

Tatiana Cureau Cervo

Engenheira Civil, Universidade Federal de Santa Maria
Mestre em Engenharia, Universidade Federal de Santa Maria

**Estudo da Resistência à Fadiga de Concretos de
Cimento Portland para Pavimentação**

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

São Paulo
Dezembro de 2004

Tatiana Cureau Cervo

Engenheira Civil, Universidade Federal de Santa Maria
Mestre em Engenharia, Universidade Federal de Santa Maria

Estudo da Resistência à Fadiga de Concretos de Cimento Portland para Pavimentação

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

Área de Concentração: Engenharia de Transportes

Orientador: Prof. Dr. José Tadeu Balbo



São Paulo
Dezembro de 2004

Cervo, Tatiana Cureau (1976).

Estudo da Resistência à Fadiga de Concretos de Cimento Portland para Pavimentação. São Paulo, 2004.
220 p.

Tese (Doutorado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
Orientador: José Tadeu Balbo.

1. Concreto. 2. Fadiga de Concreto de Alto Desempenho. 3. Pavimentação. I. Universidade de São Paulo. Escola Politécnica II.t

AGRADECIMENTOS

"O fator mais importante e decisivo na vida não é o que nos acontece e sim a atitude que adotamos diante do ocorrido. A revelação mais certa do caráter da pessoa é a maneira como ela suporta o sofrimento. As circunstâncias e situações podem colorir a vida, mas Deus nos concedeu a graça de poder escolher a cor..."

Charles R. Woodson

Neste momento importante da minha vida quero agradecer a todas as pessoas e entidades que, de alguma forma, deram cor ao meu trabalho e à minha vida durante estes três anos em São Paulo:

Ao meu orientador e amigo, José Tadeu Balbo, pelo seu acolhimento, dedicação e disposição em transmitir com entusiasmo seus conhecimentos, fazendo-o de coração e com muita seriedade;

Aos meus pais, Luiz Pedro e Janize, que pelo seu amor e exemplo me deram força e ensinaram a trabalhar sério e honestamente;

Ao Flaviano, pelo amor, incentivo e compreensão demonstrados durante estes três anos distantes;

Aos meus irmãos e cunhada, David, Daniel e Gisnara que me incentivaram a continuar firme em São Paulo;

Aos meus grandes amigos que foram a minha família em São Paulo, Glécia, Suyen, Renata e Roberto que me acolheram com muito carinho, escutando e auxiliando sempre;

À minha tia Denize pelo grande auxílio nas análises estatísticas e pelo acolhimento em sua residência junto à sua família, Lauro e Pauline;

Aos amigos do LMP Andréa, Deividi, Marcos, André e Rodrigo;

À Fundação de Amparo à Pesquisa do estado de São Paulo (FAPESP), pela bolsa de doutorado concedida;

Aos professores Antônio Figueiredo e Paulo Helene por suas contribuições no exame de qualificação;

À Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP), em nome dos engenheiros Renato José Giusti, Ronaldo Vizzoni, Yushiro Kihara, Glécia Vieira, Cláudio Silva, Rubens Curti, Flávio Munhoz e Celina Yokoyama; e dos técnicos, Rubens Montanari, Heber Beiro, Mateus Romano, José Eduardo dos Santos e Erasmo Ribeiro;

Ao Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo (IPT) em nome do Dr. Fernando Landgraf e do técnico Marcos Gomes, pela viabilização de ensaios de fadiga em prensa servo-controlada;

À equipe da secretaria do PTR: Edson, Adalberto, Cidinha, Sara, Simone e Conceição;

À Votorantin Cimentos, em nome do engenheiro Roberto Rodrigues, pela concessão dos materiais empregados nas moldagens dos corpos-de-prova de CAD para ensaios;
Ao engenheiro Hideo Utida pela viabilização dos materiais empregados nas moldagens dos corpos-de-prova de concreto convencional e dos aditivos gentilmente cedidos pela Reax;

À Holcim Cimentos na pessoa do engenheiro José Vanderlei de Abreu que concedeu o cimento de alta resistência inicial;

À Silmix pela concessão da sílica ativa empregada na moldagem do CAD;

Aos demais amigos do IPT e da Poli que tornaram a minha estada em São Paulo mais fácil e alegre;

Às minhas amigas Renata, Vanessa, Ângela, Taís e Luana que, mesmo à distância sempre deram muita força;

A Deus por todas as possibilidades e pessoas que Ele tem colocado em minha vida.

A todos, o meu muito obrigado!

***"De vez em quando é preciso subir num galho perigoso,
porque é lá que estão as frutas".***

Will Rogers

SUMÁRIO

Lista de Figuras	iv
Lista de Tabelas	viii
Lista de Abreviaturas	xi
Lista de Símbolos	xii
Resumo	xiv
Abstract	xv
Introdução e Justificativas	1
1. Fadiga em Concretos de Cimento Portland	5
1.1 Comportamento à Fadiga do Concreto.....	5
1.2 Fadiga em Pavimentos de Concreto.....	6
1.3 Fatores Intervenientes no Comportamento à Fadiga.....	8
1.3.1 Relacionados ao Tráfego.....	8
1.3.2 Condições Climáticas.....	9
1.3.3 Níveis e Forma de Aplicação das Tensões.....	9
1.3.4 Frequência de Aplicação de Cargas.....	14
1.3.5 Materiais que Constituem o Concreto.....	15
1.3.5.1 Uso de Agregados Não Convencionais.....	15
1.3.5.2 Dimensões dos Agregados.....	16
1.3.5.3 Relação Água / Cimento.....	16
1.3.5.4 Consumo de Cimento.....	17
1.3.5.5 Saturação do Concreto e Método de Ensaio.....	18
1.3.6 Hipótese de Palmgren-Miner (Dano Contínuo Linear).....	18
1.4 Modelos de Fadiga para Pavimentos de Concreto.....	20
1.4.1 Modelos Experimentais.....	20
1.4.1.1 Modelo Atualmente Empregado no Brasil.....	21
1.4.1.2 Modelos Desenvolvidos por Outros Autores.....	22
1.4.2 Modelos Semi-Empíricos.....	37
1.4.2.1 Modelo Derivado de Monitoramento de <i>Whitetopping</i> Ultradelgado no Brasil.....	37
1.4.2.2 Modelos Semi-Empíricos Existentes na Literatura Internacional.....	43
1.5 Considerações Finais.....	43
2. Metodologia de Pesquisa de Fadiga em Concretos	50
2.1 Dimensões de Corpos-de-Prova Prismáticos.....	50
2.1.1 Seleção da Dimensão dos Corpos-de-Prova.....	52
2.2 Concreto Convencional.....	55
2.2.1 Materiais Empregados.....	55
2.2.1.1 Caracterização dos Materiais.....	55
2.2.1.1.1 Agregados.....	55
2.2.1.1.2 Cimento.....	56
2.2.2 Procedimento de Moldagem e Resistências Obtidas.....	56
2.2.3 Resistências de Corpos-de-Prova de Diferentes Dimensões.....	60
2.2.4 Moldagem de Corpos-de-Prova para Ensaio à Fadiga.....	62
2.3 Concreto de Alto Desempenho (CAD).....	64
2.3.1 Materiais Empregados.....	64
2.3.1.1 Caracterização dos Materiais.....	65
2.3.1.1.1 Agregados.....	65
2.3.1.1.2 Cimento.....	65
2.3.1.1.3 Aditivos.....	65

2.3.2	Procedimento de Moldagem e Resistências Obtidas.....	65
2.3.2.1	Métodos de Cura Utilizados e Resistências Obtidas.....	67
2.3.3	Resistências de Corpos-de-Prova de Diferentes Dimensões no CAD.....	78
2.3.4	Moldagem de Corpos-de-Prova para Ensaios à Fadiga.....	82
2.4	Método de Ensaios à Fadiga.....	83
2.4.1	Ensaios à Fadiga no Concreto Convencional.....	85
2.4.2	Ensaios à Fadiga no Concreto de Alto Desempenho.....	90
3.	Resultados dos Ensaios à Fadiga.....	95
3.1	Ensaios à Fadiga no Concreto-Teste.....	95
3.2	Ensaios à Fadiga no Concreto Convencional.....	96
3.2.1	Ensaios com o Concreto Seco a Tensão Constante.....	96
3.2.2	Ensaios com o concreto saturado a tensão constante.....	102
3.2.3	Ensaios com Tensão Variável.....	105
3.3	Ensaios à Fadiga no Concreto de Alto Desempenho.....	107
3.3.1	Ensaios com o Concreto Seco a Tensão constante.....	107
3.3.2	Ensaios do Concreto Saturado a Tensão Constante.....	112
3.3.3	Ensaios do Concreto com Diferente Tensão Mínima ($\sigma_{\min}/f_{ct,f}$).....	113
3.3.4	Ensaios do CAD com tensão variável conforme a história de tensões no WTUD na Rodovia Castelo Branco.....	115
4.	Análise dos Resultados e Modelagem à Fadiga dos Concretos.....	118
4.1	Análise Estatística dos Resultados.....	118
4.1.1	Sumário dos Resultados.....	119
4.1.2	Análises de Distribuição Normal dos Resultados.....	124
4.1.3	Testes de Probabilidade Normal.....	132
4.1.4	Análises de Variância.....	139
4.1.5	Testes de Hipótese “t” de <i>Student</i>	140
4.1.5.1	Tensão Constante (RT = 0,83) e Diferentes Níveis de Freqüências no Concreto Convencional.....	140
4.1.5.2	Diferentes Níveis de Tensão e Freqüência de 10 Hz no Concreto Convencional.....	142
4.1.5.3	Diferentes Níveis de Tensão no Concreto Convencional Saturado.....	143
4.1.5.4	Concreto Convencional Seco <i>versus</i> Concreto Convencional Saturado.....	144
4.1.5.5	Concreto Convencional com Tensão Constante (RT = 0,83) e Tensão Variável Crescente e Decrescente.....	144
4.1.5.6	Tensão Constante (RT = 0,73) e Diferentes Níveis de Freqüências no CAD.....	146
4.1.5.7	Diferentes Níveis de Tensão e Freqüência de 10 Hz no CAD.....	146
4.1.5.8	CAD Seco <i>versus</i> CAD Saturado.....	148
4.1.5.9	Concreto Convencional Seco <i>versus</i> CAD Seco.....	148
4.1.6	Análises de Regressão.....	149
4.1.6.1	Modelo de Ruptura por Fadiga Proposto para o Concreto Convencional Seco.....	150
4.1.6.2	Modelo de Ruptura por Fadiga Proposto para o Concreto Convencional Saturado.....	152
4.1.6.3	Modelo de Ruptura por Fadiga Proposto para o Concreto Convencional Seco com Freqüências Distintas.....	153
4.1.6.4	Modelo de Ruptura por Fadiga Proposto para o CAD Seco.....	154
4.1.6.5	Modelo de Ruptura por Fadiga Proposto para o CAD Considerando Diferente Relação entre Tensões Mínimas ($\sigma_{\min}/f_{ct,f} = R$).....	156
4.2	Avaliação do Modelo à Fadiga Proposto para o Concreto Convencional.....	158
4.2.1	Modelo Obtido para o Concreto Seco <i>versus</i> Modelo da <i>Portland Cement Association</i>	158
4.2.2	Modelo Proposto <i>versus</i> Modelos de Outros Autores (Concreto Seco).....	160
4.2.3	Modelo Proposto para o Concreto Saturado <i>versus</i> Modelo de Outros Autores.....	162
4.2.4	Modelos para o Concreto Seco <i>versus</i> Modelos para o Concreto Saturado.....	163
4.2.5	Modelo Proposto para Diferentes Freqüências de Aplicação das Cargas	

