com traço e materiais atendendo especificações para concreto projetado. A TABELA 6.1 apresenta um resumo das situações ensaiadas em laboratório. Nesta tabela estão especificados os materiais utilizados, as situações ensaiadas discriminando o proporcionamento de materiais, dimensões das formas de moldagem e gradientes elétricos aplicados.

A TABELA 6.2 apresenta as misturas utilizadas no proporcionamento dos concretos.

A única diferença deste programa experimental em relação àquele desenvolvido por FERREIRA (op. cit.) consiste na moldagem de amostras individuais, não sendo confeccionadas amostras de referência. As amostras de referência foram moldadas no mesmo laboratório, durante a fase de execução deste programa experimental, mas provenientes também de moldagens individuais. O objetivo da moldagem individual foi verificar se ainda se poderiam obter resultados que confirmassem a superioridade do comportamento mecânico de concretos submetidos a gradientes elétricos.

6.3 - Descrição dos materiais utilizados

6.3.1 - Cimentos

Dois tipos de cimentos foram selecionados para análise do efeito do gradiente elétrico.

Um destes cimentos se constitui de um cimento comum, CP II E 32, já empregado para estudo do concreto projetado (FIGUEIREIDO 1993 e 1997). O outro cimento utilizado foi o CP III RS, resistente ao sulfato. Este cimento não é de uso comum em concreto projetado. A resistência ao sulfato é uma característica altamente desejada em obras de concreto projetado para túneis, sendo normalmente utilizado o cimento CP ARI RS. Este cimento não foi utilizado nesta pesquisa visto que altas resistências iniciais poderiam vir a mascarar os acréscimos de resistência obtidos pela aplicação do gradiente elétrico. Por este motivo, utilizou-se o cimento CP III RS, um similar em termos das características de resistência ao sulfato.

TABELA 6.1 - Ensaio realizados em laboratório

<i>Objetivo do programa experimental</i>		Grad. Elétrico (V/cm)
1º Fase	<i>Compatibilidade de materiais</i>	
	Formas tradicionais 10 x 10 x 24 cm	
	Traço: F	
	Cimentos: CP II F 32, CP II E 32 e CP III RS	1,3 e 1,7
	Agregado basálticos e granítico	1,7
	Eletrodo em vergalhão de ferro e tela galvanizada	1,3 e 1,7
2º Fase	<i>Estudo em escala</i>	
	Cimento: CP II F 32. Agregado basáltico. Eletrodo em tela galvanizada	
	Traço: F	
	Escala I - Formas de dimensões 5 x 24 x 24 cm	1,7
	Escala II - Formas de dimensões 5 x 35 x 35 cm	0,87; 1,3 e 1,7
3º Fase	<i>Traço e materiais de concreto projetado</i>	
	Traço: Tr	
	Cimento: CP II E 32. Agregado granítico. Eletrodo em vergalhão de ferro	
	Formas tradicionais	1,7
	Escala I - Formas de dimensões 5 x 24 x 24 cm	1,7
	Escala II - Formas de dimensões 5 x 35 x 35 cm	1,7

TABELA 6.2 - Proporcionamento de materiais utilizados no programa experimental

Material	FERREIRA (1997) (F)	Traço Concreto. Proj. (Tr)
Cimento (kg/m ³)	357	396
Agreg. miúdo (kg/m ³)	1078	1345
Agreg. graúdo (kg/m ³)	707	436
Água/cimento	0,66	0,55

A TABELA 6.3 apresenta as características dos cimentos utilizados para moldagem das amostras de concreto submetidas ao gradiente elétrico. Para efeito de comparação, são também apresentadas as características do cimento CP II F 32 utilizado no programa experimental de FERREIRA (1997).

TABELA 6.3 - Características de pega e blaine dos cimentos utilizados para moldagem dos concretos submetidos a gradientes elétricos

Cimento CP II F 32 Itaú (FERREIRA, 1997)			
Tempo de pega	Início de pega (minutos)	Fim de pega (minutos)	Valor médio em horas
máximo	235	335	Pega inicial: 3:27 h
mínimo	180	240	Pega final: 4:47 h
Blaine (m ² /kg)	338		
Cimento CP II E 32 Barroso			
Tempo de pega	Início de pega (minutos)	Fim de pega (minutos)	Valor médio em horas
máximo	211	284	Pega inicial: 3:25 h
mínimo	198	268	Pega final: 4:37 h
Blaine (m ² /kg)	392		
Cimento CP III E 32 RS Barroso			
Tempo de pega	Início de pega (minutos)	Fim de pega (minutos)	Valor médio em horas
máximo	208	287	Pega inicial: 3:12h
mínimo	175	250	Pega final: 4:29 h
Blaine (m ² /kg)	440		

Observa-se que não há diferenças marcantes entre os três cimentos em relação aos tempos de pega iniciais e finais. A composição química destes cimentos é apresentada no APÊNDICE A.

6.3.2 - Agregados

Para estudo do efeito do agregado graúdo, selecionou-se um material que atendesse às características exigidas para concretos projetados, com granulometria adequada. Como a maioria das obras subterrâneas em solo realizadas com concreto projetado no Brasil se situa na cidade de São Paulo, buscou-se adquirir este material em pedreiras situadas naquela cidade.

O material selecionado foi adquirido na pedreira Riuma, localizada na região do Jaraguá na cidade de São Paulo. O material se constitui de um pedrisco limpo de natureza granítica, com dimensão máxima de 10 mm. A FIGURA 6.1 apresenta o material utilizado nesta pesquisa experimental, bem como o agregado basáltico empregado por FERREIRA (op. cit.).

FIGURA 6.1 - Agregado granítico empregado nos ensaios e agregado basáltico empregado nos ensaios de FERREIRA (1997)

6.3.3 - Eletrodos

FERREIRA (op. cit.) utilizou como eletrodos para aplicação dos gradientes elétricos telas galvanizadas com espessura de 1 mm e espaçamento entre malhas de 27 mm. O esquema destas telas está apresentado na FIGURA 6.2.

FIGURA 6.2 - Configuração do eletrodo em tela galvanizada utilizado por FERREIRA (1997).

Para aplicação em campo, pretende-se utilizar as cambotas metálicas, comuns em obras subterrâneas (função estrutural ou simplesmente de gabarito para a escavação). Com o intuito de verificar a aplicabilidade como eletrodo, ensaios em laboratório foram realizados com o material do qual as cambotas são constituídas (vergalhão de ferro). Não foi possível em um estudo de laboratório reproduzir o efeito que este eletrodo produzirá em campo, e as análises foram restritas ao estudo da potencialidade do material.

Os eletrodos foram confeccionados em vergalhão de ferro com bitola de $\phi = 6,3$ mm. A FIGURA 6.3 apresenta a configuração dos eletrodos utilizados nas formas Tradicionais, Escala I e Escala II.

6.3.a - Eletrodos utilizados nas formas Tradicionais (10 x 10 x 24 cm)

6.3.b - Eletrodos utilizados nas formas Escala I (5 x 24 x 24 cm)

6.3.c - Eletrodos utilizados nas formas Escala II (5 x 35 x 35 cm)

FIGURA 6.3 - Configuração do eletrodo em vergalhão de ferro empregado no ensaio.

Para se conseguir tais configurações foi necessário soldar o material. Devido ao diâmetro do vergalhão utilizou-se a solda tipo MIG. Tanto a solda como a bitola do vergalhão não são adequadas para confecção de cambotas, mas tiveram que ser utilizadas em função da dimensão dos corpos de prova produzidos.

6.4 - Apresentação e análise dos resultados obtidos nos ensaios de compatibilidade

Apresentam-se neste item os resultados obtidos do comportamento observado durante a atuação do gradiente elétrico em termos de corrente elétrica e temperatura nos concretos moldados utilizando os materiais descritos no item 6.3. No item 6.5 são apresentados os resultados relativos ao comportamento mecânico, que se constitui na segunda avaliação do comportamento.

Os resultados obtidos são comparados àqueles registrados por FERREIRA (1997). Naquele programa experimental os concretos foram moldados com cimento CP II F 32, agregados basálticos e eletrodos em tela galvanizada.

6.4.1 - Cimentos

Os ensaios realizados por FERREIRA (op. cit.) foram reproduzidos e a única modificação introduzida foi a substituição do cimento CP II F 32 pelos dois cimentos em análise durante a fase de moldagem. Empregou-se o proporcionamento de materiais anteriormente utilizado por FERREIRA (op. cit.) (mistura **F** da TABELA 6.2) e o gradiente elétrico foi aplicado por meio de eletrodos em tela galvanizada. As amostras de concreto foram submetidas a gradientes elétricos de 1,3 e 1,7 V/cm. Para análise de cada cimento foram moldadas 3 amostras.

As FIGURAS 6.4 e 6.5 apresentam os resultados em termos de corrente elétrica para as amostras de concreto moldadas com os dois cimentos em questão submetidas ao gradiente elétrico de 1,3 e 1,7 V/cm, respectivamente. Em cada figura são apresentados resultados de 3 amostras.

Pode-se observar que as amostras de concreto moldadas com o cimento CP II E 32 (FIGURAS 6.4.a e 6.5.a) apresentaram-se mais susceptíveis a passagem da corrente elétrica, tendo estas atingido níveis mais elevados que as amostras de concreto moldadas com o cimento CP III RS (FIGURAS 6.4.b e 6.5.b). Este comportamento foi constatado nos dois gradientes elétricos analisados.

6.4.a - Cimento CP II E 32

6.4.b - Cimento CP III RS

FIGURA 6.4 - Concretos moldados com cimentos CP II E 32 e CP III RS submetidos ao Gradiente Elétrico = 1,3 V/cm (Corrente Elétrica).

6.5.a - Cimento CP II E 32

6.5.b - Cimento CP III RS

FIGURA 6.5 - Concretos moldados com cimentos CP II E 32 e CP III RS submetidos ao Gradiente Elétrico = 1,7 V/cm (Corrente elétrica)

Na FIGURA 6.6 apresenta-se uma comparação entre os níveis de corrente elétrica, englobando os dois cimentos utilizados neste programa experimental e o cimento CP II F 32 (resultados de FERREIRA, op. cit.).

Dos três cimentos empregados obteve-se maior nível de corrente elétrica nos concretos moldados com o CP II F 32.

6.6.a - Gradiente Elétrico = 1,3 V/cm

6.6.b - Gradiente Elétrico = 1,7 V/cm

FIGURA 6.6 - Concretos moldados com diferentes tipos de cimentos e submetidos a Gradientes Elétricos: efeitos sobre a corrente elétrica.

As FIGURAS 6.7 e 6.8 apresentam os resultados em termos de temperatura para as amostras de concreto moldadas com os dois cimentos em questão, submetidas aos gradientes elétricos 1,3 e 1,7 V/cm. Em cada gráfico são apresentados os resultados das 3 amostras moldadas. Semelhante ao que foi observado para a corrente elétrica, as amostras de concreto moldadas com o cimento CP III RS apresentaram níveis mais baixos de temperatura, embora a diferença entre os dois cimentos seja pouco expressiva.

A dispersão nas medidas de temperatura das amostras de concreto submetidas ao gradiente elétrico 1,3 V/cm é justificada pela diferença de temperatura ambiente na ocasião da moldagem, realizada em dias diferente. A temperatura média registrada nos concretos moldados com os cimentos CP II E 32 e CP III RS esteve na faixa de 25 a 30 °C. Os acréscimos foram da ordem de 7 °C para o cimento CP II E 32 e 7,6 °C para o cimento CP III RS.

6.7.a - Cimento CP II E 32

6.7.b - Cimento CP III E RS

FIGURA 6.7 - Concretos moldados com cimentos CP II E 32 e CP III RS submetidos ao Gradiente Elétrico = 1,3 V/cm (Elevação de temperatura)

6.8.a - Cimento CP II E 32

6.8.b - Cimento CP III E RS

FIGURA 6.8 - Concretos moldados com cimentos CP II E 32 e CP III RS submetidos ao Gradiente Elétrico = 1,7 V/cm (Elevação de temperatura).

As amostras submetidas ao gradiente elétrico 1,7 V/cm moldadas com o cimento CP II E 32 atingiram temperaturas máximas com 3 h de idade na faixa de 35 °C. Já as amostras moldadas com o cimento CP III RS apresentaram uma variação de aproximadamente 5 °C em torno da temperatura máxima, registrada entre 31 a 35 °C.

Na FIGURA 6.9 apresenta-se uma comparação entre as elevações de temperaturas registradas nos dois cimentos analisados, bem como nos resultados apresentados por FERREIRA (op. cit.) para o cimento CP II F 32. Observa-se que as amostras moldadas com o cimento CP II F 32 apresentaram maiores níveis de temperatura que as amostras moldadas com os dois cimentos analisados, sendo esta diferença mais expressiva para as amostras moldadas com o gradiente elétrico 1,3 V/cm.

6.9.a - Gradiente Elétrico = 1,3 V/cm

6.9.b - Gradiente Elétrico = 1,7 V/cm

FIGURA 6.9 - Concretos moldados com diferentes tipos de cimentos submetidos a Gradientes Elétricos: efeitos sobre a corrente elétrica.

6.4.2 - Agregados

Nestes ensaios, as amostras de concreto foram moldadas com a mistura F (FERREIRA, op. cit.), substituindo o agregado basáltico por agregados graníticos. A aplicação do gradiente elétrico foi feita por meio de eletrodos em tela galvanizada, e as amostras foram submetidas ao gradiente elétrico 1,7 V/cm. O cimento empregado para moldagem foi o CP II F 32. O acompanhamento dos ensaios seguiu os procedimentos usuais, com registro da corrente elétrica e da temperatura.

A FIGURA 6.10 apresenta os resultados obtidos nestes ensaios em termos da corrente elétrica e da temperatura para 3 amostras ensaiadas. Apresenta-se também nestas figuras uma comparação com os resultados de FERREIRA (op. cit.), utilizando-se agregados basálticos.

6.10.a - Corrente elétrica

6.10.b - Temperatura

FIGURA 6.10 - Concretos moldados com cimento CP II F 32 e agregados graníticos e basálticos: efeitos sobre a corrente elétrica e a temperatura (Gradiente Elétrico = 1,7 V/cm).

Observa-se que os níveis de corrente elétrica no início do ensaio foram muito superiores àqueles registrados por FERREIRA (op. cit.) com agregados basálticos, enquanto no final do ensaio a diferença foi menos expressiva. A corrente elétrica atingiu seu valor de pico com 1 h, em média 50 % maior que as correntes elétricas

registradas nas amostras moldadas com agregado basáltico. Em termos de temperatura, os níveis registrados nas amostras moldadas com o agregado granítico foram superiores àqueles registrados nos concretos moldados com agregados basálticos, em média 12 % mais altas.

A combinação dos resultados das FIGURAS 6.10.a e 6.10.b mostra que a relação entre acréscimos de temperatura observados e a potência elétrica fornecida evolui de modo mais uniforme ao longo do tempo (FIGURA 6.11), ainda com valores ligeiramente superiores para o agregado granítico. A taxa de evolução no tempo é de aproximadamente 0,5 °C/W.h.

FIGURA 6.11 - Variação da relação entre acréscimos de temperatura e potência elétrica fornecida ao longo do tempo para os concretos moldados com o cimento CP II F 32 e agregados graníticos e basálticos

Os níveis de corrente elétrica e temperatura registrados nos concretos moldados com o agregados graníticos foram superiores àqueles registrados com a aplicação do gradiente elétrico a concretos moldados com os cimentos CP II E 32 e CP III RS.