<i>versus</i> Modelo de Hsu.....	165
4.3 Avaliação do Modelo à Fadiga para o Concreto de Alto Desempenho.....	166
4.3.1 Modelo Proposto para o CAD <i>versus</i> Modelo Existente.....	166
4.3.2 Modelo Proposto Considerando Tensão Mínima <i>versus</i> Modelos Pré-Existentes.....	167
4.4 Confronto entre Modelos Proposto para o Concreto Convencional e para o CAD.....	168
4.5 Formulação de Modelo para o CAD com Nível de Tensão Variável (Conforme Tensões Reais Ocorridas em Pista).....	170
4.5.1 Formulação de Modelo Linear.....	170
4.5.2 Calibração da Relação Laboratório-Campo para Modelo Linear.....	171
4.5.3 Formulação de Modelo Não-Linear (Potencial).....	173
4.5.4 Calibração da Relação Laboratório-Campo para Modelo Não-Linear.....	174
4.5.5 Confronto da Calibração Laboratório-Campo para Modelo Linear <i>versus</i> Modelo Não-Linear.....	176
4.6 Modelo à Tensão Constante <i>versus</i> Modelo à Tensão Variável para o CAD.....	177
4.7 Estudo de Caso: Rodoanel Metropolitano Mário Covas.....	178
Conclusões	182
Referências Bibliográficas	189
Anexo 1	196
Anexo 2	200
Anexo 3	204
Anexo 4	210
Anexo 5	213

Lista de Figuras

Figura 1.1 Empenamento da placa devido ao efeito do gradiente térmico positivo e a ação do peso próprio (Rodolfo, 2001).....	10
Figura 1.2 Variabilidade dos modelos de Darter (1977) em função da probabilidade de ruptura de 24% e 50%.....	23
Figura 1.3 Diagrama σ - N desenvolvido por meio dos resultados dos ensaios alternados de tração na flexão de Cornellissen (1984) para vários níveis de $\sigma_{min}/f_{ct,f}$	24
Figura 1.4 Diagrama σ - N desenvolvido por meio dos resultados dos ensaios Em flexão alternada de Cornellissen (1984) para vários níveis de σ_{min}/f_{ck}	25
Figura 1.5 Comportamento à fadiga dos modelos desenvolvidos pelos Laboratórios “Delft” e “Ghent” (Siemes, 1988), para $\sigma_{min} = 0$	26
Figura 1.6 Comportamento à fadiga dos modelos desenvolvidos pelos Laboratórios “Delft” e “Ghent” (Siemes, 1988), para $\sigma_{min} = 0,3$	27
Figura 1.7 Representação gráfica dos modelos de Koyanagawa <i>et al.</i> (1994) em função da probabilidade de ruptura de 10% e 50%.....	29
Figura 1.8 Representação gráfica dos modelos de Iwama e Fukuda (1986) em função da probabilidade de ruptura de 15% e 50%.....	31
Figura 1.9 Representação gráfica dos modelos de diversos autores em função da probabilidade de ruptura de 50%.....	31
Figura 1.10 Diagrama σ - N para diferentes freqüências de aplicação de cargas.....	32
Figura 1.11 Diagrama σ - N para tensão mínima 0,2 da resistência à tração, para ensaios em tração pura, e 0,2 da resistência à compressão para ensaios alternando tração-compressão.....	33
Figura 1.12 Diagrama σ - N para ensaios em tração na flexão com diferentes métodos de cura.....	34
Figura 1.13 Diagrama σ - N para modelos de fadiga obtidos por diversos autores, que não consideram variação de tensão.....	35
Figura 1.14 Diagrama σ - N para modelos de fadiga obtidos por diversos autores, considerando tensão variável e tensão mínima nula.....	36
Figura 1.15 Diagrama σ - N para modelos considerando σ_{max} e σ_{min}	36
Figura 1.16 Diagrama σ - N para modelos de fadiga semi-empíricos obtidos por diversos autores.....	44
Figura 2.1 Dimensões dos corpos-de-prova utilizados nas moldagens e nos ensaios (100 x 100 x 400 mm).....	54
Figura 2.2 Posição dos apoios e da carga aplicada para os ensaios em tração na flexão para corpos-de-prova de 400 mm de comprimento.....	54
Figura 2.3 Moldes utilizados para a confecção dos corpos-de-prova nas duas dimensões: 100 x 100 x 400 mm e 150 x 150 x 500 mm.....	55
Figura 2.4 Betoneira de eixo vertical com capacidade de 300 L de concreto – ABCP.....	57
Figura 2.5 Ensaio de abatimento do tronco-de-cone – NBR NM 67/98.....	57
Figura 2.6 Ensaio de teor de ar incorporado – NBR NM 47/95.....	58
Figura 2.7 Corpo-de-prova de 100 x 100 x 400 mm em mesa vibratória.....	58
Figura 2.8 Resistência à tração na flexão para concretos convencionais, nas duas dimensões de corpos-de-prova estudados.....	61
Figura 2.9 Correlação entre resistências para corpos-de-prova de diferentes dimensões (CCP convencional).....	62

Figura 2.10	Ensaio em tração na flexão estático - Corpo-de-prova de 100x100x400 mm.....	64
Figura 2.11	Ruptura à tração na flexão estática do corpo-de-prova de 100 x 100 x 400mm.....	64
Figura 2.12	Selagem dos corpos-de-prova com filme PVC.....	70
Figura 2.13	Aplicação da cura química.....	70
Figura 2.14	Resistência à tração na flexão para amostras com os tipos de cura A e B para diferentes relações água/cimento.....	73
Figura 2.15	Resistência à tração na flexão para diferentes métodos de cura e $a/c=0,365$	73
Figura 2.16	Resistência à tração na flexão para curas D, E, F, H e I e $a/c=0,365$	74
Figura 2.17	Resistência à tração na flexão para o concreto convencional e para o CAD.....	76
Figura 2.18	Resistência à tração na flexão para o CAD após seis meses seco e seco-saturado-seco.....	77
Figura 2.19	Resistência à tração na flexão aos sete dias para CAD com cura imersa em água, e diferentes relações a/c	79
Figura 2.20	Resistência à tração na flexão do CAD - curas A, B e C, e relação $a/c=0,365$	80
Figura 2.21	Correlação entre resistências para corpos-de-prova de diferentes dimensões (CAD).....	80
Figura 2.22	Correlação entre resistências médias de CCP convencional e CAD.....	81
Figura 2.23	Máquina servo-hidráulica da MTS para ensaios à fadiga.....	84
Figura 2.24	Osciloscópio – visualização da senóide gerada a partir das cargas cíclicas.....	84
Figura 2.25	Ensaio à fadiga vista frontal – amostra seca.....	86
Figura 2.26	Ensaio à fadiga vista lateral – amostra seca.....	87
Figura 2.27	Ensaio à fadiga vista completa – amostra seca.....	87
Figura 2.28	Ensaio à fadiga – ruptura do corpo-de-prova seco – vista completa.....	87
Figura 2.29	Ensaio à fadiga – ruptura do corpo-de-prova seco – vista lateral.....	88
Figura 2.30	Corpos-de-prova imersos em tanque com água.....	88
Figura 2.31	Ensaio à fadiga vista frontal – amostra saturada.....	89
Figura 2.32	Ensaio à fadiga vista lateral – amostra saturada.....	89
Figura 2.33	Ensaio à fadiga vista completa – amostra saturada.....	89
Figura 2.34	Ensaio à fadiga – ruptura do corpo-de-prova saturado – vista completa.....	90
Figura 2.35	Ensaio à fadiga – ruptura do corpo-de-prova saturado – vista lateral.....	90
Figura 2.36	Ensaio à fadiga – ruptura do corpo-de-prova seco – vista lateral.....	92
Figura 2.37	Ensaio à fadiga – ruptura do corpo-de-prova seco – vista completa.....	92
Figura 2.38	Ensaio à fadiga vista lateral – amostra saturada.....	93
Figura 2.39	Ensaio à fadiga vista completa – amostra saturada.....	94
Figura 3.1	Número de ciclos à fadiga para o concreto-teste - frequência de 10 Hz.....	96
Figura 3.2	Número de ciclos à fadiga para relação entre tensões $RT = 0,83$ e frequência de 10 Hz.....	97
Figura 3.3	Número de ciclos à fadiga para relação entre tensões $RT = 0,83$ e frequência de 5 Hz.....	98
Figura 3.4	Número de ciclos à fadiga para relação entre tensões $RT = 0,83$ e frequência de 1 Hz.....	99
Figura 3.5	Número de ciclos à fadiga para relação entre tensões $RT = 0,83$ e frequências de 1 Hz, 5 Hz e 10 Hz.....	100
Figura 3.6	Número de ciclos à fadiga para relação entre tensões $RT = 0,79$ e frequência de 10 Hz.....	101
Figura 3.7	Número de ciclos à fadiga obtidos para o concreto convencional no estado seco com tensão constante a uma frequência de 10 Hz.....	102
Figura 3.8	Número de ciclos à fadiga para amostras saturadas.....	104
Figura 3.9	Número de ciclos à fadiga para amostras secas e saturadas com $RT=0,83$	104
Figura 3.10	Número de ciclos à fadiga para amostras secas e saturadas com $RT=0,79$	105
Figura 3.11	Número de ciclos à fadiga para tensão constante e tensão variável.....	106
Figura 3.12	Número de ciclos à fadiga para relação entre tensões $RT = 0,73$ e frequência de 10 Hz.....	107
Figura 3.13	Número de ciclos à fadiga para relação entre tensões $RT = 0,73$ e frequência de 5 Hz.....	108

Figura 3.14	Número de ciclos à fadiga para relação entre tensões $RT = 0,73$ e frequências de 5 Hz e 10 Hz.....	109
Figura 3.15	Número de ciclos à fadiga para relação entre tensões $RT = 0,69$ e frequência de 10 Hz.....	110
Figura 3.16	Número de ciclos à fadiga para relação entre tensões $RT = 0,65$ e frequência 10 Hz.....	111
Figura 3.17	Número de ciclos à fadiga obtido para o CAD no estado seco com tensão constante a uma frequência de 10 Hz.....	112
Figura 3.18	Número de ciclos à fadiga para amostras secas e saturadas com $RT = 0,83$	113
Figura 3.19	Número de ciclos à fadiga para amostras secas com $RT = 0,73$ e diferentes tensões mínimas (R).....	114
Figura 3.20	Número de ciclos à fadiga para amostras secas com $RT = 0,78$ e diferentes tensões mínimas (R).....	115
Figura 3.21	Número de ciclos à fadiga para amostras secas com frequência de 10 Hz e relação entre tensões variando conforme a história de tensões da Castelo Branco.....	117
Figura 4.1	Análises de distribuição normal para ($RT=0,83$) e frequências distintas no concreto convencional.....	126
Figura 4.2	Análises de distribuição normal para diferentes níveis de tensão e frequência constante ($f=10$ Hz) no concreto convencional.....	127
Figura 4.3	Análises de distribuição normal para diferentes níveis de tensão no concreto convencional saturado.....	128
Figura 4.4	Análises de distribuição normal para tensão variável crescente e decrescente no concreto convencional.....	129
Figura 4.5	Análises de distribuição normal para ($RT=0,73$) e frequências distintas no CAD.....	129
Figura 4.6	Análises de distribuição normal para diferentes níveis de tensão e frequência constante ($f=10$ Hz) no CAD.....	130
Figura 4.7	Análises de distribuição normal para tensão máxima constante e mínima distinta no CAD.....	131
Figura 4.8	Análises de distribuição normal para nível de tensão constante com CAD saturado.....	132
Figura 4.9	Análises de distribuição normal para tensão variável no CAD (história real em pista conforme Balbo, 1999).....	132
Figura 4.10	Análises de Probabilidade Normal para ($RT=0,83$) e Frequências Distintas no Concreto Convencional.....	133
Figura 4.11	Análises de probabilidade normal para diferentes níveis de tensão e frequência constante ($f=10$ Hz) no concreto convencional.....	134
Figura 4.12	Análises de probabilidade normal para diferentes níveis de tensão no concreto convencional saturado.....	135
Figura 4.13	Análises de probabilidade normal para tensão variável crescente e decrescente no concreto convencional.....	135
Figura 4.14	Análises de probabilidade normal para diferentes níveis de tensão e frequência constante ($f=10$ Hz) no CAD.....	136
Figura 4.15	Análises de probabilidade normal para ($RT=0,73$) e frequências distintas no CAD.....	137
Figura 4.16	Análises de probabilidade normal para nível de tensão constante com CAD saturado.....	137
Figura 4.17	Análises de probabilidade normal para tensão máxima constante e mínima distinta no CAD.....	138
Figura 4.18	Análises de probabilidade normal para tensão variável no CAD (história real em pista conforme Balbo, 1999).....	139
Figura 4.19	Representação gráfica da análise de variância para tensão máxima constante e diferentes tensões mínimas.....	140
Figura 4.20	Representação gráfica do teste de hipótese “t” de Student para diferentes frequências no concreto convencional.....	141

Figura 4.21	Representação gráfica do teste de hipótese “t” de Student para diferentes níveis de tensão no concreto convencional.....	142
Figura 4.22	Representação gráfica do teste de hipótese “t” de Student para diferentes níveis de tensão no concreto saturado.....	143
Figura 4.23	Representação gráfica do teste de hipótese “t” de Student para o concreto convencional seco <i>versus</i> saturado.....	144
Figura 4.24	Representação gráfica do teste de hipótese “t” de Student para o concreto com tensão constante e variável.....	145
Figura 4.25	Representação gráfica do teste de hipótese “t” de Student para o CAD com RT = 0,73 e frequências de 5 e 10 Hz.....	146
Figura 4.26	Representação gráfica do teste de hipótese “t” de Student para diferentes níveis de tensão no CAD.....	147
Figura 4.27	Representação gráfica do teste de hipótese “t” de Student para o CAD seco <i>versus</i> saturado com RT = 0,83.....	148
Figura 4.28	Representação gráfica do teste de hipótese “t” de Student para o concreto convencional <i>versus</i> CAD para diferentes níveis de tensão.....	149
Figura 4.29	Representação gráfica da regressão linear para o concreto convencional seco utilizando todos os pontos obtidos (Equação [4.1]).....	151
Figura 4.30	Regressão linear para o concreto convencional seco eliminando os pontos fora do padrão médio (equação [4.2]).....	151
Figura 4.31	Representação gráfica do modelo de ruptura por fadiga para o concreto convencional saturado utilizando todos os pontos obtidos (Equação [4.3]).....	152
Figura 4.32	Regressão linear para o concreto convencional saturado eliminando os pontos fora do padrão médio (equação [4.4]).....	153
Figura 4.33	Representação gráfica do modelo de ruptura por fadiga para o concreto convencional com diferentes frequências utilizando todos os pontos obtidos (Equação [4.5]).....	154
Figura 4.34	Regressão linear para o concreto convencional com diferentes frequências de aplicação das cargas eliminando os pontos fora do padrão médio (equação [4.6]).....	154
Figura 4.35	Representação gráfica do modelo de ruptura por fadiga para o CAD seco utilizando todos os pontos obtidos (Equação [4.7]).....	155
Figura 4.36	Regressão linear para o CAD seco eliminando os pontos fora do padrão médio (equação [4.8]).....	156
Figura 4.37	Regressão linear para o CAD considerando $\sigma_{min}/f_{ct,f} = R$	157
Figura 4.38	Modelo à fadiga proposto para diferente RT e R.....	157
Figura 4.39	Representação gráfica do modelo à fadiga proposto <i>versus</i> modelo da PCA para o concreto seco.....	159
Figura 4.40	Representação gráfica dos modelos à fadiga de diversos autores para o concreto seco.....	161
Figura 4.41	Representação gráfica dos modelos à fadiga de diversos autores para o concreto saturado.....	163
Figura 4.42	Curva $\sigma - N$ para o concreto convencional seco e saturado.....	164
Figura 4.43	Número de ciclos à fadiga para diferentes frequências (RT = 0,83).....	165
Figura 4.44	Número de ciclos à fadiga para o CAD e para um concreto de $f_{ct,f} = 6,0$ MPa.....	166
Figura 4.45	Modelos à fadiga de diversos autores, considerando $\sigma_{min}/f_{ct,f}$	167
Figura 4.46	Confronto entre modelos à fadiga para concreto convencional e para o CAD.....	169
Figura 4.47	Modelos lineares semi-empírico (Balbo, 1999) <i>versus</i> experimental (proposto).....	173
Figura 4.48	Modelos não-lineares semi-empírico (Balbo, 1999) <i>versus</i> experimental (proposto).....	175
Figura 4.49	Modelos experimentais não-lineares obtidos com $k = 29.745$ e com $k = 22.209$	177
Figura 4.50	Modelos experimentais Potencial <i>versus</i> Logarítmico.....	177
Figura 4.51	Modelo à Tensão Constante <i>versus</i> Modelo à Tensão Variável para o CAD.....	178

Lista de Tabelas

Tabela 1.1 Composição e características dos concretos empregados por Tepfers e Kutti (1979).....	17
Tabela 1.2 Concreto empregado na Holanda por Cornelissen e Leewis (1986).....	18
Tabela 1.3 Características do CCP empregado na execução do WTUD (Balbo, 1999).....	37
Tabela 1.4 Resistências atingidas pelos corpos-de-prova moldados em pista (Balbo, 1999).....	38
Tabela 1.5 Eixos rodoviários observados durante pesagem em 03.06.98 (Balbo, 1999).....	39
Tabela 1.6 Volume de veículos comerciais acumulados até as datas com índices de fissuração de 10% (Balbo,1999).....	39
Tabela 1.7 Contagem classificatória de veículos (Balbo, 1999).....	40
Tabela 1.8 Quantidade de eixos solicitados até datas com índices de fissuração de 10% nas placas de WTUD (Balbo, 1999).....	40
Tabela 1.9 Tensões em placas da seção T1-A, para eixos dianteiros.....	41
Tabela 1.10 Tensões em placas de seção T1-A, para ESRD.....	41
Tabela 1.11 Tensões em placas da seção T2-B, para eixos dianteiros.....	42
Tabela 1.12 Tensões em placas da seção T2-B, para ESRD.....	42
Tabela 1.13 Quadro resumo da revisão bibliográfica.....	47
Tabela 2.1 Características do concreto empregado na Pista Experimental EPUSP (Severi, 2002).....	56
Tabela 2.2 Características do primeiro concreto analisado.....	58
Tabela 2.3 Características do segundo concreto estudado.....	59
Tabela 2.4 Características do terceiro concreto estudado.....	59
Tabela 2.5 Características do Concreto definitivo empregado no Experimento.....	60
Tabela 2.6 Resultados obtidos para os concretos convencionais analisados.....	60
Tabela 2.7 Resultados das moldagens definitivas utilizando os corpos-de-prova de dimensões 100 x 100 x 400 mm.....	63
Tabela 2.8 Características do concreto empregado no <i>Whitetopping</i> Ultradelgado da rodovia Castelo Branco (Balbo, 1999).....	66
Tabela 2.9 Características dos concretos analisados.....	67
Tabela 2.10 Tipos de cura utilizados e suas respectivas siglas.....	69
Tabela 2.11 Resistências obtidas para diferentes tipos de cura e diferentes relações a/c.....	71
Tabela 2.12 Resistências obtidas para diferentes tipos de cura e mesma relação a/c.....	72
Tabela 2.13 Resistências obtidas para o concreto convencional após um ano e para o CAD após seis meses.....	75
Tabela 2.14 Resistências obtidas para o para o CAD seco e seco-saturado-seco.....	77
Tabela 2.15 Cargas de ruptura e resistências obtidas para os CADs estudados.....	79
Tabela 2.16 Resultados das moldagens definitivas utilizando os corpos-de-prova de dimensões 100 x 100 x 400 mm.....	82
Tabela 2.17 Valores utilizados para transformar kN para volts.....	84
Tabela 2.18 Tensões e cargas obtidas na Castelo Branco e aplicadas nos ensaios laboratoriais.....	93
Tabela 3.1 Número de ciclos à fadiga com freqüência de 10 Hz para o concreto-teste.....	95
Tabela 3.2 Número de ciclos à fadiga com freqüência de 10 Hz e relação entre tensão constante (RT = 0,83).....	96
Tabela 3.3 Número de ciclos à fadiga com freqüência de 5 Hz e relação entre tensões constante (RT = 0,83).....	98

Tabela 3.4 Número de ciclos à fadiga com freqüência de 1 Hz e relação entre tensões constante (RT = 0,83).....	98
Tabela 3.5 Número de ciclos à fadiga com freqüência de 10 Hz e relação entre tensão constante (RT = 0,79).....	100
Tabela 3.6 Número de ciclos à fadiga com freqüência de 10 Hz e relação entre tensão constante.....	101
Tabela 3.7 Número de ciclos à fadiga para amostras saturadas com freqüência de 10 Hz e relação entre tensões RT = 0,83.....	103
Tabela 3.8 Número de ciclos à fadiga para amostras saturadas com freqüência de 10 Hz e relação entre tensões RT = 0,79.....	103
Tabela 3.9 Número de ciclos à fadiga para amostras saturadas com freqüência de 10 Hz e relação entre tensões RT = 0,73.....	103
Tabela 3.10 Número de ciclos à fadiga com freqüência de 10 Hz e tensão variável crescente.....	106
Tabela 3.11 Número de ciclos à fadiga com freqüência de 10 Hz e tensão variável decrescente.....	106
Tabela 3.12 Número de ciclos à fadiga com freqüência de 10 Hz e relação entre tensões constante (RT = 0,73).....	107
Tabela 3.13 Número de ciclos à fadiga com freqüência de 5 Hz e relação entre tensões constante (RT = 0,73).....	108
Tabela 3.14 Número de ciclos à fadiga com freqüência de 10 Hz e relação entre tensões constante (RT = 0,69).....	110
Tabela 3.15 Número de ciclos à fadiga com freqüência de 10 Hz e relação entre tensões constante (RT = 0,65).....	110
Tabela 3.16 Número de ciclos à fadiga com freqüência de 10 Hz e relação entre tensões constante.....	111
Tabela 3.17 Número de ciclos à fadiga para amostras saturadas com freqüência de 10 Hz e relação entre tensões RT = 0,83 (em função da resistência estática saturada).....	112
Tabela 3.18 Número de ciclos à fadiga para amostras secas com freqüência de 10 Hz, relação entre tensões RT = 0,73 e R = 0,20.....	113
Tabela 3.19 Número de ciclos à fadiga para amostras secas com freqüência de 10 Hz, relação entre tensões RT = 0,73 e R = 0,40.....	114
Tabela 3.20 Número de ciclos à fadiga para amostras secas com freqüência de 10 Hz, relação entre tensões RT = 0,78 e R = 0,20.....	114
Tabela 3.21 Número de ciclos à fadiga para amostras secas com freqüência de 10 Hz, relação entre tensões RT = 0,78 e R = 0,40.....	115
Tabela 3.22 Número de ciclos à fadiga para amostras secas com freqüência de 10 Hz e relação entre tensões variando conforme a história de tensões da Castelo Branco.....	116
Tabela 4.1 Sumário dos resultados para nível de tensão constante (RT=0,83) e freqüências distintas no concreto convencional.....	120
Tabela 4.2 Sumário dos resultados para diferentes níveis de tensão e freqüência constante (f=10 Hz) no concreto convencional.....	121
Tabela 4.3 Sumário dos resultados para diferentes níveis de tensão no concreto convencional saturado.....	121
Tabela 4.4 Sumário dos resultados para tensão variável (crescente e decrescente) no concreto convencional.....	121
Tabela 4.5 Sumário dos resultados para nível de tensão constante (RT=0,73) e freqüências distintas no CAD.....	122
Tabela 4.6 Sumário dos resultados para diferentes níveis de tensão e freqüência constante (f=10 Hz) no CAD.....	122
Tabela 4.7 Sumário dos resultados para nível de tensão constante com CAD saturado.....	122
Tabela 4.8 Sumário dos resultados para tensão máxima constante (RT = 0,73) e diferentes tensões mínima no CAD.....	123