6.4.3 - Eletrodos em vergalhão de ferro

Neste experimento reproduziram-se as amostras de FERREIRA (op. cit.): mistura F, cimento CP II F 32 e agregados basálticos, com a única diferença no material empregado como eletrodo, o qual consistiu na configuração apresentada na FIGURA 6.3.a.

O eletrodo empregado nestes ensaios possui área efetiva de contato inferior àquele utilizado por FERREIRA (op. cit.), além de se tratar de um eletrodo heterogêneo, visto que foram necessários 5 pontos de solda para confeccionar o formato desejado.

O comportamento em termos de corrente elétrica e temperatura para as 6 amostras produzidas está apresentado nas FIGURAS 6.12 e 6.13 para gradientes elétricos 1,3 e 1,7 V/cm (3 amostras para cada gradiente elétrico).

Nas FIGURAS 6.14 e 6.15 faz-se uma comparação dos resultados obtidos nestes ensaios com os resultados de FERREIRA (op. cit.). Todos os ensaios foram moldados com o cimento CP II F 32, utilizando a mesma proporção de materiais e tipo de agregado, sendo a única diferença os eletrodos empregados para aplicação do gradiente elétrico.

Constata-se que os níveis de corrente elétrica registrados foram superiores aos valores encontrados nos concretos submetidos a gradientes elétricos utilizando eletrodos em tela galvanizada, atingindo níveis de 0,4 e 0,7 A respectivamente para gradientes elétricos 1,3 e 1,7 V/cm (resultados de FERREIRA, op. cit.). Em ambos os valores máximos foram registrados no intervalo entre a primeira e a segunda hora. Não foram detectadas dispersões expressivas entre os valores registrados nas diferentes amostras. Em relação à temperatura, os valores máximos registrados nas amostras de concreto não foram muito diferentes daqueles obtidos por FERREIRA (op. cit.).

No geral, a corrente elétrica apresenta valores superiores quando o gradiente elétrico é aplicado com eletrodos em vergalhão de ferro, sendo em média 50% superiores quando se trata do gradiente elétrico 1,3 V/cm e 60% para o gradiente elétrico 1,7 V/cm. Em relação à temperatura, os valores registrados também são superiores quando comparados àqueles onde o gradiente elétrico foi aplicado com eletrodo em tela galvanizada. No entanto, a diferença entre os valores é mais expressiva quando se compara correntes elétricas. Em média, os valores nas amostras em eletrodos em vergalhão de ferro são 16% e 22 % superiores aos valores registrados por FERREIRA (op. cit.), respectivamente para gradientes elétricos 1,3 e 1,7 V/cm.

6.12.a - Gradiente Elétrico = 1,3 V/cm

6.12.b - Gradiente Elétrico = 1,7 V/cm

FIGURA 6.12 - Comportamento da corrente elétrica quando se aplica o gradiente elétrico com eletrodos em vergalhão de ferro.

6.13.a - Gradiente Elétrico = 1,3 V/cm

6.13.b - Gradiente Elétrico = 1,7 V/cm

FIGURA 6.13 - Comportamento da temperatura quando se aplica o gradiente elétrico com eletrodos em vergalhão de ferro

6.14.a - Gradiente Elétrico = 1,3 V/cm

6.14.b - Gradiente Elétrico = 1,7 V/cm

FIGURA 6.14 - Efeito de diferentes materiais de eletrodo sobre a corrente elétrica:
Gradientes elétricos 1,3 e 1,7 V/cm

6.15.a - Gradiente Elétrico = 1,3 V/cm

6.15.b - Gradiente Elétrico = 1,7 V/cm

FIGURA 6.15 - Efeito de diferentes materiais de eletrodo sobre a temperatura:
Gradientes elétricos 1,3 e 1,7 V/cm

Estes resultados indicam que o material das cambotas quando utilizado como eletrodo mostra-se viável.

A retirada destes eletrodos após um ano mostrou que não houve eletrólise do material no pólo positivo ou algum outro tipo de transporte do material do eletrodo para o concreto a olho nu. A alteração na dimensão das barras foi imperceptível e também não foram verificados problemas nos pontos de solda.

6.5 - Avaliação mecânica dos ensaios de compatibilidade

Apresentam-se neste item os resultados obtidos em termos de propriedades mecânicas dos ensaios realizados para análise do comportamento de cimentos, agregados e eletrodos em vergalhão de ferro sob ação do gradiente elétrico. Foram realizadas avaliações de resistência em idades menores que 10 h, empregando-se a técnica do Penetrômetro Adaptado discutido por FERREIRA (op. cit.) para verificar sua eficiência. Este penetrômetro tem o mesmo princípio de funcionamento dos Penetrômetros Meynadier utilizados para concreto projetado, com menor capacidade de carga. Detalhes deste equipamento são encontrados em FERREIRA (op. cit.).

6.5.1 - Resistência de concretos com idades menores que 10 h

O Penetrômetro Adaptado fornece índices de resistência à cravação (I_p) que indiretamente representam indicativos da resistência dos concretos em idades menores que 10 h.

A FIGURA 6.16 apresenta resultados de resistência à cravação obtidos nos concretos moldados com os cimentos CP II E 32 e CP III RS bem como das respectivas amostras de referência. Pode-se observar que os concretos submetidos ao gradiente elétrico apresentaram resistências à cravação maiores que as respectivas amostras de referência, independente do gradiente elétrico aplicado e do tipo de cimento. Enquanto as amostras de referência apresentaram os primeiros indícios de resistência à cravação com 8 h de idade nos dois tipos de cimento ensaiados, quando submetidos ao gradiente elétrico de 1,3 V/cm os primeiros indícios de resistência foram registrados próximos a 6ª hora e para o gradientes elétrico igual a 1,7 V/cm ainda antes desta idade.

A FIGURA 6.17 apresenta uma comparação entre as medidas de I_p obtidas em concretos moldados com os cimentos CP II E 32, CP III RS e o CP II F 32 (sendo os últimos resultados de FERREIRA, op. cit.). De uma maneira geral, pode-se dizer que as resistências à cravação foram superiores nos concretos moldados com o cimento CP II F 32. No entanto, os valores estão bastante próximos, principalmente nos concretos submetidos ao gradiente elétrico 1,7 V/cm.

6.16.a - Gradiente Elétrico = 1,3 V/cm

6.16.b - Gradiente Elétrico = 1,7 V/cm

FIGURA 6.16 - Resistência à cravação (I_p) apresentado pelos concretos moldados com cimentos CP II E 32 e CP III RS. Concretos submetidos a gradientes elétricos e concretos de referência.

6.17.a - Gradiente Elétrico = 1,3 V/cm
 6.17.b - Gradiente Elétrico = 1,7 V/cm
 FIGURA 6.17 - Resistência à cravação medida em concretos moldados com diferentes cimentos submetidos a gradientes elétricos 1,3 e 1,7 V/cm.

A FIGURA 6.18 apresenta os resultados obtidos nos concretos moldados substituindo-se os agregados basálticos por graníticos, submetidos ao gradiente elétrico 1,7 V/cm. Estes resultados foram comparados com as amostras de referência moldadas por FERREIRA (op. cit.), com o cimento CP II F 32 e agregado basáltico. Os níveis de resistência à cravação dos concretos moldados com o agregado granítico foram muito superiores aos valores registrados nos concretos de referência de FERREIRA (op. cit.).

FIGURA 6.18 - Resistência à cravação (I_p) de concretos moldados com o cimento CP II F 32 e agregados graníticos, submetidos ao Gradiente Elétrico = 1,7 V/cm

Comparando-se a resistência à cravação I_p em concretos moldados com o mesmo cimento (CP II F 32) e agregados graníticos e basálticos (ver FIGURA 6.19),

observa-se que os últimos apresentam maiores resistências à cravação. Verifica-se uma significativa diferença entre os valores de resistência a partir da 4ª hora de idade, com as curvas apresentando uma maior velocidade de crescimento de I_p em função do tempo.

FIGURA 6.19 - Comparação entre Resistência à cravação (I_p) de concretos moldados com o cimento CP II F 32 e diferentes agregados.

Sobre o efeito do tipo de eletrodo, os resultados obtidos nas três amostras individuais estão apresentados na FIGURA 6.20. Para efeito de comparação, foram empregados os resultados das amostras de referência de FERREIRA (op. cit.). Em ambas as situações, os concretos foram moldados com o cimento CP II F 32 e agregados basálticos.

Observa-se que os concretos submetidos a gradiente elétrico aplicado com eletrodos em vergalhão de ferro apresentam resistências à cravação significativamente superior aos concretos de referência. A eficiência deste eletrodo em relação à tela galvanizada é pode ser vista na FIGURA 6.21. Constata-se que concreto submetido ao gradiente elétrico com eletrodo em vergalhão de ferro é capaz de acrescer a resistência à cravação em 200% daquela alcançada com a utilização da tela galvanizada.

Esta substancial melhoria pode ser creditada à baixa susceptibilidade deste material à corrosão dentro das condições ensaiadas, mantendo-se intacto durante todo o processo, o que não ocorre com a tela galvanizada.

6.20.a - Gradiente Elétrico = 1,3 V/cm

6.20.b - Gradiente Elétrico = 1,7 V/cm

FIGURA 6.20 - Resistência à cravação (I_p) de concretos moldados com o cimento CP II F 32 submetidos ao Gradiente Elétrico = 1,7 V/cm aplicado com eletrodos em vergalhão de ferro.

6.21.a - Gradiente Elétrico = 1,3 V/cm

6.21.b - Gradiente Elétrico = 1,7 V/cm

FIGURA 6.21 - Comparação entre Resistência à cravação (I_p) de concretos moldados com o cimento CP II F 32 e submetido a gradientes elétricos com eletrodos em tela galvanizada e vergalhão de ferro.

Analisando-se os resultados obtidos, verifica-se um efeito mais pronunciado sobre os acréscimos de resistência com a troca do de eletrodo e do agregado graúdo utilizado no proporcionamento do concreto. Diferentes tipos de cimento produziram alterações poucos significativas nas taxas de endurecimento quando comparado aos ganhos de mais de 50 % obtidos nas demais condições analisadas.

Estes resultados indicam uma aplicabilidade do método a vários tipos de materiais, produzindo acréscimos de resistência e comprovando assim sua eficiência. Os ganhos de resistência com a utilização de eletrodos em vergalhão de ferro indicam a eficiência deste material como eletrodo.

6.6 - Estudo do problema escala

FERREIRA (op. cit.), aplicando o ensaio de gradiente elétrico em formas de 10 x 10 x 24 cm e 5 x 5 x 14 cm, verificou que as respostas apresentadas pela corrente elétrica e temperatura eram diferentes. Este fato pode indicar que a corrente elétrica e da temperatura sejam afetadas pela dimensão da amostra de concreto, apresentando maiores níveis quanto maiores as dimensões da peça de concreto. Sendo assim, os níveis esperados quando o gradiente elétrico fosse aplicado no concreto projetado em campo poderiam ser muito altos. Uma análise mais precisa do fenômeno deve correlacionar características geométricas com as variáveis corrente elétrica e temperatura, visto que é necessário prever-se um comportamento em escala de campo antes de sua aplicação.

Para análise do fator escala foram realizados ensaios em corpos de prova com formato de placas, com maiores áreas superficiais para verificar-se o efeito da temperatura (maior troca de calor com o ambiente), maior espaçamento entre eletrodos e maior área de passagem da corrente elétrica.

Placas foram confeccionadas em dimensões 5 x 24 x 24 cm (denominada Escala I) e 5 x 35 x 35 cm (denominada Escala II) em madeira revestidas internamente com fórmica, ambas com espessura do concreto com 5 cm. As amostras foram moldadas com a mistura F (ver TABELA 6.2) utilizando o cimento CP II F 32 e agregados basálticos e o gradiente elétrico foi aplicado com telas galvanizadas.

6.6.1 - Comportamento durante a aplicação do Gradiente Elétrico

Serão inicialmente apresentados os resultados obtidos em termos de corrente elétrica total e temperatura. Como as áreas das seções transversais dos corpos de prova são diferentes, serão em seguida apresentados os resultados em termos de densidade de corrente elétrica (A/m^2).

A FIGURA 6.22 apresenta os resultados em termos de corrente elétrica e temperatura para os concretos submetidos ao gradiente elétrico 1,7 V/cm moldado em formas com dimensões 5 x 24 x 24 cm (Escala I). Os níveis de corrente elétrica e temperatura atingidos foram respectivamente 0,55 A e 35 °C.

6.22.a - Corrente Elétrica

6.22.b - Temperatura

FIGURA 6.22 - Comportamento da corrente elétrica e temperatura nos ensaios em formas com dimensões 5 x 24 x 24 cm (Escala I). Gradiente elétrico = 1,7 V/cm.

Os níveis de corrente elétrica são muito superiores aos valores registrados por FERREIRA (1997) em formas com dimensões 10 x 10 x 24 cm principalmente pela maior área da seção transversal. Em relação à temperatura, estas se apresentaram um pouco inferiores (ver FIGURA 6.10).

As FIGURAS 6.23 e 6.24 apresentam os resultados em termos de corrente elétrica e temperatura para concretos moldados em formas com dimensões 5 x 35 x 35 cm (Escala II), submetidos a gradientes elétricos 0,87, 1,3 e 1,7 V/cm. Três gradientes elétricos foram testados com o objetivo de verificar os acréscimos na corrente elétrica.

Os níveis de corrente elétrica registrada nestes ensaios são altos mesmo quando se aplicou ao concreto o menor gradiente elétrico (0,87 V/cm), apresentando valores em torno de 0,4 A. Para o gradiente elétrico 1,7 V/cm, as correntes atingiram níveis de 0,9 A (FIGURA 6.23.c). A FIGURA 6.23.d apresenta resultados da relação corrente elétrica/gradiente elétrico para os 3 gradientes elétricos aplicados. Observa-se que até 3 h de idade praticamente a relação é a mesma independentemente do gradiente aplicado, denotando resistividade constante para qualquer valor de gradiente elétrico. A partir de 3 h de idade a relação é mais alta para gradientes mais baixos. Isto indica que houve um grau de hidratação maior com gradientes mais elevados.

Em relação à temperatura, os níveis atingidos foram modestos, não ultrapassando 37 °C mesmo para o gradiente elétrico 1,7 V/cm.

A FIGURA 6.25 faz uma comparação dos resultados obtidos com as formas Escala I e Escala II em termos de corrente elétrica e temperatura com os dados apresentados por FERREIRA (op. cit.) para o gradiente elétrico 1,7 V/cm. Observa-se que os níveis de corrente elétrica registrados nas formas 5 x 34 x 34 cm são aproximadamente o 115% (em um acréscimo de área de 70%) superiores àqueles registrados por FERREIRA (op. cit.), e 62 % em relação aos concretos moldados em formas de 5 x 24 x 24 cm (Escala I) (acrécimo de área de 42%).

Em relação à temperatura, os níveis atingidos são pouco menores que àqueles registrados por FERREIRA (op. cit.).

6.23.a - Gradiente elétrico = 0,87 V/cm

6.23.b - Gradiente elétrico = 1,30 V/cm

6.23.c - Gradiente elétrico = 1,70 V/cm

6.23.d - Evolução da razão corrente elétrica/grad. elétrico

FIGURA 6.23 - Corrente elétrica registrada nos concretos moldados em formas com dimensões 5 x 35 x 35 cm (Escala II).
Gradientes elétricos = 0,87, 1,30 e 1,70 V/cm.

6.24.a - Gradiente elétrico = 0,87 V/cm

6.24.b - Gradiente elétrico = 1,30 V/cm

6.24.c - Gradiente elétrico = 1,70 V/cm

FIGURA 6.24 - Temperatura registrada nos concretos moldados em formas com dimensões 5 x 35 x 35 cm (Escala II). Gradientes elétricos = 0,87, 1,3 e 1,7 V/cm.