Tabela 4.9	Sumário dos resultados para tensão máxima constante (RT = 0,78) e diferentes tensões mínima no CAD.....	123
Tabela 4.10	Sumário dos resultados para tensão variável no CAD (história real).....	123
Tabela 4.11	Teste K-S para nível de tensão constante (RT=0,83) e frequências distintas no concreto convencional.....	124
Tabela 4.12	Teste K-S para diferentes níveis de tensão e frequência constante (f=10 Hz) no concreto convencional.....	124
Tabela 4.13	Teste K-S para diferentes níveis de tensão no concreto convencional saturado.....	124
Tabela 4.14	Teste K-S para tensão variável (crescente e decrescente) no concreto convencional.....	125
Tabela 4.15	Teste K-S para nível de tensão constante (RT=0,83) e frequências distintas no CAD.....	125
Tabela 4.16	Teste K-S para diferentes níveis de tensão e frequência constante (f=10 Hz) no CAD.....	125
Tabela 4.17	Teste K-S para tensão máxima constante e mínima distinta no CAD.....	125
Tabela 4.18	Teste K-S para nível de tensão constante com CAD saturado.....	126
Tabela 4.19	Teste K-S para tensão variável no CAD (história real).....	127
Tabela 4.20	Análise de variância para RT = 0,73 e tensão mínima distinta no CAD.....	139
Tabela 4.21	Análise de variância para RT = 0,78 e tensão mínima distinta no CAD.....	140
Tabela 4.22	Teste de hipótese “t” de Student para diferentes frequências.....	141
Tabela 4.23	Teste de hipótese “t” de Student para diferentes níveis de tensão.....	142
Tabela 4.24	Teste de hipótese “t” de Student para diferentes níveis de tensão no concreto convencional saturado.....	143
Tabela 4.25	Teste de hipótese “t” de Student para o concreto convencional seco <i>versus</i> saturado.....	144
Tabela 4.26	Teste de hipótese “t” de Student para o concreto convencional com tensão constante (RT = 0,83) e tensão Variável crescente e decrescente.....	145
Tabela 4.27	Teste de hipótese “t” de Student para o CAD com tensão constante (RT = 0,73) e frequências de 10 e 5 Hz.....	146
Tabela 4.28	Teste de hipótese “t” de Student para o CAD com diferentes níveis de tensão e frequências de 10 Hz.....	146
Tabela 4.29	Teste de hipótese “t” de Student para o CAD seco <i>versus</i> saturado com RT = 0,83.....	148
Tabela 4.30	Teste de hipótese “t” de Student para Concreto Convencional <i>versus</i> CAD para diferentes níveis de tensão.....	148
Tabela 4.31	Resultados de resistência à fadiga correlacionando campo e laboratório.....	172
Tabela 4.32	Resultados de resistência à fadiga correlacionando campo e laboratório.....	175
Tabela 4.33	Tráfego composto para o trecho Oeste do Rodoanel Metropolitano de São Paulo (DERSA, 1998).....	179

Lista de Abreviaturas

AASHO	<i>American Association of State Highway Officials</i>
ABCP	Associação Brasileira de Cimento Portland
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	<i>American Concrete Institute</i>
ANOVA	Análise de Variância
ARE	<i>Austin Research Engineers</i>
ARI	Alta Resistência Inicial
ASTM	<i>American Society for Testing of Materials</i>
CAD	Concreto de Alto Desempenho
CADs	Concretos de Alto Desempenho
CCP	Concreto de Cimento Portland
CEB	<i>Comité Euro-International du Béton</i>
CP	Cimento Portland
cp	Corpo-de-Prova
cps	Corpos-de-Prova
DERSA	Desenvolvimento Rodoviário S.A.
DER-SP	Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo
EPUSP	Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
ESRD	Eixos Simples de Rodagem Dupla
ESRS	Eixo Simples de Rodagem Simples
ETD	Eixos Tandem Duplo
ETT	Eixos Tandem Triplo
EUA	Estados Unidos da América
FDIS	<i>Final Draft International Standard</i>
FAPESP	Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo
FEACONS	<i>Finite Element Analysis for Concrete Slabs</i>
IPT	Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo
ISO	<i>International Organization for Standardization</i>
K-S	Kolmogorov – Smirnov
LMP	Laboratório de Mecânica de Pavimentos
MEF	Método de Elementos Finitos
MTS	<i>Material Test System</i>
NBR	Normalização Brasileira
NCHRP	<i>National Cooperative Highway Research Program</i>
PCA	<i>Portland Cement Association</i>
PMSP	Prefeitura do Município de São Paulo
PVC	Poli Cloreto de Vinila
RISC	<i>Resource International Stress Calculation</i>
RS	Resistente a Sulfatos
SGRTS7	STATGRAPHICS Plus Version 7.0 – Programa Computacional de Estatística
U.A.	Umidade do Ar
UEC	<i>Uniform Evaluation Method for Concrete Pavements</i>
USACE	<i>United States Army Corps of Engineers</i>
USP	Universidade de São Paulo
WTUD	<i>Whitetopping</i> Ultradelgado

Lista de Símbolos

α e u	Parâmetros da Distribuição Estatística
ε	Deformação Específica
ϕ_{\max}	Diâmetro Máximo do Agregado
μ	Média dos Resultados
σ	Tensão Aplicada
σ_i	Tensão Aplicada a um Nível i
σ_{\max}	Tensão Máxima Aplicada
σ_{\min}	Tensão Mínima Aplicada
a, b, c, k e β	Constantes Empíricas ou Experimentais Referentes ao Material
A, B, C e p	Constantes Empíricas ou Experimentais Referentes ao Material
a/c	Relação Água/Cimento
b	Largura da Seção Transversal
d	Dimensão Básica da Amostra
D	Dimensão Máxima Característica do Agregado
C_f	Coefficiente de Efeito da Frequência
cv	Coefficiente de Variação
D_i	Fração de Dano a um Nível de Tensão σ_i
f	Frequência de Aplicação de Carga
f	Resistência à Compressão Estática ou à Tração Estática do Concreto
F	Razão entre duas Variáveis Aleatórias Independentes
F	Probabilidade de Ruptura por Fadiga
$f_{ct,f}$	Resistência à Tração na Flexão Estática do Concreto
f_{ck}	Resistência à Compressão Axial do Concreto
f_t	Resistência à Tração Pura do Concreto
h	Altura da Seção Transversal da Vigota
H_0	Diferença entre as médias = 0
H_1	Diferença entre as médias $\neq 0$
I	Momento de Inércia da Seção Transversal da Vigota
l	Comprimento do Vão entre os dois Apoios
$\log N$	Logaritmo do Número de Ciclos à Fadiga
M_f	Momento Fletor no Vão Central
MR	Módulo de Ruptura do Concreto (o mesmo que Resistência à Tração na Flexão Estática do Concreto)
N	Número de Ciclos à Fadiga
N_{Campo}	Número de Ciclos à Fadiga obtidos em Campo
n_i	Número de Ciclos de Funcionamento
N_i	Número Total de Ciclos para o Colapso
$N_{i,adm}$	Número Total de Ciclos para o Colapso de uma Ação Repetitiva p
$N_{i,p}$	Número de Ciclos de Funcionamento para uma Ação p
$N_{\text{Laboratório}}$	Número de Ciclos à Fadiga obtidos em Laboratório
$N_{\text{médio}}$	Número Médio de Ciclos à Fadiga
P	Carga Total Aplicada nos dois Terços da Vigota
p	Variável Aleatória Independente
Q	Carga aplicada
$Q_{\text{Laboratório}}$	Carga Aplicada em Laboratório
Q_{Pista}	Carga Aplicada em Pista
R	Relação entre a Tensão Mínima Aplicada e a Resistência à Tração na Flexão Estática do Concreto

R'	relação entre σ_{\min} e σ_{\max}
R²	Coeficiente de Correlação (em regressões)
RT	Relação entre a Tensão Máxima Aplicada e a Resistência à Tração na Flexão Estática do Concreto
s	Desvio Padrão
t	Teste de Hipótese "t" de Student
T	Período de Repetição da Carga
z	Altura do Ponto a partir da Linha Neutra

RESUMO

O presente trabalho apresenta uma pesquisa experimental laboratorial sobre o comportamento à fadiga de concretos de cimento Portland para pavimentos, o que permitiu construir modelos de ruptura por fadiga para um concreto convencionalmente empregado em pavimentação em São Paulo e para um concreto de alto desempenho (CAD) empregado com objetivo de rápida liberação do tráfego (em áreas urbanas) ou como camada de revestimento mais esbelta.

Estudou-se o processo de fadiga do concreto por meio de ensaios conduzidos em regime de tensão constante (prática convencional) como também com ensaios de tensão variável, aferindo-se ainda os efeitos decorrentes da variação na frequência de aplicação das cargas bem como da saturação de amostras. Os modelos de fadiga para o CAD com tensão variável mostraram-se mais otimistas que aqueles obtidos em ensaios com tensão constante para níveis de tensão acima de 70% da tensão de ruptura, aproximadamente.

A modelagem à fadiga do concreto convencional tornou possível verificar com clareza o excessivo conservadorismo do modelo à fadiga para o concreto (recolhido de experiência estrangeira) atualmente empregado no Brasil para dimensionamento de estruturas de pavimentos de concreto. Além disso, o concreto de alto desempenho mostrou-se inferior, no que tange sua resistência à fadiga, ao concreto convencional.

Uma vez que o concreto de alto desempenho empregado no presente experimento era similar ao concreto anteriormente empregado durante experimento em pista com pavimento em concreto delgado, que já havia permitido a modelagem em campo do processo de fadiga desse concreto, foi possível desenvolver, de maneira inédita, um coeficiente de calibração confrontando modelos à fadiga obtidos em campo e em laboratório, que permitiu classificar os modelos experimentais como otimistas.

Face aos estudos realizados, ficou evidente a premente necessidade de revisão dos critérios de dimensionamento à fadiga de pavimentos de concreto simples, em especial quanto a modelos de fadiga a serem empregados, buscando a maior proximidade possível das condições de pista em obras nacionais.

Referência:

Cervo, Tatiana Cureau (2004) *Estudo da Resistência à Fadiga de Concretos de Cimento Portland para Pavimentação*. Tese (Doutorado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Orientador: José Tadeu Balbo, São Paulo.

ABSTRACT

This work deals with an experimental research on Portland cement concrete fatigue strength behavior, seeking for models able for forecasting fatigue cracking in conventional concrete as well as in a high strength concrete, the last as material for fast tracking pavements or thin concrete slabs.

Fatigue tests were carried out employing both constant and variable stresses and also seeking for different effects due to variable frequency and sample saturation by water. Variable stresses tests have shown to be more optimistic for fatigue growth on specimens than constant stress level when the stress-strength ratio reaches barely 70%.

The conservativeness of results given by the commonly used fatigue model during the design for National pavement constructions (as highways and industrial floors) were disclosed by comparing such an imported model to the present defined one. Besides that, the high strength concrete resulted weaker than the conventional concrete concerning its fatigue resistance.

Since the high strength concrete used for the experimental work was similar to the concrete employed on a former field experiment (with thin concrete slabs) and such an old monitored experiment allowed the development of a field fatigue model, in this study it became possible to originally define a shift factor to lead the allowable number of repetition for a given stress level to field condition; as consequence of such a calibration, it became evident the optimistic result for tests over concrete specimens in laboratory.

The experiments disclosed the urgent needs for changing the patterns for design on plain concrete pavements since an overseas restrict fatigue model likely is unable to forecast fatigue behavior for the large range of concretes and field conditions in Brazilian highways.

Reference:

Cervo, Tatiana Cureau (2004) *Study on Fatigue Strength of Portland Cement Concrete for Paving* . Ph.D. Dissertation, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Advisor: José Tadeu Balbo, São Paulo.

INTRODUÇÃO E JUSTIFICATIVAS

Importância e Justificativa

Os pavimentos de concreto de cimento Portland há muitas décadas têm sido utilizados no país, seja para grandes construções como as rodovias, portos e aeroportos, seja para construções menores como corredores de ônibus e pisos industriais, tendo um impulso marcante em meados dos anos 90 quando passou a ser objeto crescente de interesse nos meios rodoviários brasileiros. Este fato talvez explique porque o desenvolvimento científico nesta área seja limitado, uma vez que até hoje existem muitos questionamentos, por exemplo, aqueles relacionados ao desempenho deste material frente ao fenômeno da fadiga para concretos tipicamente empregados no Brasil.

Até o início de 2004 não existia um critério oficial de dimensionamento para pavimentos de concreto simples desenvolvido no Brasil, quando indiscutivelmente, sempre se adotou (e ainda se adota) o método desenvolvido em 1966 e revisto em 1984 pela *Portland Cement Association* (PCA). A partir deste ano, porém, a Prefeitura do Município de São Paulo (PMSP) publicou o primeiro critério para projetos de dimensionamento de pavimentos de concreto simples, desenvolvido com base em pesquisas realizadas recentemente no país, contudo considerando ainda o modelo de ruptura por fadiga da PCA (1984), uma vez que até então não haviam sido realizados estudos sobre este assunto no Brasil.

A inexistência de um critério de dimensionamento apropriado às estruturas de pavimentos de concreto no Brasil, que dedique uma atenção especial ao fenômeno da fadiga ao qual ficam sujeitas as camadas de maior rigidez, impulsionou um gradativo interesse na busca de um maior conhecimento e esclarecimento do comportamento mecânico de pavimentos de concreto.

Com relação à resistência à fadiga do material, que tem sido empregada como critério de ruptura mais racional para dimensionamento de pavimentos de concreto (relacionado ao surgimento de fissuras), as normas brasileiras não fazem menção no que diz respeito aos pavimentos, que são submetidos a tensões de tração na flexão. Assim, restam como referências sobre o assunto consultas a trabalhos realizados no exterior ou a documentos brasileiros fundamentados em experiências internacionais, que em muitos aspectos diferem das condições típicas existentes no Brasil para os concretos de cimento Portland.

Quanto à fabricação do material, as especificações existentes deixam muito claro o papel da relação água/cimento, do consumo de cimento, dos métodos de cura, etc., para obter um produto final de boa qualidade considerando a resistência à compressão do concreto, não existindo, no entanto, um esclarecimento adequado e consistente com relação a ensaios em tração na flexão, o que é ainda mais preocupante por serem poucas, também, as experiências estrangeiras relacionadas a este assunto.

Deparou-se ainda com um novo impasse relacionado à introdução do concreto de alto desempenho (CAD) em pavimentação, que apresenta como característica uma elevada resistência à tração na flexão (em torno de 6,0 MPa)¹ e que é pouco estudado neste cenário e,

¹ Em pavimentação, com emprego de concreto simples, habitualmente um concreto convencional é dosado para uma resistência entre 4 e 5 MPa. Um concreto de alto desempenho, apresentaria, em contrapartida, valores de resistência superiores a 5,5 MPa.

por conseguinte, são mínimas as referências encontradas na literatura, o que dificulta um aprofundado entendimento sobre as características à fadiga deste material.

Outra questão intrigante, relacionada à moldagem do material, diz respeito às dimensões das amostras, pois enquanto as normas internacionais possibilitam a simplificação na moldagem de corpos-de-prova prismáticos, o que racionaliza em muitos aspectos a realização de pesquisas, neste país essa possibilidade não havia sido discutida para o caso de pavimentos.

Todos estes aspectos resultaram em uma expectativa no estudo da resistência à fadiga do concreto mas também em dúvidas sobre os ensaios a serem realizados bem como sobre as características que precisariam ser consideradas na realização dos testes à fadiga, uma vez que em laboratório deve-se tentar reproduzir com a maior fidelidade possível à ocorrência em pista, o que é dificultado, uma vez que a forma de aplicação das cargas e as frequências aplicadas em campo diferem em muito daquelas utilizadas em laboratório, principalmente devido às limitações dos equipamentos empregados.

A necessidade de maior proximidade dos ensaios laboratoriais com as condições reais ocorridas em campo, tem propiciado alguns questionamentos inclusive entre pesquisadores internacionais, uma vez que não foram encontrados na literatura mundial pesquisada, trabalhos relacionando resultados obtidos em campo com aqueles obtidos em laboratório; até mesmo porque para que tal fato ocorresse seria necessária a construção de um pavimento de concreto que apresentasse vida útil à fadiga bem inferior aos 20 ou 30 anos comumente alcançados.

Face às dúvidas e dificuldades existentes, vislumbrou-se a possibilidade de desenvolver, de maneira inédita, essa tão ávida correlação entre campo e laboratório da resistência à fadiga de pavimentos de concreto simples, que foi possibilitada pela existência de uma pesquisa realizada em campo no período 1997/1998 em que o pavimento (rodovia Castello Branco) apresentou, extraordinariamente, em pouco tempo, um dano por fadiga que poderia ser considerado como critério final de ruptura, o que propiciou o desenvolvimento de um modelo semi-empírico à fadiga para o concreto (CAD) então utilizado.

As justificativas mais profundas para os principais objetivos perseguidos durante a realização deste trabalho foram:

- (a) Modelagem à fadiga de concreto convencional: ausência de outros parâmetros genuinamente nacionais para estudos à fadiga de pavimentos de concreto, em especial seu dimensionamento; até o momento emprega-se modelo de fadiga do concreto importado em projetos nacionais;
- (b) Modelagem à fadiga de concreto de alto desempenho: tal material é fundamental para o desenvolvimento de tecnologia nacional para emprego de concretos de rápida liberação ao tráfego, em pavimentos esbeltos; e
- (c) Calibração laboratório-campo de modelos experimentais de fadiga, uma vez que em laboratório não é possível a aplicação de condições de contorno exatamente idênticas àquelas comumente encontradas em pista de rolamento; tal calibração indicaria se os modelos laboratoriais são otimistas ou conservadores, e como melhorar os modelos de previsão de fadiga em laboratório, para os concretos de pavimentação.

Objetivos

Perseguiu-se como principal objetivo deste trabalho de doutoramento, estudar o desempenho à fadiga, em laboratório, do mesmo CAD utilizado na referida rodovia, visando desenvolver uma calibração entre modelos experimental e semi-empírico, o que acarretaria em um uso mais racional, em pista, dos modelos laboratoriais. Somando-se a isto, objetivava-se também construir um modelo à fadiga em laboratório para um concreto convencional desenvolvido com os materiais, características e exigências de um concreto comumente empregado no Brasil

para pavimentação e compará-lo com o modelo à fadiga até hoje empregado no país (PCA). Desta forma ter-se-ia, pela primeira vez, um modelo à fadiga para material empregado em pavimento de concreto simples, desenvolvido no Brasil, e também um coeficiente de calibração laboratório-campo.

Tinha-se consciência, todavia, que para a realização deste trabalho um certo esforço seria despendido em laboratório, uma vez que uma grande gama de ensaios seriam necessários para alcançar resultados confiáveis e atingir os objetivos estabelecidos e, somando-se a isso, apresentava-se uma considerável limitação de prazos e de equipamentos pré-estabelecidos.

Para um maior conhecimento da resistência à fadiga de concretos para pavimentação e para que os objetivos principais desta tese fossem alcançados, tornaram-se necessários os estudos enumerados a seguir:

- Estudar o comportamento à fadiga, em laboratório, por meio de ensaios dinâmicos, de dois tipos de concreto: um concreto convencional para pavimentação, conforme empregado na pista experimental da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo - EPUSP (placas convencionais de concreto) e um concreto de elevada resistência (CAD) utilizado na pista experimental com *Whitetopping* Ultradelgado (WTUD) na Universidade de São Paulo (em 1999) e na pista experimental com WTUD na rodovia Castello Branco, em 1997, pela Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP);
- Avaliar os efeitos de diferentes frequências de aplicação de cargas na resistência à fadiga do concreto;
- Avaliar os efeitos de variação no espectro de tensões durante ensaios sobre um mesmo corpo-de-prova para se ter em consideração as diferenças entre o método tradicional de ensaio (tensão constante) e a forma como tais tensões ocorrem em campo;
- Avaliar os efeitos da presença de umidade no concreto em seu comportamento à fadiga; e
- Avaliar os efeitos da aplicação de diferentes níveis de tensão mínima na resistência à fadiga do concreto.

Organização da Tese

Tais trabalhos realizados (com fomento de bolsa de doutorado pela Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo - FAPESP, cuja duração é de três anos) entre março de 2002 e dezembro de 2004 e estruturados como tese de doutorado, foram sistematizados no presente volume, compreendendo os seguintes capítulos:

1 – Revisão da bibliografia existente sobre desempenho à fadiga de concretos de cimento Portland, considerando os efeitos dos diversos aspectos anteriormente mencionados e apresentando os modelos à fadiga atuais para pavimentos de concreto desenvolvidos experimental e empiricamente por pesquisadores internacionais e nacionais;

2 – Metodologia da pesquisa empregada para alcançar os objetivos propostos, estudos e resultados sobre o emprego de corpos-de-prova prismáticos com dimensões inferiores àquelas recomendadas pela norma brasileira e resultados de resistência à tração na flexão estática utilizando diferentes métodos de cura para o CAD, uma vez que era de primordial importância o entendimento destes assuntos anteriormente ao início dos testes à fadiga;

3 – Apresentação dos resultados obtidos para os ensaios de ruptura por fadiga realizados em um concreto convencional e em um concreto de alto desempenho (CAD) para pavimentação; e,

4 – Análise estatística dos resultados obtidos nos ensaios à fadiga, desenvolvimento de modelos experimentais de ruptura por fadiga para os concretos estudados, discussão de tais modelos entre si e com aqueles resultantes de pesquisas de outros autores, calibração entre modelo experimental proposto no presente estudo e modelo semi-empírico anteriormente desenvolvido e, para ilustrar os resultados, um estudo de caso frente ao dimensionamento à fadiga utilizando para tal as condições de projeto do Rodoanel Metropolitano de São Paulo.

FADIGA EM CONCRETOS DE CIMENTO PORTLAND

1.1 Comportamento à Fadiga do Concreto

O processo de degradação (ou danificação) por fadiga está associado à deterioração sob carregamento cíclico que leva ao surgimento e à evolução de microfissuras ou à propagação de microfissuras pré-existentes no material, podendo causar a ruptura da estrutura. A fadiga ocorre devido a um processo de degradação progressiva na microestrutura cristalina do material sujeito a condições de solicitações de magnitude inferior à capacidade resistente do material, isto é, a deformações ou a tensões impostas com magnitudes inferiores à deformação ou à tensão de ruptura.

A fissura por fadiga nos concretos de cimento Portland é de natureza frágil, no sentido de que existe pouca, se alguma, deformação plástica generalizada associada à fissura, ocorrendo o processo pela iniciação e propagação de microfissuras, sendo que em geral a superfície de fratura é perpendicular à direção de tensão aplicada (Callister, 2002).

No concreto, a fadiga inicia a um nível microscópico e está associada ao aumento da abertura das fissuras e à redução da rigidez. Para o *American Concrete Institute* (ACI, 1992), a ruptura por fadiga ocorre por uma microfissuração interna progressiva que por sua vez induz incremento nas deformações no material.