Estes resultados indicam que as dimensões do concreto podem interferir no comportamento da corrente elétrica e da temperatura geradas pela aplicação do gradiente elétrico. Para confirmar este fato, é necessário verificar os acréscimos de resistência obtidos bem como analisar estas variáveis em termos específicos.

Sob o ponto de vista da corrente elétrica, a dimensão de maior importância é a área da seção transversal da peça de concreto, quantificando-se a densidade de corrente elétrica. Em relação à temperatura, o volume da peça V de concreto tem relação com a quantidade de calor gerado e a área superficial A_{sup} com o calor perdido para o ambiente. Considerando-se a relação V/A_{sup} , esta resulta na espessura da peça de concreto projetado. Esta dimensão característica será utilizada para análise do efeito da temperatura nos concretos em diferentes escalas.

A FIGURA 6.26 apresenta o comportamento destas variáveis em função das dimensões das amostras, considerando-se concretos submetidos a gradiente elétricos 1,7 V/cm.

Na FIGURA 6.26.a apresenta-se a densidade de corrente calculadas considerando três diferentes dimensões das peças de concreto: Escala I e Escala II e formas prismáticas de 10 x 10 x 24 cm (resultados experimentais de FERREIRA, op. cit.). Verifica-se que antes da 3 h de idade existe uma diferença entre a densidade de corrente elétrica nas três formas analisadas. A diferença entre as densidades de corrente elétrica é da ordem de 31 %. A partir das 3 h de idade esta diferença deixa de existir.

Em relação à temperatura (FIGURAS 6.26.b), observa-se que não há uma tendência clara da temperatura em função do volume da peça de concreto. Como observado na FIGURA 6.24, as temperaturas máximas registradas na formas Escala I e Escala II foram respectivamente 35 a 37 °C. Analisando-se os acréscimos de temperatura para as diferentes espessuras das peças (Fig. 6.26c) observa-se uma clara influência desta variável. Isto deve ocorrer porque significativas perdas de calor também ocorrem pelas laterais das formas.

6.25.a - Corrente elétrica

6.25.b - Temperatura

6.25.c - Corrente elétrica

6.25.d - Temperatura

Formas de 5 x 35 x 35 cm (Escala II)

FIGURA 6.25 - Comportamento da corrente elétrica e temperatura nos ensaios em formas com diferentes dimensões. Gradiente elétrico = 1,7 V/cm.

6.26.a - Densidade de corrente elétrica

6.26.b - Temperatura x volume a peça de concreto

6.26.c - Relação acréscimo de temperatura/espessura da peça de concreto

Quadro de dimensões

Escala	Formas (cm)	Altura (cm)	Área da seção transversal (cm²)	Área superficial (cm²)	Volume (cm³)
FERREIRA (1997)	5 x 5 x 14	5	25	70	350
Trad.	10 x 10 x 24	10	100	240	2400
I	5 x 24 x 24	5	120	576	2880
II	5 x 35 x 35	5	175	1225	6125

FIGURA 6.26 - Efeito da dimensão da peça de concreto sobre a corrente elétrica (densidade de corrente elétrica) e a temperatura. Gradiente elétrico = 1,7 V/cm.

6.6.2 - Resistência a compressão a pequenas idades

Para analisar a resistência a pequenas idades utilizou-se um penetrômetro Meynadier (Penetrômetro de Energia Constante - PEC). Este equipamento para medidas indiretas de resistência de concretos projetados foi apresentado no **CAPÍTULO 2**

Os resultados de resistência à cravação com o Penetrômetro Meynadier são denominados índice de penetração IP. Por correlações com ensaios de compressão uniaxial apresentadas por PRUDÊNCIO (1993) pode-se obter a partir de IP a resistência a compressão em concretos com idades menores que 12 h.

As FIGURAS 6.27 e 6.28 apresentam os resultados de IP obtidos nos concretos moldados em formas Escala I e Escala II. Pode-se observar uma dispersão razoável nos resultados de IP justificada pela dimensão do agregado basáltico, não adequado para aplicação em concreto projetado onde este equipamento é correntemente utilizado. Apresenta-se em conjunto nestas figuras a resistência à compressão calculada a partir das correlações entre IP e f_c definidas por PRUDÊNCIO (1993) (ver **CAPÍTULO 2**)

A análise destes resultados indica uma diferença entre resistência medidas em concretos moldados nas formas Escala I e Escala II submetidas ao mesmo gradiente elétrico: com 6 h de idade os acréscimos de resistência em relação a concretos de referência são da ordem de 380 % a 290 % respectivamente para as formas Escala I e Escala II. No entanto, um acréscimo de 50 % é verificado nas formas Escala II com 2 h de idade, justamente no instante em que se verifica uma inversão na curva de densidade de corrente elétrica (ver FIGURA 6.26.a).

6.27.a - Índice de Penetração IP do Penetrômetro Meynadier

6.27.b - Resistência à compressão estimada

FIGURA 6.27 - Resistência a pequenas idades registrada nos concretos moldados em formas Escala I. Gradiente elétrico = 1,7 V/cm.

6.28.a - Índice de Penetração IP do Penetrômetro Meynadier

6.28.b - Resistência à compressão estimada

Gradiente Elétrico = 1,3 V/cm

6.28.c - Índice de Penetração IP do Penetrômetro Meynadier

6.28.d - Resistência à compressão estimada

Gradiente Elétrico = 1,7 V/cm

FIGURA 6.28 - Resistência a pequenas idades registrada nos concretos moldados em formas Escala II.

Gradientes elétricos = 1,3 e 1,7 V/cm.

6.7 - Comportamento do gradiente elétrico em relação aos materiais selecionados

Nos resultados apresentados nas seções anteriores constatou-se que o aumento de resistência em concretos jovens pode ser obtido aplicando gradientes elétricos em concretos moldados com diferentes tipos de materiais. Neste item faz-se um estudo reunindo os parâmetros anteriormente analisados: cimentos, agregados graníticos e eletrodo em vergalhão de ferro.

Em relação ao tipo de cimento, dos resultados obtidos na seção 6.4.1 concluiu-se que, para os cimentos analisados, os níveis de corrente elétrica e temperatura são pouco afetados e os ganhos de resistência a pequenas idades são mantidos. Selecionou-se então para uso neste programa experimental o cimento CP II E 32, comumente utilizado no concreto projetado em obras subterrâneas.

Para aproximar-se ainda mais do método da aplicação em campo, empregou-se nestes ensaios um concreto com traço que engloba características adequadas ao concreto projetado. Admitiu-se um teor de argamassa incorporado α e teor de agregados m que apresentassem baixa reflexão. De acordo com FIGUEIREDO (1997), o teor de argamassa incorporado na estrutura é em torno de 80% e com um teor de agregados $m = 5$ obtém-se um valor médio incorporado à estrutura $m' = 3,0$. Admitindo-se $m = 4,5$:

$$\alpha = \left(\frac{1 + a}{1 + m} \right) \qquad 0,8 = \left(\frac{1 + a}{1 + 4,5} \right)$$

tem-se $a = 3,4$. Sendo $m = a + b$ tem-se $b = 1,1$, onde a e b são respectivamente a proporção de agregados miúdos e agregados graúdos em relação ao cimento.

Admitiu-se uma relação $a/c = 0,55$, tendo-se em vista a moldagem manual dos ensaios. Obtém-se então o seguinte proporcionamento de materiais:

$$1 : 3,4 : 1,1 \quad a/c = 0,55 \rightarrow \quad \text{mistura Tr} \quad (\text{ver TABELA 6.2})$$

Ensaio em concretos moldados com a mistura **Tr** foram realizados em formas de dimensões 10 x 10 x 24 cm (denominadas Tradicionais), Escala I e Escala II,

submetidas ao gradiente elétrico 1,7 V/cm. Eletrodos em vergalhão de ferro foram confeccionados com a configuração apresentada na FIGURA 6.3b e c, para serem utilizados nas formas Escala I e Escala II.

Nas FIGURAS 6.29, 6.30 e 6.31 são apresentados os comportamentos da corrente elétrica e da temperatura nas amostras de concreto moldadas com o traço selecionado com os requisitos de concreto projetado nas formas Tradicionais, Escala I e Escala II. Nestas figuras também são apresentadas respostas em termos de resistência à cravação pelo Penetrômetro Meynadier e a resistência à compressão estimada. Os níveis máximos registrados nestes ensaios, em termos de corrente elétrica e temperatura, ocorreram nas formas Escala II, atingindo valores de 0,5 A e 37 ° C. Para comparação, os resultados de FERREIRA (op. cit.) em termos de corrente elétrica e temperatura são apresentados em conjunto (estes concretos foram moldados com a mistura F apresentada na TABELA 6.2).

Observa-se que os níveis de corrente elétrica e temperatura registrados nos concretos moldados com as condições em questão são inferiores aos resultados apresentados por FERREIRA (op. cit.) para formas tradicionais (FIGURA 6.29). O fator que diferencia esta combinação de materiais das demais é traço utilizado e o cimento CP II E 32. Como não foi verificada uma diferença significativa entre cimentos, a redução na corrente elétrica é provavelmente creditada ao proporcionamento de materiais, principalmente na relação a/c.

Ainda que com correntes elétricas e temperatura mais baixas, acréscimos de resistência foram registrados em relação a respectivas amostras de referência. Não foi possível comparar a evolução de resistência obtida com os resultados de FERREIRA (op. cit.) pois neste programa experimental utilizou-se o Penetrômetro Meynadier.

Um comportamento semelhante pode ser observado nos concretos Escala I e Escala II moldados com o traço Tr em comparação aos resultados apresentados nas FIGURA 6.23 e 6.24.

Observa-se nestes ensaios que os índices de cravação IP registrados pelo Penetrômetro Meynadier apresentaram menor dispersão quando em comparação aos resultados do estudo em escala envolvendo as condições de FERREIRA (1997), o que pode ser justificado pela menor dimensão do agregado graúdo. Nas 3 escalas analisadas foram verificados acréscimos de resistência na primeiras 10 h de idade em relação as respectivas referências, na faixa de 100%.

6.29.a - Corrente elétrica

6.29.b - Temperatura

6.29.a - Índice de resistência à penetração

FIGURA 6.29 - Comportamento da corrente elétrica, temperatura e índice de penetração nos concretos moldados com a mistura Tr submetidos ao gradiente elétrico 1,70 V/cm. Formas tradicionais.

6.30.a - Corrente elétrica

6.30.b - Temperatura

6.30.c - Índice de Penetração Meynadier e Resistência à compressão estimada

FIGURA 6.30 - Comportamento da corrente elétrica e temperatura nos concretos moldados com a mistura Tr submetidos ao gradiente elétrico 1,70 V/cm. Formas Escala I.

6.31.a - Corrente elétrica

6.31.b - Temperatura

6.31.c - Índice de Penetração Meynadier e Resistência à compressão estimada

FIGURA 6.31 - Comportamento da corrente elétrica e temperatura nos concretos moldados com a mistura Tr submetidos ao gradiente elétrico 1,70 V/cm. Formas Escala II

Da mesma maneira que foi realizado no item 6.6, fez-se a partir destes resultados uma análise do efeito das dimensões das peças de concreto sobre os fatores que determinam os acréscimos de resistência a pequenas idades. O objetivo desta verificação é fazer uma previsão dos níveis de corrente elétrica e temperatura que podem ser atingidos em campo.

A FIGURA 6.32 apresenta os resultados obtidos em função da densidade de corrente elétrica e temperatura. Constata-se uma grande concordância nos resultados de densidade de corrente elétrica para as 3 escalas de peças de concreto, o que indica que não ocorre efeito escala. A densidade de corrente elétrica é da ordem de $30,0 \text{ A/m}^2$ na primeira hora de atuação do gradiente elétrico e em média $27,0 \pm 4,0 \text{ A/m}^2$ durante o tempo do experimento.

Apesar deste traço ainda ser ajustado para estudo em concreto projetado, pode-se prever, com a densidade de corrente média calculada a partir da FIGURA 6.34.a e as correlação de temperatura em função da área superficial, o comportamento da corrente elétrica e da temperatura quando o gradiente elétrico for aplicado as placas e painéis. Estes resultados são apresentados na TABELA 6.4.

TABELA 6.4 Previsão do comportamento da Corrente Elétrica e da Temperatura para estudo em concreto projetado: placas e painéis.

<i>Corrente Elétrica (A)</i>			<i>Temperatura (°C)</i>		
<i>Relação</i>	<i>Placas</i>	<i>Painéis</i>	<i>Relação</i>	<i>Placas</i>	<i>Painéis</i>
$I/A_{\text{máxima}} (\text{A/m}^2)$	2,40	3,36	Volume	35,5	38,6
$I/A_{\text{média}} (\text{A/m}^2)$	2,16	3,02			
Média	2,28	3,19			
Desvio	0,12	0,17			

Os níveis de corrente elétrica previstos para peças de maiores dimensões são relativamente altos, enquanto os valores previstos para a temperatura são bastante modestos. No entanto, vale lembrar que este cálculo é apenas uma aproximação, pois a relação água/cimento durante a projeção em campo será menor, e a estrutura interna do concreto projetado, menos poroso, poderá ocasionar menores valores de corrente elétrica que os previstos.

6.32.a - Densidade de corrente elétrica

6.32.b - Temperatura x volume a peça de concreto

6.32.c - Relação acréscimo de temperatura/espessura da peça de concreto

Quadro de dimensões

Formas (cm)	Altura (cm)	Área da seção transversal (cm ²)	Área superficial (cm ²)	Volume (cm ³)
10 x 10 x 24	10	100	240	2400
5 x 24 x 24	5	120	576	2880
5 x 35 x 35	5	175	1225	6125

FIGURA 6.32 - Efeito das dimensões do concreto sob o comportamento da corrente elétrica (densidade de corrente) e temperatura. Concretos moldados com o cimento CP II E 32, agregados graníticos eletrodos em vergalhão de ferro. Gradiente Elétrico = 1,7 V/cm.

6.8 - Considerações sobre o programa experimental em laboratório

Com base nos resultados obtidos pode-se afirmar que o método para aumento da resistência de concretos jovem com aplicação de gradientes elétricos é aplicável a concretos moldados com diferentes tipos de cimentos, agregados, traços e utilizando-se eletrodos em vergalhão de ferro. Em todas as condições analisadas, os resultados de resistência mecânica comprovaram sua eficiência.

Em relação aos materiais utilizados, constataram-se efeitos mais significativos em termos de corrente elétrica nos concretos moldados utilizando agregados graníticos e eletrodos em vergalhão de ferro em contrapartida aos diferentes tipos de cimento. Com base nas respostas obtidas, optou-se por utilizar o cimento CP II E 32 no programa experimental desenvolvido em concreto projetado.

Sobre os estudos em escala, observou-se que há um efeito da temperatura em relação à dimensão da peça. Analisando-se o efeito dos acréscimos de temperatura em função da espessura da peça de concreto, observa-se que o efeito da temperatura é menor quanto mais espessa for a lâmina de concreto. Como já mencionado anteriormente, não se pode concluir que esta influência seja decorrente do comportamento do material, ou de perdas de calor pelas laterais das formas. Sobre a corrente elétrica, obteve-se uma densidade de corrente constante em idades maiores que 3 h.

CAPÍTULO 7

Programa experimental desenvolvido em campo: Placas e Painéis

7.1 - Considerações iniciais

Neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos com a primeira aplicação do gradiente elétrico em concretos projetados. Esta fase da pesquisa foi denominada Laboratório em Campo, onde foram realizadas projeções em placas de madeira. Estes ensaios tiveram como objetivo verificar se os acréscimos de resistência a pequenas idades obtidos no concreto convencional também estão presentes no concreto projetado.