Para o *Comité Euro-International du Béton* (CEB, 1988), as fissuras por fadiga não têm uma topografia superficial definida, tornando difícil identificar a fadiga nas estruturas de concreto. A fadiga pode ocorrer em um elemento estrutural de concreto quando se desenvolve fissuração excessiva.

O CEB (1991) apresenta um procedimento de cálculo para estruturas de concreto sob fadiga, seguindo a hipótese de Palmgren-Miner (1945); contudo, anteriormente a esta publicação, não existiam regras para dimensionamento à fadiga na maioria dos países europeus. A NBR 6118 (2003) também apresenta um capítulo destinado ao dimensionamento das estruturas de concreto à fadiga.

O processo de ruptura por fadiga é caracterizado por três etapas distintas que resultam no enfraquecimento gradual dos componentes estruturais:

- Etapa 1:
 - (1a) Iniciação da fissura, quando uma pequena fissura se forma em algum ponto de alta concentração de tensões; ou
 - (1b) Descontinuidades pré-existentes, ou seja, microfissuras já existentes no material (devido à existência de falhas no concreto) previamente ao processo de fadiga; ou
 - (1c) Os dois itens anteriores, simultaneamente;
- Etapa 2: Propagação da fissura, durante a qual a mesma avança em incrementos a cada ciclo de tensões, devido à existência de zonas de concentração de tensões; e

- Etapa 3: Ruptura final, que ocorre muito rapidamente, uma vez que a fissura que está avançando tenha atingido sua abertura crítica.

A ruptura por fadiga somente ocorre se a carga aplicada fornecer suficiente tensão para o crescimento e propagação das fissuras ou para que alterações significativas ocorram no material, atingindo um estado de instabilidade e afetando a vida útil da estrutura. Esta situação é definida como o limite de fadiga do material.

As propriedades de fadiga podem ser determinadas a partir de ensaios de simulação em laboratório, quando então os dados resultantes são apresentados graficamente na forma de uma tensão (σ) ou de uma deformação (ε) em função do número de ciclos (N) até a ruptura, para cada corpo-de-prova ensaiado.

Nos ensaios à fadiga, dois tipos de comportamento σ - N distintos são verificados: (1) quanto maior a magnitude da tensão, menor o número de ciclos que o material é capaz de suportar antes da ruptura; (2) quando existe um limite de resistência à fadiga, abaixo do qual a ruptura não irá ocorrer. Este limite de resistência à fadiga representa o maior valor de tensão cíclica que não irá causar a ruptura por fadiga mesmo após incontáveis ciclos de carregamento e descarregamento, equiparáveis a um número infinito de ciclos.

Outro parâmetro importante que caracteriza o comportamento à fadiga de um material é a vida à fadiga, que representa o número de ciclos (N) necessários para causar a ruptura em um nível de tensão específico. Infelizmente, existe sempre uma dispersão considerável nos resultados de testes de fadiga, ou seja, uma variação no valor de N medido para vários corpos-de-prova testados sob o mesmo nível de tensão.

Este fato pode levar a incertezas de projeto quando a vida à fadiga ou a resistência à fadiga estiverem sendo consideradas. A variação nos resultados é consequência da sensibilidade da resistência à fadiga a uma variedade de parâmetros relacionados ao ensaio e ao material, que são impossíveis de serem controlados de maneira absolutamente precisa. Esses parâmetros incluem as condições de moldagem dos corpos-de-prova, o alinhamento do corpo-de-prova no equipamento de teste, a tensão média, a frequência dos testes, dentre outros.

1.2 Fadiga em Pavimentos de Concreto

À concepção de estruturas de concreto para pavimentação vem associada a problemática da formação de fissuras nas placas de concreto após um dado período de serviço do pavimento, pois tais fissuras são causas de diversos processos de deterioração em fases posteriores.

Neste ponto, torna-se relevante uma reflexão mais precisa sobre os fatores que influenciam a resistência à fadiga e sobre os modelos de fadiga existentes para o dimensionamento de estruturas de pavimentos que empreguem o concreto de cimento Portland, frente às grandes limitações implícitas nos conceitos existentes e nos meios de construção de modelos que descrevam o fenômeno para fins de pavimentação.

Nos pavimentos de concreto simples, as tensões solicitantes consideradas são aquelas de tração na flexão, sendo a resistência à fadiga em flexão do concreto representada pelo confronto entre as tensões solicitantes e a resistência do concreto e pela relação entre o número de ciclos de cargas impostas e a ocorrência de uma superfície de fratura no material, considerando uma degradação do pavimento sob um aspecto estrutural.

A fadiga devido à aplicação de cargas repetidas, em pavimentos de concreto, que é governada pela resistência à tração na flexão, é dependente do tipo de carga aplicada, sua duração e dimensões, bem como do número de ciclos de aplicações de cargas. A relação entre o estado de serviço, que é a tensão máxima aplicada, e o estado último, representado pela resistência à

tração na flexão estática do concreto, parece não ser o único fator a se considerar, uma vez que a própria heterogeneidade do material, condições ambientais, frequência de aplicação das cargas, dentre outros, afetam o comportamento à fadiga do concreto.

Quando o pavimento está sujeito a cargas repetidas, cada ciclo pode iniciar ou propagar microfissuras no concreto, desde que o nível de carga relatado exceda um nível mínimo. Se uma suficiente nucleação deste tipo de defeito ocorrer, poderá ocasionar a ruptura do material.

Quanto maior o nível de tensão máxima, menor o número de ciclos alcançado, e mais rapidamente o concreto se deteriorará por fadiga, para uma mesma frequência de carregamento. Se um nível relativamente alto de tensão é aplicado, um menor número de cargas repetidas será necessário para que ocorra o colapso da estrutura. A ruptura é também acelerada, pela redução da frequência de aplicação de carga. (Stet e Frénay , 1998).

Majidzadeh (1988) relata que testes de fadiga em vigotas de concreto mostraram que o número de repetições de cargas que o concreto pode suportar em flexão anteriormente à ruptura depende da relação entre a tensão aplicada e o módulo de ruptura do concreto (MR)². Os resultados de fadiga do concreto normalmente são apresentados correlacionando a relação entre tensões versus o número de aplicações de cargas para a ruptura.

Como o comportamento à fadiga do concreto é muito dependente da resistência à tração na flexão estática, alguns fatores que afetam este parâmetro, tais como tipo e consumo de cimento, zona de transição, porosidade, cura, cuidados na moldagem, dentre outros, afetam também a resistência à fadiga do concreto. Neste contexto, alguns pesquisadores como Klaiber e Lee (1982) e Zhang *et al.* (1997) têm relatado que o comportamento à fadiga do concreto simples em flexão é afetado pela relação água/cimento da mistura.

Outros autores, como Koyanagawa *et al.* (1994) e Vandewalle (1998) discutem, respectivamente, a influência da dimensão máxima característica do agregado graúdo e do tipo de cimento no comportamento à fadiga do concreto, conforme será visto mais adiante.

Kim e Kim (1996) oferecem um trabalho onde observaram que o concreto de elevada resistência apresenta comportamento à fadiga bastante distinto ao do concreto simples, em que a resistência à fadiga é reduzida com o acréscimo da resistência do concreto.

Roesler e Barenberg (1999), estudando placas de concreto completamente apoiadas e vigas de concreto simplesmente apoiadas, afirmam existir diferença no comportamento à fadiga de placas e de vigas. Na pesquisa pelos autores desenvolvida, as placas apresentaram uma resistência à fadiga até 30% superior àquela das vigas, ou seja, para um mesmo número de ciclos para o colapso, as placas poderiam suportar um nível de tensão 30% maior que as vigas. Foi possível verificar que a resistência à tração na flexão das vigas não representava a resistência das placas.

Estas conclusões são bastante coerentes, uma vez que nas placas está ocorrendo um estado plano de tensões, o que ocasiona uma resistência à fadiga superior à das vigas, em que a distribuição de tensões ocorre no estado uniaxial de tensões, enquanto nas placas uma mesma carga é suportada bi-direcionalmente.

Estudos em laboratório, tais como os de Cook e Chindaprasirt (1980, 1981), Cornelissen e Leewis (1986), Vandewalle (1998), dentre outros, têm mostrado também que a resistência à fadiga é afetada pela taxa de carregamento, seqüência de cargas, período de relaxação, tempo de cura, condições de umidade e temperatura, dentre outros.

² O módulo de ruptura (MR) do concreto é o mesmo que a resistência à tração na flexão estática do concreto.

Como é possível observar, pesquisas têm mostrado que muitas vezes o colapso das estruturas de concreto ocorre devido à ruptura por fadiga, o que proporcionou no decorrer dos tempos o desenvolvimento de uma grande quantidade de estudos para o desenvolvimento de modelos de fadiga.

O número de cargas repetidas (N) para o colapso da estrutura pode ser experimentalmente ou empiricamente descrito por uma das equações mais conhecidas, que é a clássica equação $\sigma - N$, isto é, que relaciona a tensão aplicada com o número de ciclos à fadiga, desenvolvida por Aas-Jakobsen (1970), e descrita a seguir:

$$\frac{\sigma_{\max}}{f_{ct,f}} = 1 - \left(1 - \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}\right) \beta \log N \quad [1.1]$$

onde:

- σ_{\max} é o nível de tensão máxima aplicado no concreto;
- $f_{ct,f}$ é a resistência à tração na flexão estática do concreto;
- σ_{\min} é o nível de tensão mínima aplicado no concreto;
- N é o número de ciclos para o colapso do material; e
- β é um parâmetro obtido por regressão dos dados.

O primeiro termo da equação [1.1] é denominado por relação entre tensões (RT), ou seja, o quociente entre a tensão aplicada durante o teste e a resistência à tração na flexão estática do concreto.

A curva $\sigma - N$ representada em função do $\log N$ é conhecida como curva de Wöhler e pode também ser descrita como segue:

$$\frac{\sigma_{\max}}{f_{ct,f}} = a + b \log N \quad [1.2]$$

onde a e b são constantes empíricas ou experimentais referentes ao material, obtidas por regressão dos dados. A grande maioria dos estudos existentes sobre fadiga de concretos apresenta resultados modelados por meio das equações [1.1] e [1.2].

1.3 Fatores Intervenientes na Resistência à Fadiga

1.3.1 Relacionados ao Tráfego

O tráfego a que o pavimento está sujeito é de extrema importância no comportamento à fadiga uma vez que a intensidade do carregamento cíclico pode acelerar o surgimento de fissuras e até mesmo o colapso da estrutura do pavimento.

Como o tráfego de veículos ao qual o pavimento está sujeito apresenta grandes diferenças de carregamentos, as cargas nos eixos são altamente variáveis, resultando que a tensão e a frequência de carregamento não são constantes (Balbo, 2000).

As cargas que solicitam os pavimentos não são idênticas em magnitude e pressões aplicadas. Ainda, em função da largura da faixa de rolamento e da bitola do eixo do veículo ocorrem deslocamentos laterais das cargas, o que pode influenciar no surgimento de fissuras.

Nos pavimentos de concreto, as fissuras por fadiga são uma das principais causas de rupturas associadas ao tráfego, uma vez que têm início e se desenvolvem na camada de maior rigidez da estrutura.

1.3.2 Condições Climáticas

Os pavimentos estão sujeitos a um incremento de tensão devido às diferenças de temperatura entre o topo e o fundo da placa de concreto, gerando diferenciais térmicos que causam o empenamento do pavimento.

Em consequência do aumento de temperatura na face superior do pavimento, a placa de concreto tenderá a expandir as fibras do topo e contrair as do fundo. Entretanto, a placa irá desenvolver uma defesa ao arqueamento, representada pelo seu peso próprio. Desta forma as tensões de tração são produzidas na parte inferior da placa, enquanto as tensões de compressão surgem na parte superior, conforme se observa na Figura 1.1.

O resfriamento durante a noite causa um gradiente térmico negativo no concreto, em que as tensões de tração ocorrem no topo e as tensões de compressão no fundo, reduzindo as tensões de tração no fundo da placa, embora tal condição não seja dominante para clima tropical (Balbo e Severi, 2002).

O gradiente de temperatura determina a magnitude da tensão que está ocorrendo. As maiores diferenças de temperatura e, conseqüentemente, maiores tensões, são obtidas em um dia quente de verão, em climas tropicais (Balbo, 2001; Severi, 2002).

A freqüência de variação da temperatura é muito menor do que a do tráfego, sendo representada como uma carga cíclica longa, em que as tensões devido ao tráfego são sobrepostas.

É importante lembrar, que o empenamento, a abertura de juntas, o bombeamento de finos e as fissuras, são alguns dos defeitos relacionados às condições climáticas, o que torna essencial o conhecimento das características do clima onde o pavimento será construído, para que atenda satisfatoriamente às exigências de desempenho.

Segundo Domenichini e Di Mascio (1990) as características relevantes ao clima em relação ao projeto de pavimentos de concreto são a temperatura do ar, a amplitude diária da temperatura, a intensidade da radiação solar, a velocidade do vento, a média de precipitação anual e os ciclos de gelo-degelo. Os autores estudaram a influência das características climáticas no comportamento à fadiga em pavimentos de concretos existentes na Itália, e observaram uma elevada influência dos parâmetros climáticos no desempenho desses pavimentos.

1.3.3 Níveis e Forma de Aplicação das Tensões

As tensões impostas a um pavimento estão intimamente relacionadas ao tráfego e ao clima a que o pavimento está sujeito, conforme se apontou nos itens 1.3.1 e 1.3.2.

Contudo, as tensões devido ao tráfego são detentoras da maior parcela de danos causados aos pavimentos, e estas tensões são bastante variadas, uma vez que as cargas que solicitam os pavimentos são muito diferentes em suas magnitudes e pressões aplicadas.

Para o dimensionamento à fadiga de pavimentos de concreto, a relação entre a tensão máxima aplicada e a resistência estática do concreto representa um fator importante a considerar.

Nos pavimentos de concreto, a fadiga, devido à aplicação de cargas repetidas, é governada pela resistência à tração na flexão, sendo o ensaio em flexão realizado em um corpo-de-prova prismático, com uma dimensão predominante, empregando-se o ensaio de dois cutelos para a determinação da resistência à tração na flexão no terço central, isto é, na seção com momento fletor constante.

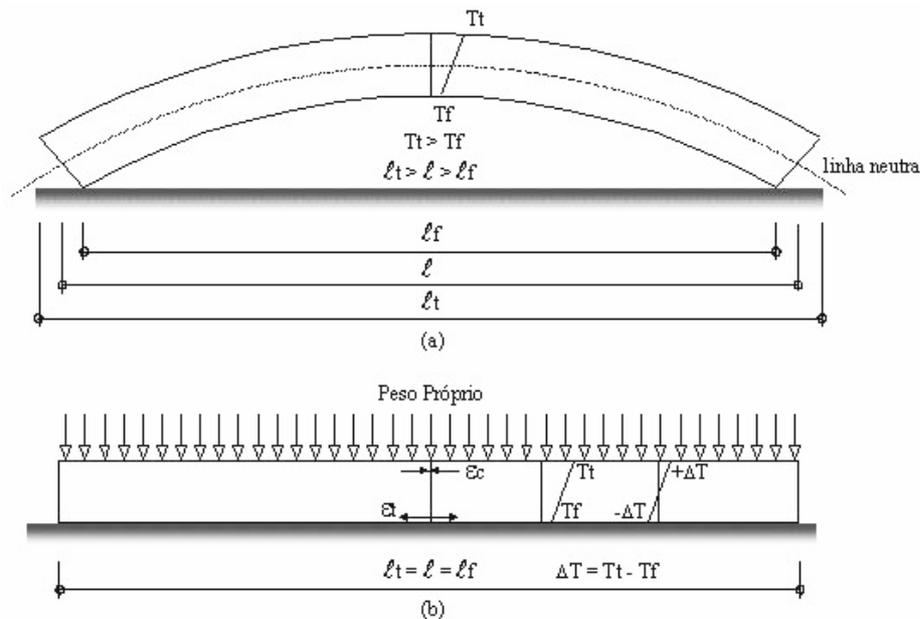


Figura 1.1 Empenamento da placa devido ao efeito do gradiente térmico positivo e a ação do peso próprio (Rodolfo, 2001).

No ensaio em flexão, a força é aplicada verticalmente nos dois terços do comprimento da amostra prismática, podendo ser aplicada somente no sentido descendente, quando o material é aliviado ao cessar a força aplicada, ou nos dois sentidos (descendente e ascendente) de uma mesma direção, sendo denominado por ensaio em flexão alternada onde as faces, inferior e superior, da vigota estarão sujeitas, alternadamente, por tensões de tração na flexão.

Nos ensaios à fadiga em concretos para pavimentação os dois tipos de ensaios citados podem ser realizados, sendo mais comum a realização do primeiro tipo. Os ensaios podem ser à tensão controlada, que resultam em modelos à tensão constante (comumente realizados), ou à tensão variável, que são mais difíceis de realizar devido, principalmente, às limitações dos equipamentos de ensaios à fadiga.

Com o intuito de conhecer o comportamento à fadiga do concreto, Oh (1991b) realizou ensaios cíclicos em flexão, considerando três diferentes níveis de tensão máxima: 65%, 75% e 85% da resistência à tração na flexão estática do concreto. Os resultados obtidos mostraram que a resistência à fadiga do concreto é diferente para os diferentes níveis de tensão aplicados verificando que o número de ciclos à fadiga para $RT = 0,65$ foi 93% superior do que para $RT=0,75$, e este foi 93% superior do que para $RT = 0,85$. O autor determinou ainda, a probabilidade de ruptura por fadiga por meio da distribuição de Weibull, empregando os métodos gráfico e Kolmogorov-Smirnov para estimar os parâmetros de distribuição, observando que os diferentes métodos utilizados para estimar a probabilidade à fadiga proporcionam valores similares para cada nível de tensão. A expressão utilizada é a que segue:

$$F = 1 - e^{-\left(\frac{N}{u}\right)^\alpha} \quad [1.3]$$

onde F é a probabilidade de ruptura por fadiga, N é o número de ciclos e α e u são parâmetros da distribuição estatística.

Crepps (1923) e Hatt (1924, 1925), *apud* Zhang *et al.* (1996), em uma primeira tentativa de determinar o comportamento à fadiga do concreto realizaram ensaios em tensão alternada,

chegando à conclusão de que a tensão alternada não afeta a resistência à fadiga do concreto em relação a testes não alternados.

Zhang *et al.* (1996) relatam, também, que em um estudo similar ao anterior, Clemmer (1922) e Clifford (1924) observaram que a tensão alternada tinha uma pequena influência na resistência à fadiga do concreto.

Zhang *et al.* (1996) estimaram então o efeito da tensão não alternada ($R' \geq 0$) e da tensão alternada ($R' < 0$) na resistência à fadiga do concreto, fazendo ensaios de tração-compressão e de tração na flexão. As tensões mínimas variaram em $R' = 0,5, 0,2, 0, -0,2, -0,5, -0,8$ e -1 , e foram combinadas com treze níveis de tensões máximas, $\sigma_{\max}/f_{ct,f} = 0,5$ a $0,975$. A frequência de aplicação de carga foi de 1 Hz para $N < 10^3$, 5 Hz para $10^3 \leq N \leq 10^5$ e 20 Hz para $N > 10^5$. Os resultados levaram a uma alteração na clássica equação de fadiga $\sigma - N$, resultando em:

$$\frac{\sigma_{\max}}{f_{ct,f}} = \left(a b^{-\log f} + c \right) \left[1 - (1 - R') \beta \log N \right] \quad [1.4]$$

onde:

R' é a relação entre σ_{\min} e σ_{\max} ;
 $f_{ct,f}$ é a resistência estática à tração na flexão;
 σ_{\max} é a tensão máxima aplicada;
 f é a frequência de aplicação de carga;
 a, b, c e β são constantes definidas experimentalmente; e
 R'' é relação entre tensões dada por:

$$R' = R'' = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} \quad \text{para } R' \geq 0 \quad [1.5]$$

$$R'' = \left| \frac{f_{ct,f}}{f_{ck}} \right| R' \quad \text{para } R' < 0 \quad [1.6]$$

onde então:

σ_{\max} é a tensão máxima aplicada;
 σ_{\min} é a tensão mínima aplicada; e
 $f_{ct,f}$ e f_{ck} são as resistências à tração na flexão e à compressão, respectivamente.

A relação entre tensões afetou significativamente as propriedades de fadiga do concreto. Para elevadas relações entre tensões ($\sigma_{\max}/f_{ct,f} \geq 0,75$), o efeito da manutenção de carga poderia ser considerado. Os autores observaram que a tensão alternada causou redução na resistência à fadiga do concreto e que a equação [1.4] também é válida para ensaios alternando tração e compressão.

Em estudo mais recente, Zhang e Wu (1997) verificaram que a resistência residual à fadiga diminui gradualmente com o aumento do número de ciclos até aproximadamente 90% da resistência à fadiga. Posteriormente, a resistência residual decresce rapidamente até a ruptura final. Os autores observaram que, para uma mesma relação entre tensões, a resistência residual diminui mais rapidamente para uma resistência à fadiga maior. Para um mesmo número de ciclos, a resistência residual decresce mais rapidamente para menor relação entre tensões. Isto indica que a tensão alternando entre tração e compressão irá causar maior redução na resistência residual do que a tensão em tração na flexão simplesmente.

Os autores anteriormente mencionados determinaram o módulo de elasticidade dinâmico, o módulo de cisalhamento dinâmico e o coeficiente de Poisson por meio de ensaios não

destrutivos, observando que durante os testes os dois primeiros parâmetros diminuíram de maneira, razoavelmente, linear com o aumento do número de ciclos. Os resultados experimentais demonstraram boa correlação entre a resistência residual e os parâmetros de rigidez.

Tepfers (1982) desenvolveu um ensaio cíclico com tensão alternada usando duas combinações de carregamento: a primeira com tensão de compressão constante na direção horizontal e com tensão de tração variável na direção vertical, e a segunda com tensão de tração constante na direção horizontal e com tensão de compressão variável na direção vertical. Verificou desta maneira que a tensão alternada afetou o comportamento à fadiga, mas observou que o efeito era muito pequeno para descrever um modelo de fadiga.

Em outro ensaio realizado por Tepfers e Kutti (1979) foi desenvolvido um modelo à fadiga apoiado em ensaios em compressão. Posteriormente, o autor verificou por meio de análise estatística que a mesma expressão poderia ser aplicada também para ensaios à fadiga em tração. A equação por ele proposta foi a que segue:

$$\frac{\sigma_{\max}}{f} = 1 - 0,0685 (1 - R') \log N \quad [1.7]$$

onde:

- σ_{\max} é a tensão máxima aplicada;
- f é a resistência à compressão estática ou à tração estática;
- N é o número de ciclos à fadiga; e
- R' é a relação entre a tensão mínima e a tensão máxima aplicadas.

Cornelissen (1984), determinou o efeito da tensão alternada no comportamento à fadiga do concreto, colocando em prática duas séries de testes: tração-compressão e flexão alternada. Ele propôs as seguintes equações de fadiga:

Tração-compressão:

$$\log N = 9,36 - 7,93 \left(\frac{\sigma_{\max}}{f_t} \right) - 2,59 \left(\frac{\sigma_{\min}}{f_{ck}} \right) \quad [1.8]$$

Flexão alternada:

$$\log N = 9,91 - 7,45 \left(\frac{\sigma_{\max}}{f_{ct,f}} \right) - 1,93 \left(\frac{\sigma_{\min}}{f_{ck}} \right) \quad [1.9]$$

onde:

- f_t é a resistência à tração pura;
- $f_{ct,f}$ é a resistência à tração na flexão; e
- f_{ck} é a resistência à compressão axial.