Duas dimensões de formas foram utilizadas: *Placas* de madeiras com dimensões determinadas pela NBR 13070 e *Painéis* confeccionados seguindo as especificações da norma para confecção de placas, alterando as dimensões da área projetada.

Os ensaios em *Placas* tiveram como objetivo principal o estudo do comportamento do concreto projetado quando submetido a gradientes elétricos. Apesar de em termos de área superficial não apresentarem muitas diferenças em relação aos ensaios em concreto convencional moldado em formas de 35 x 35 x 5 cm, achou-se mais conveniente iniciar o estudo em concreto projetado utilizando as dimensões de amostragem padronizadas e usualmente utilizadas em outros tipos de avaliação deste material.

Os ensaios em *Painéis* tiveram como objetivo analisar o efeito escala, utilizando dimensões mais próximas de uma provável aplicação em campo, em termos do espaçamento entre eletrodos.

Os concretos projetados em *Placas* e *Painéis* foram submetidos à avaliações de resistência a pequenas idades utilizando o Penetrômetro de Profundidade Constante (PPC) e o Penetrômetro de Energia Constante (FIGUEIREDO, 1993 e PRUDÊNCIO, 1993) e extração de amostras para análises da resistência à compressão simples em várias idades. Foram também realizadas medidas de deformações independentes de tensões, iniciando-se o registro durante a aplicação do gradiente elétrico, em idades inferiores à pega do cimento. Estas medidas tiveram como objetivo verificar o efeito do gradiente elétrico sobre as deformações independentes de tensões em comparação ao concreto projetado de referência.

7.2 – Descrição do programa experimental

Os ensaios foram realizados em formas de madeiras, confeccionados com compensado de madeira revestidos internamente com fórmica, reforçado nas junções com caibros, parafusadas para facilitar a desmoldagem. Duas dimensões de formas foram utilizadas, chamadas respectivamente de *Placas* e *Painéis* de projeção.

As *Placas* foram confeccionadas de acordo com as especificações da NBR 13070. Estas têm o formato de um tronco de pirâmide, com altura de 16 cm. A base inferior tem dimensões de 40 x 40 cm, e a superior aproximadamente 60 x 60 cm. A inclinação da lateral das formas tem 60°. A FIGURA 7.1.a apresenta um esquema destas placas.

Os *Painéis* foram confeccionados seguindo as mesmas especificações da NBR 13070 para a altura do concreto projetado e inclinação lateral, alterando o formato das bases de quadrado para retangular, com maiores dimensões: base inferior de 60 x 80 cm e base superior aproximadamente 80 x 100 cm. A aplicação do gradiente elétrico neste caso será feita com os eletrodos colocados nas extremidades da maior dimensão (base inferior com 80 cm). Estas dimensões foram definidas tendo-se por base o espaçamento de cambotas em túneis.

A FIGURA 7.1.b apresenta um esquema dos painéis. A FIGURA 7.2 apresenta a forma utilizadas:

7.1.a - Placas

7.1.b - Painéis

FIGURA 7.1 - Esquema das Placas e Painéis utilizados para estudo do concreto projetado

Os concretos foram projetados utilizando Cimento CP II E 32 e agregados graníticos. O traço utilizado corresponde a um ajuste do traço Tr anteriormente analisado no programa experimental envolvendo concretos moldados, submetido a ajustes com o equipamento utilizado para projeção.

Para aplicação do gradiente elétrico foram utilizadas barras de vergalhão CA 50 A, com diâmetro de 12,7 mm, soldadas. A configuração dos eletrodos utilizados é apresentada na FIGURA 7.3.

7.2.a - Placas

7.2.b - Painéis

FIGURA 7.2 - Placas e Painéis utilizados nos ensaios em concreto projetado.

FIGURA 7.3 - Configuração dos eletrodos utilizados para aplicação do gradiente elétrico nos ensaios em *Placas* e *Painéis*

Na FIGURA 7.4 são apresentados as placas e painéis, já com os eletrodos instalados, pouco antes da projeção.

7.4.a - Placas

7.4.b - Painel

FIGURA 7.4 - *Placas e Painéis* com eletrodos instalados pouco antes da projeção.

O concreto projetado utilizado em todo programa experimental foi confeccionado via seca. O equipamento utilizado consiste em uma bomba de projeção modelo CPU 3 via seca, com capacidade de projeção de $3 \text{ m}^3/\text{h}$ acoplada, gentilmente cedida pela Este Engenharia. Para a produção de ar comprimido foi utilizado um compressor da CHICAGO PNEUMATIC, com capacidade de 360 pcm. A máquina de concreto projetado e o compressor utilizados são apresentados nas FIGURAS 7.5 e 7.6.

O gradiente elétrico foi aplicado com 2 fontes MINIPA modelo Power Supply MPC - 3003D durante um período de 5:30 h, ativado aproximadamente 15 minutos após o término da projeção. Durante o intervalo de aplicação do gradiente elétrico foram registradas as evoluções da temperatura e da corrente elétrica. O acompanhamento da corrente elétrica foi realizado seguindo os mesmos procedimento utilizado no concreto convencional. O registro da temperatura foi realizado com termistores da GEOKON descritos no APÊNDICE B.

Ao todo foram moldadas 26 *Placas* e 6 *Painéis* de concreto projetado (as placas projetadas para ajuste do traço e treinamento do mangoteiro não serão aqui consideradas). A análise em *Placas* foi mais extensiva, visto serem suas dimensões padronizadas para diversos ensaios em concreto projetado. Um menor número de ensaios foi realizado em *Painéis*, visto que estes têm como objetivo analisar o efeito escala, com dimensões semelhantes que serão utilizadas em campo.

FIGURA 7.5 - Máquina de concreto projetado da ESTE Engenharia utilizada para confecção do concreto projetado das placas e painéis.

FIGURA 7.6 - Compressor de ar da CHICAGO PNEUMATIC (capacidade de 360 p.c.m.) utilizando em conjunto com a máquina de concreto projetado para confecção do concreto projetado das placas e painéis.

A projeção destas *Placas* e *Painéis* foi realizada ao ar livre, bem como a aplicação do gradiente elétrico e cura. Não foi possível realizar a aplicação do gradiente elétrico em ambiente fechado, como era a idéia inicial. Isso porque a movimentação da placa logo após a projeção danificaria o concreto projetado, e uma movimentação sem

nenhum impacto não seria possível devido as dimensões da peça. Nos painéis isso seria muito mais difícil sendo que o manuseio destas somente foi possível utilizando-se uma empilhadeira.

A avaliação dos concretos projetados foi feita com o Penetrômetro de Profundidade Constante (PPC) para estimar a resistência em idades menores que 8 h e extração de corpos de prova para ensaios de compressão simples em idades 1 dia, 3 dias, 7 e 28 dias. A altura das placas e painéis limitou a dimensão dos corpos de prova a $\phi = 7,5$ cm e $H = 15$ cm. A extração foi realizada com um equipamento HILTI DD-250E, com jateamento de água. As amostras foram extraídas na direção perpendicular as camadas de projeção.

Embora a direção principal de esforços nas paredes de túneis seja paralela as camadas de projeção, como discutido por CELESTINO et al. (2001), a extração nesta direção é dificultada pelo peso das placas, e por este motivo em um número reduzido de amostras foram extraídas nesta direção em idades maiores que 28 dias, procurando correlacionar os valores obtidos com as resistências medidas na direção perpendicular à projeção.

Não foi possível realizar a extração de amostras em idades inferiores a 1 dia. Várias tentativas foram feitas, mas os corpos de prova se partiam ao meio devido à rotação do cilindro extrator. Para verificar os níveis de resistência atingidos pelo concreto projetado no intervalo entre a última medida do PPC e a ruptura com 1 dia de idade, utilizou-se o Penetrômetro de Energia Constante (PEC).

Foram também registradas deformações independentes de tensões, as quais corresponde à soma das deformações autógenas, retração e em resposta à elevação de temperatura. As deformações foram medidas por sensores em corda vibrante da GEOKON modelo VCE 4200, específicos para operarem embutidos no concreto projetado. Estes sensores possuem acoplado termistores que registram a temperatura no mesmo ponto onde se realiza a medida de deformação. O registro das deformações foi informatizado, utilizando-se uma sistema de aquisição de dados Multi-channel Datalogger modelo 8020 (Micro-10) monitorado via computador por um programa da Canary Systems. Detalhes dos sensores de deformação e do sistema de aquisição de dados são apresentados no APÊNDICE B.

Durante a aplicação do gradiente elétrico as informações sobre a deformação e a temperatura foram registradas em intervalos de 5 a 10 minutos. O registro das deformações foi realizado até 28 dias.

A FIGURA 7.7 apresenta o esquema da instrumentação utilizado nas *Placas*. Os sensores foram instalados paralelos às camadas de projeção, posicionados a 2,5 cm da base da placa/painel (fibra interna) e aproximadamente 2,5 cm da superfície do concreto projetado (fibra externa) (FIGURA 7.7.c). A orientação paralela às camadas de projeção foi escolhida por representar a direção da tensão tangencial que solicita o concreto projetado quando na parede do túnel em relação ao posicionamento dos eletrodos, sendo estes localizados paralelamente à disposição dos sensores (FIGURA 7.7.a). Em uma das placas de referência dois pontos de instrumentação foram instalados (FIGURA 7.7.b).

Sensores de deformação VCE 4200 com termistores

FIGURA 7.7 - Esquema da instrumentação em *Placas* para medida de deformações independentes de tensões do concreto projetado

Das *Placas* projetadas, cerca de 5 foram munidas de sensores para registro de deformação, sendo 3 placas de referência e 2 submetidas ao gradiente elétrico. Dos *Painéis* projetados, dois foram munidos com sensores para registro de deformações independentes de tensões.

Em razão da maior área superficial, nos painéis foram locados sensores de deformação em 3 pontos ao longo do espaçamento entre os eletrodos, dispostos paralelamente a estes. A FIGURA 7.8 apresenta o posicionamento dos sensores nos *Painéis*.

Sensores de deformação VCE 4200 com termistores

FIGURA 7.8 - Esquema da instrumentação em *Painéis* para medida de deformações independentes de tensões no concreto projetado submetido a gradientes elétricos

Os sensores de deformação foram fixados pelas extremidades a tarugos de madeira que se projetam da base inferior da placa, presos por tiras plásticas. O espaçamento entre tarugos foi de aproximadamente 11 cm, deixando-se as extremidades dos sensores livres. Os sensores foram instalados nas *Placas* e *Painéis* anteriormente a projeção.

7.3 – Ajuste do traço

O traço previsto para o estudo deve atender a especificação de $f_{c28} = 28$ MPa, o que corresponde a um consumo de cimento de 325 a 425 kg/m³ de acordo com o ACI (1990).

O procedimento adotado para estabelecer a proporção entre agregados foi fixar o teor de argamassa, admitido 65 a 70 %. Para agilizar a fase de execução, optou-se por suprimir o estudo da dosagem do concreto projetado, tendo em vista o tempo consumido na realização do procedimento de desmembramento do traço com medidas de resistência a compressão com 28 dias.

O procedimento adotado consistiu em adotar um traço pré-definido utilizado em trabalhos experimentais nacionais, que não fosse muito diferente do traço Tr estudado em laboratório e atendesse aos requisitos de consumo e teor de argamassa estabelecidos. A variável medida deste traço foi o índice de reflexão, realizado a partir das placas padronizadas da NBR 13070 seguindo o procedimento da NBR 13354.

Este procedimento somente foi possível porque o mangoteiro que desenvolveu o experimento já era treinado em obra. Todo o programa experimental da fase Laboratório de Campo foi desenvolvido por um único mangoteiro. Ainda assim, 3 placas foram produzidas em caráter experimental, para ajustes no volume de água e do traço, variando-se o teor de agregados graúdos.

O traço selecionado para a projeção, atendendo aos requisitos anteriores, está apresentado na TABELA 7.1.

TABELA 7.1 - Proporcionamento de materiais utilizados no concreto projetado

1 : 3,4 : 2,00 a/c = 0,4*	
m = 5,40	C = 352 kg/m ³
α = 68,75 %	H = 6,25 %

* valor admitido

onde:

m : teor de agregados

α : teor de argamassa

C : consumo de cimento (kg/m³)

H : relação água/materiais secos

A medida do Índice de Reflexão deste traço realizada de acordo com a NBR 13354 foi de 33,45 %. Deve-se lembrar que não foi utilizado qualquer aditivo, o que justifica este valor elevado.

7.4 – Efeito do gradiente elétrico sobre as propriedades mecânicas

Ao todo foram moldadas 26 *Placas* e 6 *Painéis* de concreto projetado (as placas projetadas para ajuste do traço e treinamento do mangoteiro não serão aqui consideradas). A análise em *Placas* foi mais extensiva, visto serem suas dimensões padronizadas para diversos ensaios em concreto projetado. Os ensaios em *Painéis* foram realizados em menor quantidade visto que têm fundamentalmente o papel de analisar o efeito escala, utilizando uma dimensão que foi utilizada posteriormente em campo.

Os ensaios em *Placas* são assim divididos:

- 12 *Placas* de referência, sem ação do gradiente elétrico, para caracterização do concreto projetado. Nestas placas foram realizadas avaliações de resistência com o Penetrômetro de Profundidade Constante e extração de corpos de prova para ensaios de compressão simples.
- 9 *Placas* com aplicação de gradiente elétrico, para análise do comportamento da corrente elétrica e temperatura do concreto projetado. Nestas placas foram extraídos corpos de prova para realização de ensaios de compressão simples.
- 3 *Placas* de referência, sem ação do gradiente elétrico, onde foram instalados sensores para registro de deformações independentes de tensões (retração e elevação de temperatura).
- 2 *Placas* com aplicação de gradientes elétricos, onde foram instalados sensores para registro de deformações independentes de tensões (retração e elevação de temperatura).

Os *Painéis* em concreto projetado somente foram submetidos a gradiente elétrico, suprimindo-se a análise dos concretos de referência em vista do número de *Placas* de referência projetadas. Os ensaios em *Painéis* são assim divididos:

- 4 *Painéis* submetidos a gradientes elétricos, para análise do comportamento da corrente elétrica e temperatura. Destes *Painéis* foram retirados corpos de prova para realização de ensaios de compressão simples.

- 2 *Painéis* submetidos a gradiente elétrico, para análise de deformações independentes de tensões (retração e por elevação de temperatura).

Na FIGURA 7.9 apresenta-se um dos *Painéis* durante a aplicação do gradiente elétrico ao lado da sua respectiva *Placa* de referência, ambas recém projetadas.

FIGURA 7.9 - *Painel* e *Placa* de referência recém projetadas.

Nos próximos itens são apresentados os resultados obtidos em termos de corrente elétrica, temperatura e resistência mecânica. Os resultados obtidos em termos de deformações independentes de tensões serão apresentados no item 7.5.

7.4.1 - *Comportamento durante a ação do gradiente elétrico*

Foi analisado o comportamento com dois valores de gradiente elétrico aplicados ao concreto projetado: 1,05 V/cm e 1,55 V/cm. Estes gradientes foram menores que aqueles utilizados no programa experimental em laboratório para manter a corrente elétrica em torno de 3 A, um nível aceitável para aplicação em campo.

Na FIGURA 7.10 apresentam-se os resultados obtidos com os gradientes elétricos aplicados às Placas em termos de corrente elétrica e temperatura. Nas figuras estão reunidos resultados de 4 placas submetidas ao mesmo gradiente elétrico.

Observa-se uma maior dispersão nos valores de corrente elétrica nas placas submetidas ao gradiente elétrico 1,05 V/cm, com valores de 1,6 A a 2,6 A, enquanto nas placas submetidas ao gradiente elétrico 1,55 V/cm a corrente elétrica se manteve na faixa de 3,1 A até as 4 h de idade, quando então este valor decaiu atingindo o mínimo de 2,5 A.

7.10.a - Corrente elétrica

7.10.b - Temperatura

FIGURA 7.10 - Comportamento da corrente elétrica e da temperatura nas Placas de concreto projetado. Gradientes elétricos 1,55 V/cm e 1,05 V/cm.

A temperatura foi registrada por termistores da GEOKON, posicionados a aproximadamente 4 cm de profundidade nas proximidades do pólo positivo. Em

relação às temperaturas medidas, não se observa um patamar bem definido que caracterizasse uma temperatura média nos ensaios realizados em concreto projetado. Até o final do ensaio observa-se uma tendência de crescimento da temperatura. Os valores máximos registrados para os gradientes de 1,05 V/cm e 1,55 V/cm foram respectivamente 33 °C e 43 °C. A temperatura nas placas submetidas ao gradiente elétrico de 1,05 V/cm pode ter sido muito inferior à temperatura do gradiente elétrico de 1,55 V/cm devido à temperatura inicial destas placas estar abaixo de 15 °C, enquanto nas demais a temperatura inicial estava próximo a 25 °C. Isto ocorreu devido à projeção das placas e aplicação do gradiente elétrico em ambiente aberto: a projeção em dias mais frios ou aquelas realizadas antes das 8:00 h da manhã apresentaram temperaturas mais baixas. Em ambos os casos, observa-se uma elevação na temperatura de cerca de 20 °C após 4 h de ensaio.

Na FIGURA 7.11 são apresentados os resultados obtidos em termos de corrente elétrica e temperatura para os *Painéis*. O gradiente elétrico aplicado nestes concretos projetados foi igual a 1,05 V/cm. Na figura estão reunidos os resultados de 5 painéis.

7.11.a - Corrente elétrica

7.11.b - Temperatura

FIGURA 7.11 - Comportamento da corrente elétrica e da temperatura nos *Painéis* de concreto projetado. Gradientes elétricos 1,05 V/cm.

O comportamento da corrente elétrica registrado nos *Painéis* foi semelhante àquele registrado nas Placas: a corrente elétrica foi limitada a 3,10 A, mas neste caso o decréscimo após a 4ª hora foi pouco pronunciado. Os valores mínimos registrados se situaram na faixa de 2,7 A. Em relação à temperatura (registrada com termistores no pólo positivo), os valores registrados se apresentaram bastante dispersos, principalmente

devido à temperatura inicial ser muito diferente, tendo sido registrados inicialmente temperatura de 12 °C, 22 °C e 26 °C. Também não se verificou uma tendência de estabilização na temperatura durante as 5:30 h, e a partir das 3:30 h até o final do ensaio a temperatura média foi registrada nos *Painéis* se situou na faixa de 32 °C.

Em conjunto com a instrumentação para medida das deformações foram realizadas medidas de temperatura em diferentes pontos dentro das placas e painéis de concreto projetado (ver FIGURA 7.7 e 7.8). Estes resultados bem como a análise da distribuição de temperatura será apresentadas no item 7.5.1

Os eletrodos foram extraídos das *Placas* e *Painéis* poucos dias após a projeção para facilitar a extração de amostras para ensaios de compressão uniaxial. Nas FIGURAS 7.12 e 7.13 podem ser observados o aspecto dos eletrodos e do concreto projetado.

7.12.a - Eletrodo extraído

7.12.b - Face de concreto projetado onde foi extraído o eletrodo

FIGURA 7.12 - Aspecto dos eletrodos e do concreto projetado dias após ser submetido a ação do gradiente elétrico. Pólo positivo

7.13.a - Eletrodo extraído

7.13.b - Face de concreto projetado onde foi extraído o eletrodo

FIGURA 7.13 - Aspecto dos eletrodos e do concreto projetado dias após ser submetido a ação do gradiente elétrico. Pólo Negativo.

Os eletrodos retirados do pólo positivo apresentam um certo grau de corrosão, sem no entanto comprometer a estrutura da peça, com as soldas intactas. Os eletrodos retirados do pólo negativo apresentaram-se recobertos por uma película branca, facilmente removível por ácido clorídrico. Na face do concreto projetado em contato com os eletrodos o pólo negativo apresenta-se totalmente limpo, enquanto no pólo positivo podem-se observar as marcas da oxidação do eletrodo. No entanto, não há sinais de corrosão no concreto próximo a esta região.

7.4.2 – Comportamento mecânico

O comportamento mecânico do concreto projetado foi analisado utilizando técnicas de resistência à cravação durante a aplicação dos gradientes elétricos até o concreto projetado atingir aproximadamente 10 h de idade. Em idades maiores que 1 dia foram extraídos corpos de prova para medida da resistência à compressão uniaxial.

Para medidas de resistência à cravação utilizou-se o Penetrômetro de Profundidade Constante (PPC) até aproximadamente 7:30 h, idade a partir do qual não foi mais possível processar a cravação da agulha. As medidas de cravação remanescentes foram feitas utilizando o Penetrômetro de Energia Constante. Ambos os equipamentos foram largamente utilizados no Brasil por PRUDÊNCIO (1993) e FIGUEIREDO (1993, 1997). Para medir a resistência à compressão uniaxial foram extraídos corpos de prova com dimensões $\phi = 7,5$ cm e $H = 15$ cm, definidas em função da espessura do concreto projetado gerado, aproximadamente 16 cm. Na grande maioria, as extrações foram feitas pouco antes dos ensaios de ruptura com idades 1; 3; 7 e 28 dias, com no mínimo 3 amostras representativas de cada idade, e no máximo 3 extrações por *Placa* ou *Painel*.

No programa experimental realizado por FERREIRA (1997) foram realizados ensaios de compressão uniaxial em amostras de concreto com 12 h de idade, dados muito importantes para a medida de eficiência do método de aumento de resistência com gradiente elétrico. Infelizmente, não foi possível obter medidas de resistência à compressão nos concretos projetados com idades semelhantes. Nesta idade, o manuseio das *Placas* e *Painéis* era complicado, pois a retirada da forma provocava impactos que danificavam a estrutura do concreto projetado, principalmente aqueles não submetidos a gradientes elétricos. Além disso, a própria ação de extração comprometia o corpo de prova: o sistema rotativo de extração partia o corpo de prova de concreto projetado. Várias tentativas foram feitas, mas em nenhuma delas conseguiu-se obter uma amostra intacta. Por este motivo, as rupturas com idades menores que 1 dia foram suprimidas e a resistência à compressão foi estimada no máximo a 10 h de idade com o Penetrômetro de Energia Constante.

Na FIGURA 7.14 são apresentados os resultados obtidos com o Penetrômetro de Profundidade Constante para as Placas de concreto projetado submetidas a gradientes elétricos de 1,55 V/cm e 1,05 V/cm, bem como os respectivos valores de resistência à

compressão. Os valores de resistência à compressão foram obtidos a partir de expressões propostas por PRUDÊNCIO (1993), as quais correlacionam os valores registrados pelos penetrômetros a valores de resistência à compressão uniaxial em MPa.

Observa-se que os acréscimos de resistência a pequenas idades foram maiores nas placas de concretos submetidos ao gradiente elétrico 1,55 V/cm em comparação aos acréscimos obtidos nas placas submetidas ao gradiente elétrico 1,05 V/cm, como já era esperado em função dos resultados obtidos por FERREIRA (op. cit.).

7.14.a - Gradiente elétrico 1,05 V/cm

7.14.b - Gradiente elétrico 1,55 V/cm

FIGURA 7.14 - Índice de cravação como Penetrômetro Meynadier e Resistência à Compressão extrapolada para os concretos submetidos a Gradientes elétricos de 1,05 e 1,55 V/cm.

Os acréscimos de resistência obtidos nos concretos projetados submetidos ao gradiente elétrico de 1,55 V/cm foram de 150% com 4 h de idade, registrando resistências em torno de 300 kPa e a partir das 6 h de idade, quando já não foi mais possível fazer medidas de resistência à cravação com o Penetrômetro de Profundidade Constante, os acréscimos registrados foram de 130% com resistências de 700 kPa. Embora o efeito do gradiente elétrico de 1,05 V/cm tenha sido menos pronunciado, os acréscimo de resistência não foram desprezíveis: com 4 h de idade os acréscimos foram de aproximadamente 90% atingindo resistência de 150 kPa, e com 10 h de idade o concreto projetado atingiu 730 kPa, com acréscimos de 33%.

Nas *Placas* submetidas a gradientes elétricos 1,55 V/cm analisou-se a evolução da resistência à compressão até 28 dias de idade. Dentre os dois gradientes elétricos aplicados às placas, este foi escolhido para uma análise mais completa tendo em vista as elevadas resistências a pequenas idades. Além disso, como a corrente elétrica máxima foi limitada a 3 A e este mesmo valor foi aplicado também aos *Painéis* de concreto projetado, esta análise será interessante para verificar o efeito de gradientes elétricos diferentes (1,55 V/cm nas *Placas* e 1,05 V/cm nos *Painéis*) sobre a evolução da resistência.

A FIGURA 7.15 apresenta os resultados de compressão simples obtidos com as amostras extraídas das *Placas* de concreto projetado em idades 1, 3, 7 e 28 dias, bem como para as respectivas placas de referência. Os valores apresentados na FIGURA 7.15 foram adimensionalizados pela resistência à compressão a 28 dias do concreto projetado de referência, sendo 32 MPa a resistência média atingida por estes concretos nesta idade. Observa-se que a resistência atingida pelo concreto projetado atendeu aos requisitos de projeto para dimensionamento do traço. Nesta figura também são apresentadas as curvas ajustadas de evolução da resistência mecânica para os concretos projetados de referência e submetidos a gradientes elétricos obtidas com o modelo proposto por CHANG (1994) (equação 2.7).

Os resultados obtidos com o estudo da resistência à compressão a maiores idades do concreto projetado submetidos a gradientes elétricos apresentou excelentes resultados. Com 1 dia de idade obteve-se acréscimos de resistência em torno de 19 % e com 4 dias de idade os acréscimos se situam na faixa dos 12 %. Com 28 dias de idade, quando são registrada perdas de resistência como uso de aceleradores de pega químicos, a resistência dos concretos projetados submetidos a gradientes elétricos ainda é superior à resistência dos concretos projetados de referência, em média 9 % entre 21 e 28 dias.

FIGURA 7.15 - Resultados de resistência à compressão de concretos projetados submetidos ao Gradientes elétrico 1,55 V/cm: evolução da resistência a 28 dias (resultados de *Placas*).

Na FIGURA 7.16 são apresentados os resultados de resistência à cravação obtidos nos *Painéis* de concretos projetados submetidos a gradientes elétricos 1,05 V/cm, bem como a resistência à compressão correlacionada aos valores de IP. Incluiu-se no cálculo de f_c os resultados obtidos com o Penetrômetro de Energia Constante, os quais correspondem aos pontos indicados na figura. Este equipamento foi utilizado para estimar as tensões em idades mais próximas a 12 h.

FIGURA 7.16 - Índice de cravação e Resistência à Compressão extrapolada dos valores de IP para os concretos submetidos a Gradientes elétricos de 1,05 V/cm (análise em *Painéis*)

A cada painel foram projetadas placas de referência, mas na análise geral contida neste gráfico reuniu-se todos os resultados de placas de referência projetadas neste programa experimental, ou seja, aquelas projetadas em conjunto com a análise de *Placas* com gradientes elétricos.

Os resultados obtidos revelam também a eficiência do método de aumento de resistência com gradientes elétricos aplicados ao concreto projetado em grandes dimensões. Os acréscimos de resistência com 4 h de idade foram em torno de 47%, atingindo 200 kPa, e 87% de acréscimos com 8 h de idade, apresentando resistências de 920 kPa. Com 10 h de idade, as resistências à cravação obtidas com o PEC apresentam valores de 3 MPa nos concretos projetados dos *Painéis* submetidos ao gradiente elétrico 1,05 V/cm, enquanto nos concretos projetados das *Placas* de referência os valores obtidos foram em torno de 0,75 MPa, o que representa acréscimos de 270%.

A FIGURA 7.17 apresenta os resultados obtidos com a análise de resistência à compressão a maiores idades de corpos de prova extraídos dos *Painéis* de concreto projetado submetidos ao gradiente elétrico de 1,05 V/cm e as amostras extraídas das *Placas* de referência. Semelhante ao resultado obtido com a aplicação do gradiente elétrico 1,55 V/cm às *Placas*, as resistências à compressão do concreto dos *Painéis* submetidos ao gradiente elétrico 1,05 V/cm foram superiores à resistência das amostras provenientes das *Placas* de referência em idades até 28 dias. Em média, o acréscimo de resistência obtido com o gradiente elétrico nos *Painéis* de concreto projetado foi de 33 % entre 1 e 28 dias de idade. As curvas de evolução de resistência apresentadas na figura correspondem ao ajuste do modelo proposto por CHANG (1994).

FIGURA 7.17 - Resultados de resistência à compressão de concretos projetados submetidos ao Gradientes elétrico 1,05 V/cm: evolução da resistência a 28 dias (resultados de *Painéis*).

7.5 – Deformações independentes de tensões

O acompanhamento de deformações independentes de tensões teve como objetivo analisar a resposta das deformações de retração e térmica nos concretos projetados submetidos ao gradiente elétrico, tendo em vista os acréscimos de temperatura inerentes ao processo. Por este motivo, um extenso programa de medidas de temperatura acompanha a análise das deformações. Além do comportamento nas primeiras idades, durante a aplicação do gradiente elétrico, é necessário analisar o efeito no desenvolvimento das deformações de retração ao longo do tempo.

As medidas de deformação foram realizadas utilizando sensores de deformação da GEOKON modelo 4200, inseridos dentro do concreto projetado. As configurações de instrumentação nas placas e painéis foram apresentadas no item 7.2 (FIGURAS 7.7 e 7.8).

O registro das deformações foi computadorizado, utilizando-se o conjunto constituído por um Multiplexador acoplado ao sistema de aquisição MICRO 10 Datalogger, ambos da GEOKON. A TABELA 7.2 descreve a programação do sistema de aquisição, que corresponde ao intervalo entre o registro das deformações.

TABELA 7.2 - Intervalo entre as leituras de deformações independentes de tensões: programação do sistema de aquisição da dados do Datalogger Micro 10 da GEOKON

<i>Intervalo de tempo</i>	<i>Intervalo entre as leituras</i>
0 a 6 h	5 min
6 a 12 h	10 min
12 a 24 h	30 min
1 dia a 3 dias	60 min.
3 a 7 dias	6 h

O registro das deformações se iniciou aproximadamente 15 minutos após o término da projeção. Durante as 6 primeiras horas, o registro dos sensores foi feito a cada 5 minutos, o que significa que foi monitorado todo o intervalo anterior à pega do cimento.

A partir de 7 dias de idade, o registro das deformações passou a ser realizado em intervalos de 12 a 24 h, até que se completassem 28 dias de idade.

Com o objetivo de realizar uma análise mais próxima da realidade, a cura do concreto projetado ocorreu ao ar livre. Isso significou submeter o concreto projetado às alterações climáticas, com variações de umidade relativa do ar e temperatura ao longo dos 28 dias de registro das deformações. As análises foram procedidas desta maneira com o intuito de submeter o concreto projetado a condições ambientais variáveis comuns em obras subterrâneas, como foi apresentado por KUWAJIMA (1991). Os concretos projetados foram mantidos nas respectivas placas e painéis de projeção durante o registro das deformações, somente com a face superior exposta.

A análise das deformações foi realizada nos concretos projetados em placas e painéis, submetidos ao gradiente elétrico de 1,0 V/cm.

7.5.1 – Comportamento da temperatura durante a ação do gradiente elétrico

No item 7.4.1 foi apresentado o comportamento da temperatura registrada nos concretos projetados nas proximidades do pólo positivo durante a aplicação do gradiente elétrico. Um estudo mais detalhado da temperatura será agora apresentado, enfocando a distribuição desta ao longo da espessura da camada de concreto projetado, bem como sua distribuição na área dos painéis.

Na FIGURA 7.18 apresentam-se os resultados da temperatura registrada em 2 Placas de concreto projetado, sendo também incluídas as temperaturas registrada no mesmo período para o concreto projetado submetido à cura normal (3 placas de Referência). As temperaturas correspondem àquelas medidas na fibra interna e externa da camada de concreto projetado. As temperaturas foram registradas na posição central, a menos da Placa Ref 3, com medidas em dois pontos (ver esquema na FIGURA 7.7.b).

7.18.a - Placas Grad. Elétrico e Referência. Medidas na posição central.

7.18.b - Placas de Referência. Medidas em 2 pontos na superfície.

FIGURA 7.18 - Temperatura nas Placas de concreto projetado submetidas ao Gradiente elétrico 1,0 V/cm e concretos projetados de Referência. Medida na fibra interna e externa.

Analisando a evolução da temperatura durante a ação do gradiente elétrico, o termistor localizado nas proximidades do pólo positivo apresentou um acréscimo de 15°C (ver FIGURA 7.10) enquanto no centro das placas o acréscimo registrado foi um pouco menor, cerca de 11°C (valor correspondente ao termistor na fibra externa, cerca de 2,5 cm abaixo da superfície do concreto projetado, FIGURA 7.18). Considerando que a distância entre os dois pontos de medida de temperatura é cerca de 20 cm, constata-se a presença de um pequeno gradiente ao longo da placa de concreto projetado (em valores absolutos a variação entre dois pontos foi cerca de 4°C). Em relação à

variação da temperatura ao longo da espessura do concreto projetado (aproximadamente 16 cm), observa-se que o valor registrado na fibra externa é inferior à temperatura registrada na fibra interna, com uma diferença de aproximadamente 3 °C no final do intervalo de aplicação do gradiente elétrico. Embora este valor seja próximo da variação de temperatura registrada ao longo da extensão do bloco de concreto projetado, neste caso a distância entre os pontos de medida foi menor, com 11 cm aproximadamente. Nos concretos projetados submetidos à cura normal, a diferença entre as temperaturas na fibra externa e interna foi no máximo 1,2 °C, ligeiramente mais alta na fibra interna, o que é de se esperar devido à maior dissipação na fibra externa.

Os valores máximos de temperatura registrados foram aproximadamente 35 °C e 32 °C nas fibras interna e externa do concreto projetado, para temperaturas iniciais em torno de 21 °C. Estas temperaturas são aproximadamente 14 °C mais altas que nas placas de referência, o que deixa evidente a importância desta elevação de temperatura sobre as deformações em uma fase de altos coeficiente de expansão térmica.

Uma análise mais completa da temperatura durante a ação do gradiente elétrico foi realizada nos *Painéis* de concreto projetado pelo fato de estes apresentarem maior área superficial. Os termistores foram instalados nos *Painéis* de concreto projetado locados 20 cm entre si e a 20 cm dos eletrodos positivo e negativo, a 2,5 cm da superfície do concreto projetado e a 2,5 cm da forma de madeira (ver FIGURA 7.8). Os resultados do registro da temperatura em 2 *Painéis* de concreto projetado são apresentados na FIGURA 7.19.

Pode-se observar que as temperaturas registradas em 3 pontos ao longo da superfície do concreto projetado estão muito próximas entre si, com uma diferença média de 1 °C. A tendência da evolução da temperatura nos *Painéis* foi semelhante àquela que ocorreu nas *Placas*. No *Painel 2* os acréscimos de temperatura pela passagem do gradiente elétrico foram bastante altos (aproximadamente 19 °C). A 6 h de idade a temperatura atingiu 38 a 42 °C.

Observa-se que as temperaturas registradas nas *Placas* e *Painéis* submetidos ao gradiente elétrico apresentam uma mudança de inclinação nas curvas próximo a 3ª h de idade. Apesar de um fenômeno semelhante ter sido registrado nos concretos em laboratório, naqueles ensaios a temperatura passa a ser aproximadamente constante a partir desta idade.

7.19.a – Temperatura registrada no Painel 1

7.19.b - Temperatura registrada no Painel 2

FIGURA 7.19 - Análise detalhada da temperatura nos *Painéis* de concreto projetado submetidos ao Gradientes elétricos 1,0 V/cm. Registro da temperatura em 3 pontos na superfície e em 2 posições ao longo da espessura da camada.

A temperatura maior no pólo positivo pode ser explicada pela ocorrência de eletro-osmose nos primeiros instantes da aplicação do gradiente elétrico. No início, a água é retirada do pólo positivo, aumentando resistividade elétrica. No pólo negativo ocorre o oposto. A potência térmica dissipada pela corrente elétrica em cada elemento do corpo de prova é dada pelo produto da resistência pela intensidade da corrente. Como a intensidade da corrente elétrica é aproximadamente constante ao longo de todo o corpo de prova, a maior potência corresponderá à região de maior resistência, ou seja, proximidades do pólo positivo.

7.5.2 – Comportamento das deformações durante a ação do gradiente elétrico

As deformações registradas nas primeiras horas do concreto projetado correspondem a deformações independentes de tensões, provocadas pelas reações químicas (deformações autógenas) e pelas variações de temperatura durante a hidratação do cimento. Medidas de deformações em idades menores que 12 h não são comuns em concretos convencionais. Os resultados encontrados na literatura se concentram no comportamento das deformações em idades maiores que 4 h.

Os sensores de deformação utilizados são procedentes da GEOKON modelo VCE 4200 específicos para operarem internamente ao concreto projetado, selecionados para esta pesquisa por serem extremamente sensíveis para registrar pequenas variações de deformações e robustos o suficiente para suportar aos impactos da projeção. A instalação nas *Placas* e *Painéis* antes da projeção e a alta sensibilidade permitiram o registro das deformações em idades inferiores à pega do cimento. A configuração da instrumentação utilizada foi apresentada nas FIGURAS 7.7 e 7.8. A FIGURA 7.20 apresenta os sensores já posicionados nas placas e painéis, antes da projeção.

Os sensores foram instalados fixos por fios metálicos a tarugos de madeira que se projetam da base inferior das *Placas* e *Painéis*, apoiados aos tarugos em dois pontos com espaçamento de 11 cm, deixando as bordas livres. Para evitar interferência com o gradiente elétrico, as abraçadeiras metálicas que acompanham os sensores não foram utilizadas, e a fixação da bobina onde se localiza o termistor e os dispositivos que medem a resposta da corda vibrante quando solicitada foi feita com fita plástica.

O registro das informações dos sensores das *Placas* e *Painéis* foi automatizado utilizando-se o sistema de aquisição de dados Datalogger Micro 10. Os sensores foram acoplados a um multiplexador de canais Modelo 8023 16/32 da GEOKON, o qual fez a conexão dos sensores com o Datalogger. Via computador, um software da Canary System faz o gerenciamento das informações do Datalogger, como: valores zeros, programação do intervalo entre leituras, ativação, finalização, coleta de informações e acompanhamento das leituras. A vantagem deste sistema de aquisição é a operação independente do computador, sendo capaz de armazenar um grande número de dados, permitindo assim a conexão esporádica com um computador somente para coleta de dados em um determinado intervalo de tempo. Detalhes sobre os instrumentos e o sistema de aquisição de dados são apresentados no APÊNDICE B.

7.20.a - Posicionamento dos Sensores de deformação VCE 4200 nas Placas de concreto projetado.

7.20.b - Posicionamento dos Sensores de deformação VCE 4200 nos Painéis de concreto projetado.

7.20.c - Posicionamento dos Sensores de deformação VCE 4200 ao longo da espessura da camada de concreto projetado. Detalhe da instalação

FIGURA 7.20 - Sensores de deformação VCE 4200 da GEOKON nas Placas e Painéis: registro de deformações independentes de tensões e temperatura no concreto projetado.

Durante a projeção foi possível, utilizando-se o Datalogger, acompanhar o comportamento destes sensores via computador e assim identificar aqueles que foram submetidos a impactos que poderiam danificar o registro das informações pós-projeção.

Em cada *Placa* ou *Painel* de concreto projetado o acompanhamento das deformações teve duração de 28 dias, sendo 7 deles com registro de informações automatizado via Datalogger. Após o 7º dia, as leituras passaram a ser feitas com a leitora GK 403 da GEOKON. Não foi possível manter o sistema de aquisição conectado por um período maior pois, embora um número maior de *Placas* e *Painéis* pudesse ser produzido em um mesmo dia, tinha-se como limitante as fontes geradoras de tensão, as quais permitiam no máximo a aplicação do gradiente elétrico em 2 placas por dia.

Na FIGURA 7.21 apresentam-se as deformações registradas no concreto projetado das *Placas* durante a ação do gradiente elétrico, medidas no centro das placas. Sensores também foram instalados no concreto projetado submetido à cura ambiente (*Placas* de Referência), e estes resultados também são apresentados, com medidas no centro da placa e em duas posições ao longo da superfície (ver esquema de instrumentação na FIGURA 7.7).

Os valores pós-projeção foram tomados como valores iniciais para o registro das deformações. As temperaturas apresentadas na FIGURA 7.18 correspondem ao registro simultâneo com as deformações nas *Placas* de concreto projetado.

As *Placas* de concreto projetado submetidas ao gradiente elétrico apresentaram deformações basicamente de expansão, maiores nos sensores posicionados na fibra interna da camada de concreto projetado. Este comportamento é coerente com aquele observado na temperatura, sendo estas mais elevadas também na fibra interna. Em uma das placas o sensor na fibra externa apresentou baixos valores de deformações de expansão, diminuindo ainda mais com o decorrer do ensaio quando a temperatura ainda aumentava, caracterizando a influência da retração. Pode-se notar uma grande diferença nos valores registrados: cerca de 140 e 90 $\mu\epsilon$ nos sensores posicionados na fibra interna e cerca de 100 e 10 $\mu\epsilon$ nos sensores posicionados na fibra externa no final da aplicação do gradiente elétrico. Nestes sensores não foram registrados problemas durante a fase de projeção, o que elimina questionamentos quanto ao comportamento registrado.

7.21.a - Concreto projetado submetido ao gradiente elétrico: deformações no Centro das Placas GE 1 e 2.

7.21.b - Concreto projetado de referência: deformações no Centro das Placas Ref. 1 e 2

7.21.c - Concreto projetado de referência: deformações em duas posições na superfície da Placa Ref. 3
FIGURA 7.21 - Deformações independentes de tensões registradas nas Placas de concreto projetado submetidas ao Gradiente Elétrico 1,05 V/cm e nos concretos projetado de Referência.

Nas FIGURAS 7.21.b e 7.21.c são apresentadas as deformações registradas nos concretos projetados submetidas à cura ambiente (*Placas* de Referência). As deformações registradas são também de expansão, com a diferença de estes valores serem bem mais baixos que aqueles registrados no concreto projetado submetido a gradientes elétricos, aproximadamente 20 a 30 $\mu\epsilon$. Após a 4ª h a expansão começa a diminuir ainda com um discreto aumento da temperatura, e o concreto chega até mesmo a apresentar contração na fibra externa devida a retração. O sensor *Ref 2 Int.* apresentou grandes oscilações durante a fase de projeção, e os valores por ele registrado se diferenciam do comportamento dos demais. A placa com dois sensores (*Ref. 3*), apresentou deformações mais homogêneas na fibra interna que na fibra externa, com valores muito próximos das *Placas Ref. 1 e Ref. 2*

Na FIGURA 7.22 são apresentados os resultados de deformações registrados em 3 pontos ao longo da extensão dos *Painéis* de concreto projetado.

FIGURA 7.22 - Deformações independentes de tensões registradas nos *Painéis* de concreto projetado submetidos ao Gradiente Elétrico 1,0 V/cm.

O comportamento é coerente com aquele observado nas *Placas*. É possível observar mais detalhes já que existem sensores nos dois pólos além do centro. A grande diferença ocorre na fibra externa do Pólo (+). Até cerca de 2 h de idade, o comportamento de todos os sensores pode ser explicado, com pequenas discrepâncias, por variações térmicas. A partir de 2 h, a curva do sensor externo do Pólo (+) diminui

drasticamente a tendência de acréscimo de deformações. Quando o panorama é observado de modo mais global, como nas FIGURAS 7.23 e 7.25, observa-se uma tendência geral semelhante, em vários sensores em várias posições, que pode levar a deformação passar por um mínimo a cerca de 8 h de idade nos concretos projetados de referência ou a 6 h nos concretos projetados com gradiente elétrico. Fica claro que o gradiente elétrico acelerou o processo. No geral, as deformações registradas se situaram na faixa de 60 a 80 $\mu\epsilon$ exceto para o sensor na fibra externa do Pólo (+), que registrou valores em torno de 35 a 20 $\mu\epsilon$.

7.5.3 – Comportamento das deformações após a aplicação do gradiente elétrico

As deformações independentes de tensões e a temperatura do concreto projetado foram monitorado nas *Placas* e *Painéis* durante 28 dias, com intervalo entre as leituras crescente com o tempo. A análise de deformações independente de tensões está sendo feita dividindo o comportamento a 28 dias em 4 fases:

- Até 5:30 h de idade, para análise durante a atuação do gradiente elétrico (discutido no item anterior)
- Até 3 dias de idade, fase durante a qual se tem notícia de maiores deformações provocadas pelas reações exotérmicas de hidratação
- Entre 3 e 28 dias de idade, período no qual a hidratação é mais lenta e espera-se por estabilização das deformações.

A FIGURA 7.23 apresenta os resultados de deformações registrados nas *Placas* de concreto projetado submetidas ao gradiente elétrico e *Placas* de referência até 3 dias de idade. Observa-se que o comportamento das deformações entre os concretos projetados submetidos ao gradiente elétrico e mantidos em cura ambiente são bem diferentes. A FIGURA 7.24 apresenta a evolução da temperatura no mesmo intervalo de tempo.

7.23.a - Concreto projetado submetido ao gradiente elétrico: deformações no centro das Placas GE 1 e 2.

7.23.b - Concreto projetado de referência: deformações no centro das Placas Ref. 1 e 2

7.23.c - Concreto projetado de referência: deformações em duas posições na superfície da Placa Ref. 3
 FIGURA 7.23 - Deformações independentes de tensões registradas nas Placas de concreto projetado submetidas ao Gradiente Elétrico 1,0 V/cm e concreto projetado de Referência até 3 dias de idade.

7.24.a - Concreto projetado submetido ao gradiente elétrico: temperatura no centro das Placas GE 1 e 2.

7.24.b - Concreto projetado de referência: temperatura no centro das Placas Ref. 1 e 2

7.24.c - Concreto projetado de referência: temperatura em duas posições na superfície da Placa Ref. 3
FIGURA 7.24 - Temperatura registradas nas Placas de concreto projetado submetidas ao Gradiente Elétrico 1,0 V/cm e concreto projetado de Referência até 3 dias de idade.

Quando submetidos a gradientes elétricos, as deformações do concreto projetado são crescentes até as 10 h de idade e tipicamente de expansão, com a fibra externa apresentando menores valores, os quais se mantêm até aproximadamente 24 h. A partir desta idade, a tendência à retração na fibra externa se acentua. Por outro lado, na fibra interna, os valores máximos atingidos a 24 h sofrem menor alteração no intervalo de tempo analisado.

Já os concretos projetados de referência, sem ação do gradiente elétrico, apresentam valores máximos de expansão com idades entre 18 e 24 h, sendo estes no geral inferiores àqueles registrados nos concretos projetados submetidos a gradientes elétricos, exceto para a *Placa Ref. 2*. Pode-se observar também que apresentam maiores oscilações em torno do valor máximo, tanto na fibra externa como interna, tendendo a retrair a partir das 22 h de idade. Em todos os casos, maiores deformações de expansão ocorrem na fibra interna que na externa, pelos efeitos combinados de temperatura e retração.

A FIGURA 7.25 apresenta o comportamento em termos de deformações e temperatura durante os 3 primeiros dias de idade nos *Painéis* de concreto projetado. As deformações registradas pelos sensores foram no geral menores que aquelas registradas no concreto projetado das *Placas*, embora o comportamento nas primeiras horas seja bastante semelhante: deformações expansivas crescentes linearmente. Uma mudança drástica ocorre a cerca de 8 h de idade, quando as deformações param de crescer, chegando a diminuir. Este fato é explicado por uma cobertura que foi colocada sobre o *Painel*, tendo permanecido coberto até a manhã do dia seguinte.

Nas fibras internas, nas 3 localidades, o decréscimo é menor, e as deformações se mantêm em patamares superiores, sendo maior no pólo positivo, ligeiramente menor no centro e intermediário no pólo negativo. Nas fibras externas, os patamares são bem mais baixos, sendo maior a deformação no pólo negativo, menor no positivo e intermediário no centro. A 24 h ocorre uma clara tendência a retração nas fibras externas, confirmando o comportamento observado anteriormente nas *Placas*.

Em relação à temperatura, tanto as *Placas* como os *Painéis* experimentaram oscilações consideráveis, provocadas pela exposição destas ao ambiente durante o intervalo de análise. É interessante observar que as temperaturas ambientes condicionam os ciclos de temperatura do concreto projetado, mas apresentam valores mais baixos que o material.

7.25.a - Deformações independentes de tensões

7.25.b - Variação da temperatura

FIGURA 7.25 - Deformações independentes de tensões e temperatura registradas nos *Painéis* de concreto projetado submetidos ao Gradiente Elétrico 1,0 V/cm durante os 3 primeiros dias de idade.

As FIGURAS 7.26 e 7.28 apresentam as deformações medidas ao longo de 28 dias. Analisando os dados de forma global, pode-se observar que os primeiros sinais de retração ocorrem aproximadamente a 24 h de idade, invertendo-se o sentido das deformações da tendência a expansão, muito mais nítidos na fibra externa.

7.26.a - Concreto projetado submetido ao gradiente elétrico: deformações no centro das Placas GE 1 e 2.

7.26.b - Concreto projetado de referência: deformações no centro das Placas Ref. 1 e 2

7.26.c - Concreto projetado de referência: deformações em duas posições na superfície da Placa Ref. 3

FIGURA 7.26 - Deformações independentes de tensões registradas nas Placas de concreto projetado submetidas ao Gradiente Elétrico 1,0 V/cm e concretos projetado de Referência ao longo de 28 dias.

7.27.a - Concreto projetado submetido ao gradiente elétrico: temperatura no centro das Placas GE 1 e 2 e Ref. 1 e 2

7.27.c - Concreto projetado de referência: temperatura em duas posições na superfície da Placa Ref. 3
FIGURA 7.27 - Temperatura registradas nas Placas de concreto projetado submetidas ao Gradiente Elétrico 1,0 V/cm e concretos projetado de Referência ao longo de 28 dias.

Anteriormente a 24 h, constata-se que entre 3 a 6 h as deformações, de caráter expansivo, tendem a apresentar retração ou uma diminuição na velocidade de crescimento das deformações, fato que pode ser observado tanto nas placas com gradiente elétrico e referência, bem como nos painéis.

Uma nova tendência a expansão se apresenta com dois dias de idade, pouco evidente em valor mas presente tanto nas placas e painéis submetidos ao gradiente elétrico quanto de referência. A partir dos 3 dias de idade pode-se constatar deformações de retração com crescimento lento na fibra interna, associada a pequenos

ciclos de expansão, de pequena amplitude, comportamento que pode ser constatado tanto para os concretos projetados de referência como aqueles submetidos ao gradiente elétrico nas Placas e Painéis. Na fibra externa também se verifica nesta idade o início de uma retração mais expressiva, apesar de evidentes picos de expansão ao longo dos 28 dias. A discussão deste comportamento evidente de retração associado a picos de expansão será discutido no item 7.5.4.

7.28.a - Deformações independentes de tensões

7.28.b - Variação da temperatura

FIGURA 7.28 - Deformações independentes de tensões e temperatura registradas nos *Painéis* de concreto projetado submetidas ao Gradiente Elétrico 1,0 V/cm ao longo de 28 dias de análise.

A evolução de temperatura ao longo dos 28 dias para as Placas e Painéis é apresentada nas FIGURAS 7.27 e 7.28.b.

Comparando-se a evolução das deformações do programa experimental com o comportamento teórico admitido por SCHUBERT (1988) até 6 dias de idade apresentado na FIGURA 3.4 (CAPÍTULO 3), constata-se que as tendências de evolução nas deformações são parecidas, mas com valores muito diferentes. Analisando o concreto projetado de referência, os picos das deformações expansivas ocorrem mais tarde que o previsto teoricamente, próximo a 24 h, e são no geral maiores que $50 \mu\epsilon$. Além disso, a velocidade com que se apresenta a retração logo após o valor de pico é muito menor que o previsto pela expressão de SCHUBERT (op. cit.)

As TABELAS 7.3 e 7.4 apresentam uma reunião das deformações registradas nas Placas e Painéis de concreto projetado submetidos ao gradiente elétrico e concretos projetados de referência em diferentes idades, bem como as diferenças entre deformações e temperatura medidas na fibra interna e externa da camada de concreto projetado.

Pode-se observar que as diferenças de deformação ($\Delta\epsilon$) entre fibras externa e interna do concreto projetado submetido ao gradiente elétrico são no geral menores que aquelas registrada nos concretos projetados de referência em idades maiores que 3 dias. Isto significa que a evolução da retração em função do tempo pode ter sido alterada pela passagem da corrente elétrica.

Nos resultados de Painéis, pode-se observar um nítido efeito do Pólo (+) sobre as deformações, onde $\Delta\epsilon$ foi 2 a 3 vezes maior que nas outras posições ao longo da extensão do painel. Em relação a diferença de temperatura (ΔT), este valor somente foi maior nos concretos projetados submetidos ao gradiente elétrico com 6 h de idade, quando ainda se tem efeito da passagem da corrente elétrica; nas demais idades a diferença de temperatura entre sensores posicionados nas fibras externa e interna foi muito semelhante nos concretos projetados submetidos ao gradiente elétrico e concretos projetados de referência.

TABELA 7.3 - Deformações, temperatura e diferença nos valores medidos entre fibra externa e interna do concreto projetado em *Placas* (medidas na posição Central)

	Idade	Deformações ($\mu\epsilon$)			Temperatura ($^{\circ}\text{C}$)		
		$\epsilon_{\text{Interna}}$	$\epsilon_{\text{Externa}}$	$\Delta\epsilon$	T_{Interna}	T_{Externa}	ΔT
Placa GE 1	6 h	157,05	105,51	51,54	36,30	33,35	2,95
	1 dia	221,51	157,46	64,05	24,92	27,38	-2,47
	3 dias	233,57	128,46	105,11	24,92	26,12	-1,20
	7 dias	207,74	102,73	105,01	21,80	21,7	0,10
	28 dias	151,69	114,54	37,15	26,60	27,20	-0,60
Placa GE 2	6 h	91,86	9,34	82,51	34,52	31,41	3,11
	1 dia	153,79	60,91	82,88	24,25	26,25	-2,00
	3 dias	157,44	32,90	124,51	26,25	27,59	-1,34
	7 dias	129,56	19,91	108,65	21,70	21,80	-0,10
	28 dias	94,90	-5,58	100,38	27,80	28,30	-0,50
Referência 1	6 h	15,76	-14,26	30,02	23,09	21,87	1,22
	1 dia	66,37	-9,87	76,24	24,82	26,25	-1,43
	3 dias	68,62	-53,48	122,09	27,62	28,80	-1,17
	7 dias	59,21	-82,36	141,57	21,80	22,00	-0,20
	28 dias	21,13	-126,69	147,82	28,20	28,80	-0,60
Referência 2	6 h	77,67	10,62	67,05	22,87	21,68	1,19
	1 dia	223,31	103,41	118,90	24,18	25,11	-0,92
	3 dias	214,59	51,40	163,19	27,96	29,04	-1,08
	7 dias	208,69	41,27	167,42	21,70	22,00	-0,30
	28 dias	136,73	23,50	113,23	27,90	28,40	-0,50

TABELA 7.4 - Deformações, temperatura e diferença nos valores medidos entre fibra externa e interna do concreto projetado em *Painéis*.

Deformações ($\mu\epsilon$)									
Idade	Pólo (-)			Central			Pólo (+)		
	$\epsilon_{\text{Interna}}$	$\epsilon_{\text{Externa}}$	$\Delta\epsilon$	$\epsilon_{\text{Interna}}$	$\epsilon_{\text{Externa}}$	$\Delta\epsilon$	$\epsilon_{\text{Interna}}$	$\epsilon_{\text{Externa}}$	$\Delta\epsilon$
6 h	78,06	78,28	-0,21	68,27	70,09	-1,82	90,48	17,60	72,88
1 dia	116,56	109,62	6,94	103,52	82,59	20,93	126,89	40,16	86,73
3 dias	132,11	78,89	53,22	116,73	50,65	66,08	137,80	7,90	129,90
7 dias	108,05	92,03	16,02	92,70	59,51	33,19	121,92	19,74	102,18
28 dias	60,31	24,75	35,55	54,22	-6,47	60,69	85,56	-40,18	125,74
Temperatura ($^{\circ}\text{C}$)									
Idade	Pólo (-)			Central			Pólo (+)		
	T_{Interna}	T_{Externa}	ΔT	T_{Interna}	T_{Externa}	ΔT	T_{Interna}	T_{Externa}	ΔT
6 h	34,52	32,83	1,69	35,06	32,44	2,62	34,55	33,23	2,21
1 dia	28,48	29,86	-1,38	28,80	31,41	-2,61	27,69	30,48	-2,79
3 dias	24,06	26,65	-2,59	24,15	28,14	-3,98	24,09	27,96	-3,87
7 dias	19,19	22,17	-2,98	19,28	24,06	-4,78	19,22	23,87	-4,65
28 dias	31,30	33,50	-2,20	31,10	34,3	-3,20	32,00	34,90	-2,90

7.5.4 – Considerações sobre o efeito das variações ambientais sobre as deformações independentes de tensões do concreto projetado

As oscilações de temperatura registradas nos concretos projetados (ver FIGURAS 7.27 e 7.28.b) são um indicativo das da influência variações ambientais que ocorreram durante o período de cura. Estas alterações ambientais exercem efeito no comportamento das deformações. No entanto, além do efeito da temperatura, outros fatores devem ser levados em consideração, como por exemplo a umidade relativa do ar que o concreto projetado experimentou, com incidência de ciclos de molhagem (chuva) e secagem (exposição ao sol). Elevações de temperatura provocariam expansão do concreto projetado, mas nas FIGURAS 7.26 e 7.28.a não se observa uma clara tendência a este fenômeno, estando as deformações condicionados ao efeito combinado de menor umidade relativa do ar e retração mais acentuada, de acordo com estudos de JENSEN & HANSEN (1991).

Melhor entendimento do comportamento do concreto projetado frente a estas condições ambientais deve ser buscado na análise das deformações a longo prazo. Como pode ser observado nas FIGURAS 7.26 e 7.28.a, as deformações apresentaram grandes oscilações ao longo do período de registro de informações. Para uma correta interpretação destes resultados, é necessário correlacioná-los com as condições climáticas durante o período, visto que as *Placas* e *Painéis* ficam expostas a condições ambientais. Embora alterações ambientais tão severas quanto as atuantes neste estudo não ocorram no interior de túneis (ciclos de chuva e exposição ao sol), o concreto projetado é suscetível a variações de umidade relativa provocadas por alterações no ciclo de ventilação, como foi observado por KUWAJIMA (op. cit.) e GOLSER et al. (op. cit.), o que torna válido o estudo do efeito destas condições sobre o comportamento do concreto projetado.

As informações sobre as variações climáticas foram obtidas junto à Estação Climatológica pertencente ao Departamento de Hidráulica e Saneamento da EESC-USP, localizadas a 18 km do local do ensaio. Esta estação de medição climatológica é a mais próxima do local onde os ensaios foram realizados, e apresentam uma estimativa geral da região de São Carlos. Os dados de interesse para a análise são: precipitação pluviométrica (alturas diárias de chuva), umidade relativa média (registro diário às 9, 15 e 21 h) e radiação solar (registro diário das 6 às 18 h). A temperatura ambiente foi

registrada no local de ensaio. A variação das condições climáticas em função do intervalo na qual se processou a cura dos concretos das *Placas* e *Painéis* está apresentada no ANEXO C. De uma maneira geral, o clima na região se caracteriza por ciclos chuvosos associados a quedas de temperatura e alta umidade relativa alternados com períodos de altas temperatura associados a altas radiações solares e baixa umidade relativa do ar.

Os ciclos alternados de variação de umidade relativa, associados a períodos de precipitações climáticas e altas temperaturas irão auxiliar na análise das oscilações registradas nas deformações.

Como já foi discutido no item 7.5.3, os primeiros sinais de retração ocorrem aproximadamente a 24 h de idade, seguidos por uma nova expansão a dois dias de idade, pouco evidente em valor mas presente tanto nas placas e painéis submetidos ao gradiente elétrico como nas de referência. Estes ciclos, no entanto, não estão associados a elevações de temperatura, e sim a altas umidades relativas, acima de 65%. Com 3 dias de idade a inversão das deformações é mais nítida, quando claramente o concreto projetado passa a exibir uma tendência de retrair tanto na fibra interna como na fibra externa.

Enquanto na fibra interna uma retração lenta se inicia após o 3º dia de idade, na fibra externa se registra uma tendência à retração sujeita a picos de expansão bem evidentes. Estes picos são a resposta do concreto projetado a ciclos de umidade provocados por chuvas e altas umidade relativas (acima 85%). Confrontado-se os gráficos de precipitação pluviométrica e umidade relativa, pode-se explicar a expansão que se iniciou ao 5º dia nas *Placas*, provocada por uma chuva seguida de um período de 2 dias com altas umidades relativas. A precipitação também explica os picos ocorridos a partir do 11º e 17º dia de idade. Nos *Painéis*, uma forte chuva aos 4 dias de idade provocou uma expansão que se manteve por mais 2 dias nos quais a umidade relativa mínima foi de 85%, o mesmo ocorrendo no 11º dia. A tendência à retração nos *Painéis* foi interrompida aos 19 dias de idade, quando se iniciou um período de dias chuvosos e altas umidades relativas que se mantiveram até o final do registro das deformações, provocando expansões até o 25º dia.

Estes resultados confirmam as conclusões de KUWAJIMA (op. cit.), verificando expansão no concreto projetado por variação de umidade relativa do ar ou fornecimento de água. Pode-se observar também que a resposta à expansão por variação no teor de umidade do concreto projetado é mais rápida que a aquela produzida por elevação na

temperatura quando em maiores idades. No *Painel* e na *Placa Ref. 3*, a partir de 7 dias de idade as deformações foram registradas em intervalos de 6 a 12 h, permitindo assim verificar as oscilações ao longo do dia na ausência de chuva. Observa-se que as maiores temperaturas estão associadas a picos de retração. O registro destes picos ocorreu nos horários em final de tarde, após o concreto projetado ter sido submetido a altas incidências solares associadas a baixas umidades relativas (inferiores a 60%). Os demais registros de deformação ocorriam à noite, quando a umidade relativa do ar é mais alta, o que provocava a expansão ainda que na ausência no fornecimento de água.

Estes resultados são importantes sob o ponto de vista da diferença de comportamentos no concreto projetado que podem vir a ocorrer pela variação no teor de umidade, como por exemplo, a diferença na fibra interna e externa de espessas camada de suporte pelo fornecimento de água pelo solo sobre o qual se efetua a projeção. O efeito da projeção em diferentes tipos de solos será discutido no item 8.6.4.

7.5.5 – Identificação das parcelas de deformações por elevação de temperatura e de retração

As parcelas de deformações independentes de tensões medidas nas *Placas* e *Painéis* de concreto projetado foram analisadas a partir do comportamento previsto por SCHUBERT (1988), apresentado na FIGURA 3.4. Segundo aquele autor, até 4 dias de idade tem-se a soma dos efeitos das parcelas de deformações por elevação de temperatura e retração, e a partir desta idade ocorrem somente deformações de retração no concreto projetado.

A discussão desenvolvida no item 7.5.4 confirma que o efeito da temperatura tem pequenos efeitos sobre as deformações totais medidas, sendo os picos registrados no programa experimental resultantes da ação conjunta de variação de umidade relativa do ar e alteração da umidade interna do concreto projetado (ciclos de chuva e alta incidência solar). Mesmo a pequenas idades, entre 1 e 3 dias, não foi observada uma coerência entre elevação de temperatura e deformações expansivas.

Para análise da parcela de deformações de retração, sua evolução em função do tempo foi calculada considerando-se o modelo do ACI (1978) proposta por SCHUBERT (1988) como válido para concretos projetado e já verificada por MÜLLER (2001) (ver expressão 7.1):

$$\varepsilon_{sh} = \varepsilon_{sh(\infty)} \cdot \left(\frac{t}{B + t} \right) \quad (7.1)$$

onde

$\varepsilon_{sh(\infty)}$: a deformação de retração final

t : idade em dias

B : parâmetro que descreve o desenvolvimento da retração com o tempo

Os parâmetros do modelo do ACI (op. cit.) foram calculados para os concretos projetados do programa experimental com os registros das deformações a partir de 4 dias de idade, admitindo-se que a partir desta idade as deformações registradas pelo sensor sejam unicamente devidas à retração, tendo-se anulado o efeito da temperatura ainda que esta continue se elevando em ciclos periódicos.

A hipótese de admitir que não se tenha mais efeitos das deformações por elevação de temperatura após o 4º dia foi fundamentada nas considerações de SCHUBERT (1988) (ver FIGURA 3.4), comprovadas nas considerações do item 7.5.4. Nos casos onde as deformações expansivas foram altas (concreto projetado submetido ao gradiente elétrico na fibra interna) o ajuste ao modelo foi feito admitindo-se que as deformações de retração se iniciaram aproximadamente com 20 a 24 h de idade, sendo o valor máximo desta idade tomado como deformação zero correspondente ao instante no qual se iniciam as deformações de retração. Com este procedimento foi possível aplicar o modelo para cálculo da evolução das retrações e estimativa da retração final ($\varepsilon_{sh\infty}$), mas as deformações antes de 4 dias foram desprezadas.

As FIGURAS 7.29 e 7.30 apresentam o ajuste do modelo de retração do ACI (op. cit.) aos resultados experimentais para o concreto projetado de referência e submetido ao gradiente elétrico (placas e painel). Observa-se que o modelo tem um bom ajuste às deformações medidas na fibra interna da camada de concreto projetado. Na fibra externa, devido as oscilações produzidas pelas variações climáticas, a representatividade do modelo aos resultados experimentais é razoável, indicando apenas tendências na evolução das deformações em função do tempo.

A TABELA 7.5 apresenta os parâmetros do modelo de retração do ACI (1978) obtidos para os dados experimentais: $\varepsilon_{sh\infty}$ e B .

TABELA 7.5 - Parâmetros da expressão do ACI (1978) obtidos nos concretos projetados de Referência e submetidos ao Gradiente Elétrico = 1,0 V/cm. Placas e Painéis.

Experimento	Posição do sensor	$\varepsilon_{sh\infty}$ ($\mu\epsilon$) B (h)		$\varepsilon_{sh\infty}$ ($\mu\epsilon$) B (h)	
		Fibra Interna		Fibra Externa	
Pl. Referência 1	Central	139,06	879,04	171,83	84,63
Pl. Referência 2	Central	380,20	1871,57	143,24	38,07
Pl. Refer. 3	1	139,24	1401,49	182,33	169,08
	2	145,47	1539,85	212,73	193,04
Pl. Grad. Elét. 1	Central	395,24	3055,24	128,37	41,01
Pl. Grad. Elét. 2	Central	104,71	479,71	122,68	47,96
Painel Grad. Elét.	Pólo +	288,00	2165,00	147,63	119,00
	Central	291,13	2180,00	178,44	392,87
	Pólo -	218,00	2538,50	145,34	288,12

7.29.a - Concreto projetado de referência: deformações no centro das Placas Ref. 1 e 2

7.29.b - Concreto projetado de referência: deformações em duas posições na superfície da Placa Ref. 3

FIGURA 7.29 - Modelo de retração ACI (1978) e resultados experimentais. Concreto projetado de referência.

7.30.a- Placas: fibra interna e fibra externa

7.30.b - Paineis: fibra interna

7.30.c - Paineis: fibra externa

FIGURA 7.30 - Modelo de retração ACI (1978) e resultados experimentais.
Concreto projetado de submetido ao gradiente elétrico: *Placas e Paineis*

Constata-se uma grande diferença nos parâmetros do modelo obtidos nos resultados de *Placas* em *Painéis* (retração final entre 140 e 220 $\mu\epsilon$ na fibra externa) em relação àqueles apresentados por MÜLLER (2001), o qual registrou retração na faixa de 650 a 1100 $\mu\epsilon$ com 25 dias de idade. Esta diferença pode ser resultante dos materiais utilizados na projeção, essencialmente diferentes e ainda pela ausência de aditivos. No entanto, o fator preponderante acredita-se que esteja ligado ao procedimento utilizado por aquele autor para medida das deformações independentes de tensões: o corpo de prova foi mantido totalmente exposto em ambiente de laboratório, sem proteção, e o sensor foi instalado externamente à peça de concreto projetado. Também não foram registradas as deformações antes de 7 h de idade, admitindo-se que a deformação nesta idade seja zero. No presente programa experimental, as medidas de retração foram realizadas em ambiente aberto, somente com a face superior exposta pelo fato do concreto projetado permanecer dentro da placa de madeira, com os sensores embutidos no concreto projetado. Estes fatores tornam a comparação entre valores inviável.

Os parâmetros do modelo de previsão do ACI (op. cit.) comprovam a tendência de retrações crescentes da fibra interna para a fibra externa, evidente em todas *Placas* e *Painéis* de concreto projetado. Em relação ao gradiente elétrico, não se constata diferença nas deformações dos concretos de referência na fibra interna, mas uma pequena redução na taxa de retração pode ser observada na fibra externa. Os valores de $\epsilon_{sh\infty}$ obtidos pela expressão correspondem à quantia de retração em módulo que cada placa ou painel pode apresentar.

A TABELA 7.6 apresenta o valor de retração final $\epsilon_{sh\infty}$ medida 9 meses depois da projeção. O valor apresentado na tabela corresponde à quantia de retração que o concreto projetado sofreu no período de 9 meses, calculado a partir da leitura dos sensores. Estes resultados confirmam aqueles obtidos com a regressão pelo modelo do ACI (op. cit.) (ver FIGURA 7.5), com o gradiente elétrico não alterando de forma significativa as deformações de retração.

Em relação a deformações resultantes da elevação de temperatura, não foi possível quantificar esta parcela da maneira esperada. A diferença na estrutura do concreto projetado em relação ao concreto convencional faz com que o uso de coeficientes de dilatação térmica deste último para o cálculo das deformações seja uma aproximação muito grosseira. A única referência que se tem na literatura para quantificar estas deformações é a expressão proposta por SCHUBERT (1988).

Considerando-se a validade desta expressão, o uso de coeficientes de expansão do concreto convencional superestima as deformações térmicas, como foi verificado no CAPÍTULO 3 (ver FIGURA 3.2).

TABELA 7.6 - Retração final calculada registrada no concreto projetado (medida 9 meses após a projeção)

<i>Experimento</i>	<i>Posição do sensor</i>	$\epsilon_{sh\infty}$ ($\mu\epsilon$)		<i>Média</i>
		<i>Fibra Interna</i>	<i>Fibra Externa</i>	
Pl. Referência 1	Central	168,35	315,56	241,96
Pl. Referência 2	Central	--	--	--
Pl. Referência. 3	1	250,59	251,10	225,74
	2	110,01	291,26	
Pl. Grad. Elét. 1	Central	203,15	319,64	261,39
Pl. Grad. Elét. 2	Central	150,23	248,54	199,38
Pn. Grad. Elét.	Pólo +	79,66	202,59	155,88
	Central	77,67	218,68	
	Pólo -	142,80	213,93	

O procedimento adotado para a estimativa das deformações por elevação de temperatura do concreto projetado consistiu em subtrair as deformações de retração calculadas com a expressão do ACI (1978) das deformações totais medidas. Os valores obtidos, que correspondem a deformações por temperatura, foram confrontados com a expressão de SCHUBERT (1988). A FIGURAS 7.31 apresenta os resultados obtidos para idades menores que 1 dias para o sensor fibra externa da *Placa Ref 1* (FIGURA 7.29). Constata-se que as deformações por elevação de temperatura calculadas por este procedimento são muito diferentes daquela prevista pelo modelo.

Apresenta-se também uma estimativa das deformações calculadas a partir de coeficientes de dilatação térmica registrados na literatura e considerando-se a respectiva evolução de temperatura das *Placas de Referência*. Os resultados obtidos são apresentados na FIGURA 7.32. Também com o procedimento de admitir coeficientes de expansão térmica não se conseguem retratar a evolução de deformações obtida com a expressão de SCHUBERT (op. cit.). No caso da *Placa Ref 3*, as deformações de temperatura são aproximadamente o dobro daquelas calculadas com a expressão, dentro do intervalo de tempo analisado.

FIGURA 7.31 - Deformações por elevação de temperatura calculadas para o concreto projetado a partir da retração pelo Modelo ACI (1978) e deformações medidas em Placas de Referência. Comparação com o modelo proposto por SCHUBERT (1988)

FIGURA 7.32 - Deformações por elevação de temperatura calculadas para o concreto projetado de Referência a partir de suas respectivas evoluções de temperatura e coeficientes de expansão térmica de concretos convencionais.

7.6 – Estudo da anisotropia do concreto projetado

Um estudo a parte dos efeitos do gradiente elétrico foi realizado com o intuito de analisar a anisotropia dos concretos projetados de referência. Foram extraídos corpos de prova na direção paralela às camadas de projeção para comparação das propriedades de resistência e deformabilidade com relação a corpos de prova extraído na direção perpendicular (ver FIGURA 7.33). Os ensaios foram realizados em idades entre 70 a 80 dias.

A FIGURA 7.34 apresenta o corpos de prova de concreto projetado instrumentados para realização do ensaio para determinação do Módulo de Elasticidade. O ensaio foi realizado seguindo as especificações da NBR 8522, admitindo-se o plano de carga I. O registro das deformações foi feito com extensômetros MTS modelo 632.94F-20, com 65 mm de comprimento. Também registrou-se o a deformação radial, utilizando-se um extensômetro circunferencial também procedente da MTS modelo 6432.11, posicionado a meia altura do corpo de prova.

FIGURA 7.33 - Orientação dos corpos de prova extraídos para estudo da anisotropia dos concretos projetados de Referência – Placas.

Após a realização dos planos de carga, os corpos de prova foram levados à ruptura. A TABELA 7.7 apresenta os resultados obtidos nas duas direções, em relação a resistência à compressão uniaxial, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson (μ).

Os valores de resistência à compressão, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson obtidos foram maiores que aqueles registrados por CELESTINO et al. (op. cit.) referentes a amostras de concreto projetado extraídas da estação do Metrô Vila Madalena em São Paulo. Este fato pode ser justificado pela diferença nas condições na qual ocorreram as projeções, em contato com o solo (Vila Madalena) e nas placas de

madeira (experimental realizado). Os valores de E obtidos em corpos de prova extraídos na direção convencional são coerentes com aqueles apresentados na literatura. Os coeficientes de Poisson encontrados na direção perpendicular são coerentes com os valores apresentados por SEZAKI et al. (1992) e CELESTINO et al. (1999).

FIGURA 7.34 - Detalhe da instrumentação para registro das deformações axiais e radiais do concreto projetado quando submetido a um carregamento uniaxial: medida de Módulo de Elasticidade e Coeficiente de Poisson.

TABELA 7.7 - Resultados de Resistência à Compressão, Módulo de Elasticidade e Coeficiente de Poisson do concreto projetado. Amostras extraídas da projeção em placas: direção paralela e perpendicular as camadas de concreto projetado

<i>Experimental</i>						
Direção Paralela (PL)				Direção Perpendicular (PP)		
Amostra	f_c (MPa)	E (GPa)	μ	f_c (MPa)	E (GPa)	μ
1	50,33	35,40	0,143	35,55	25,71	0,063
2	22,21	38,38	0,071	40,95	32,31	0,220
3	33,22	30,00	0,247	32,33	26,03	0,184
4	38,57	31,43	0,135	34,54	25,88	0,119
Média	36,08	33,80	0,149	35,84	27,48	0,146
<i>Anisotropia PL/PP</i>				1,01	1,23	1,02

Em relação a anisotropia, os resultados experimentais indicam comportamento isotrópico em relação a resistência à compressão simples e coeficiente de Poisson, e anisotropia de módulo de elasticidade ($E_{PL}/E_{PP} = 1,23$). A anisotropia de módulo de elasticidade é coerente com os resultados obtidos na estação Vila Madalena (CELESTINO et al., op. cit.).

Disso conclui-se que os valores obtidos para módulo de elasticidade são maiores na direção paralela às laminações do concreto projetado, o que indica o uso de valores subestimados quando os projetos de dimensionamento de suporte consideram E obtidos a partir de amostras extraídas na forma convencional (perpendicular às laminações).

7.7 – Energia elétrica consumida

A energia elétrica consumida no processo foi calculada para os Painéis submetidos a gradiente elétricos em vista da dimensão deste ser próxima daquela que será realizada em campo. A FIGURA 7.35 apresenta os valores calculados de energia elétrica consumida por metro cúbico de concreto projetado. Observa-se que o valor se situa entre 8 a 9 kWh/m³, aproximadamente a metade daquele registrado por FERREIRA (1997) em experimentos de laboratório.

FIGURA 7.35 - Energia elétrica consumida por metro cúbico de concreto projetado calculada a partir dos Painéis.