O autor observou que o número de ciclos necessários para que ocorra o colapso aumenta com a diminuição da relação entre tensões e que quanto menor o limite de fadiga, maior a resistência à fadiga do material. Isto significa que os ensaios em tração-compressão causam maior dano por fadiga no concreto do que os ensaios alternados em flexão.

Os efeitos da taxa de carregamento em amostras de concreto simples submetidos a ensaios de fadiga em laboratório foram considerados por Hsu (1981). O autor desenvolveu dois modelos de fadiga, um para um elevado número de ciclos à fadiga ($N > 10^5$) e outro para um baixo número de ciclos ($N < 10^3$) à fadiga, realizando ensaios em compressão e em flexão. As

equações obtidas pelo autor levaram a resultados conservadores, e estão apresentadas a seguir:

- Elevado número de ciclos à fadiga ($N > 10^5$):

$$\frac{\sigma_{\max}}{f} = 1 - 0,0662 (1 - 0,556 R') \log N - 0,0294 \log T \quad [1.10]$$

- Baixo número de ciclos à fadiga ($N < 10^3$):

$$\frac{\sigma_{\max}}{f} = 1,20 - 0,20 R - 0,133 (1 - 0,779 R') \log N - 0,0530 (1 - 0,45 R) \log T \quad [1.11]$$

onde:

- σ_{\max} é a tensão máxima aplicada;
- f é a resistência à compressão estática ou à tração na flexão estática;
- N é o número de ciclos à fadiga;
- R' é a relação entre a tensão mínima e a tensão máxima aplicadas; e
- T é o período de repetição da carga.

O autor observou que existe efeito da taxa de carregamento no comportamento à fadiga, contudo, pelos ensaios realizados não foi possível verificar a magnitude deste efeito. Observou, porém, que para elevados ciclos à fadiga a taxa de carregamento é menos sensível do que para baixos ciclos.

Cook e Chindaprasirt (1980) analisaram a influência da história de tensões nas propriedades do concreto em compressão e observaram que um carregamento de longa duração produziu um pequeno acréscimo na resistência e grande aumento na rigidez do concreto, enquanto o carregamento cíclico ocasionou uma leve diminuição na resistência e grande redução na rigidez do material. Os autores relataram que ambas histórias de carregamentos diminuíram o pico de tensão no carregamento e que a carga de longa duração resultou em redistribuição das concentrações de tensão, enquanto as cargas cíclicas produziram microfissuras.

Em um estudo posterior, Cook e Chindaprasirt (1981) determinaram a influência do carregamento de longa duração e da carga cíclica nas propriedades do concreto em tração. Os resultados mostraram que a carga de longa duração reduziu a resistência à tração. Na história de cargas cíclicas, uma análise estatística indicou que as diferenças de resistência não foram significativas. Os autores observam, ainda, que o módulo de elasticidade apresentou uma leve redução para ambas histórias de carregamentos, mostrando-se mais acentuada para misturas com concretos de baixas resistências.

Com base nas descrições realizadas neste item é possível verificar que os experimentos de Stet e Frénay (1998) e Oh (1991b) sustentam as conclusões de várias pesquisas que observaram que quanto maior a tensão máxima, maior o grau de deterioração do concreto e que, se a tensão for ampliada, acarreta em um menor número de ciclos à fadiga. Estes resultados são, de certa forma, previsíveis se forem considerados do ponto de vista real o que ocorre em pista, isto é, um veículo comercial com um carregamento mais pesado irá produzir maiores tensões e, conseqüentemente, maior dano ao pavimento.

Quando o assunto foi a influência da tensão alternada na resistência à fadiga do concreto, existiram controvérsias entre os resultados obtidos pelos diversos autores. Enquanto Crepps (1923) e Hatt (1924, 1925) *apud* Zhang *et al.* (1996) verificaram que a tensão alternada não influenciava na resistência à fadiga, autores como Clemer (1922) e Clifford (1924) *apud* Zhang *et al.* (1996) e Tepfers (1982) observaram que existia uma pequena influência. Entretanto, Zhang *et al.* (1996) verificaram que a tensão alternada reduziu a vida à fadiga. Estas

observações conduzem para a reflexão de que provavelmente a tensão alternada exerça influência na resistência à fadiga, sendo necessários, contudo, maiores estudos sobre o assunto para a confirmação do nível de significação de tal condição. Uma questão interessante com relação a este aspecto é que existe a possibilidade de que, com o passar dos anos e com o conseqüente avanço no desenvolvimento de equipamentos mais precisos para ensaios dinâmicos, fatores que afetam a resistência à fadiga de modo um tanto sensível, como parece ser o caso da tensão alternada, comecem a se pronunciar de maneira mais clara.

Ainda com relação à tensão alternada, autores como Zhang e Wu (1997), Cornelissen (1984), dentre outros, foram unânimes com relação à verificação de que os ensaios alternados causam maior redução na resistência à fadiga do que aqueles puramente em tração na flexão.

1.3.4 Freqüência de Aplicação de Cargas

A freqüência de aplicação das cargas é um fator importante a se considerar no desempenho dos pavimentos de concreto e apresenta relevante influência na resistência à fadiga do concreto, uma vez que as cargas são impostas ao pavimento em freqüências variadas e existe um tempo de relaxação entre a aplicação de uma carga e outra.

Pesquisas como a de Zhang *et al.* (1996) relatam sobre o trabalho pioneiro desenvolvido por Graf e Brenner na Alemanha entre os anos de 1934 e 1936 com relação ao estudo do efeito da freqüência de carregamento (f) no comportamento à fadiga do concreto. Os autores constataram que uma freqüência entre 4,5 e 7,5 Hz apresenta pequeno efeito na resistência à fadiga; mas quando reduzida para valores inferiores a 0,16 Hz a resistência à fadiga diminui.

Murdock (1965) *apud* Zhang *et al.* (1996) e Hanson (1974), constataram que quando a tensão máxima é menor do que 75% da resistência estática do concreto, as freqüências entre 1 e 15 Hz apresentam pequena influência na resistência à fadiga.

A experiência relatada por Sparks e Menzies (1973) mostrou que quando a tensão máxima estava entre 75% e 100% da resistência estática do concreto, o aumento na freqüência de aplicação das cargas melhorou o desempenho à fadiga porém, esta não foi quantificada. Entretanto, quando a tensão máxima foi menor, freqüências variando entre 0,1 e 100 Hz não tinham efeito sobre o número de ciclos à fadiga.

Todavia, até pouco tempo, a influência da freqüência de aplicação da carga estava sendo negligenciada com relação à sua consideração nos modelos de fadiga e apenas começou a ser considerada em alguns trabalhos como o de Furtak (1984) e Zhang *et al.* (1996).

Furtak (1984) desenvolveu um modelo à fadiga considerando o efeito da freqüência de carregamento e incluiu um coeficiente de freqüência C_f na expressão:

$$\frac{\sigma_{\max}}{f_{ct,f}} = C N^{-A} (1 + B \log N) C_f \quad [1.12]$$

sendo:

$$C_f = 1 + a (1 - b R^i) \log f \quad [1.13]$$

onde:

A, B, C, a e b são constantes definidas experimentalmente;

σ_{\max} é a tensão máxima aplicada;

$f_{ct,f}$ é a resistência à tração na flexão estática;

N é o número de ciclos à fadiga;

R' é a relação entre tensão mínima e tensão máxima;
 C_f é o coeficiente de efeito da frequência; e
 f é a frequência de aplicação de cargas.

Zhang *et al.* (1996) desenvolveram um modelo considerando a influência da frequência de aplicação de carga na resistência à fadiga em flexão realizando seis grupos de testes dinâmicos com frequências de 0,5, 1, 5, 10, 20 e 30 Hz. A relação entre tensão mínima e máxima (R') e a relação entre tensões ($RT = \sigma_{max}/f_{ct,f}$) foram mantidas constante em 0,20 e 0,80, respectivamente. Os resultados mostraram que quanto maior a frequência de aplicação de carga, maior a resistência à fadiga, e que esta, durante o carregamento em flexão, é aproximadamente 80% da resistência estática do material. A expressão obtida pelos autores é a que segue:

$$\frac{\sigma_{max}}{f_{ct,f}} = \left(a b^{-\log f} + c \right) \left[1 - (1 - R') \beta \log N \right] \quad [1.14]$$

onde:

f é a frequência de aplicação de carga; e
 a , b , c e β são constantes definidas experimentalmente.

As pesquisas sobre frequência de aplicação de cargas apresentadas acima indicam que quanto mais elevada é a frequência maior será o número de ciclos à fadiga que o concreto poderá suportar. Ainda é possível extrair pelas descrições dos autores que o desempenho do material à fadiga depende da combinação entre a frequência de carregamento e o nível de tensão aplicada, e que ambas variáveis devem ser consideradas em um mesmo modelo de fadiga. Murdock (1965) *apud* Zhang *et al.* (1996), Hanson (1974) e Sparks e Menzies (1973) concordam que existe um determinado nível de tensão abaixo do qual a frequência de aplicação das cargas não afeta o número de ciclos à fadiga.

1.3.5 Materiais que Constituem o Concreto

Analisando-se o comportamento à fadiga do concreto determinado em diversas pesquisas anteriores, é possível observar nas curvas $\sigma - N$ uma discrepância provavelmente resultante da variabilidade da resistência estática que não especifica, na maioria das vezes, os parâmetros que controlam a resistência estática do material tais como, consumo e tipo de cimento, relação água/cimento (a/c), tipo e diâmetro máximo do agregado, condições e tempo de cura.

1.3.5.1 Uso de Agregados Não Convencionais

Williams (1943), empregando dois tipos de agregados leves, observou que a resistência à fadiga em flexão do concreto com esse tipo de agregado mostrou-se inferior àquela utilizando agregados convencionais.

Zhang *et al.* (1997), verificando o efeito do tipo de agregado na resistência à fadiga do concreto em flexão, observaram que a mistura com agregado pesado obteve comportamento semelhante ao da mistura com agregado convencional. Todavia, quando utilizados agregados leves, uma resistência à fadiga superior foi verificada.

Tepfers e Kutti (1979) e Sparks (1982) verificaram não existir uma grande diferença no comportamento à fadiga em compressão de misturas com agregado leve ou com agregado convencional.

Waagaard (1986) *apud* Zhang *et al.* (1997), analisando também testes em compressão, descreve que concretos armados de alta resistência, com agregado leve, obtiveram maior resistência à fadiga quando comparados aos concretos convencionais.

Conforme descrito no *Comité Euro-International du Béton* (CEB, 1988), Cornelissen também verificou que o concreto com agregados leves ou com agregados convencionais apresentam a mesma resistência à fadiga durante ensaios em tração, mas que a mistura com agregado leve demonstra um comportamento sutilmente inferior em ensaio alternando tração-compressão.

Entretanto, Saito (1984) *apud* Zhang *et al.* (1997) conduziu ensaios em tração em amostras saturadas, que apresentaram maior resistência à fadiga em concretos constituídos de agregados leves quando comparados àqueles constituídos de agregados convencionais.

Fazendo-se um apanhado geral dos trabalhos desenvolvidos pelos diversos autores citados neste item, pode-se dizer que com relação ao tipo de agregado utilizado verificou-se que autores como Williams (1943) e Zhang *et al.* (1997) observaram que a mistura com agregado leve apresentava resistência à fadiga em flexão menor do que aquela com agregado convencional. Cornelissen (CEB, 1988) verificou que o mesmo ocorria na fadiga em compressão. Em contrapartida, Tepfers e Kutti (1979) e Sparks (1982) verificaram não existir diferença no número de ciclos à fadiga em compressão e, Cornelissen (CEB, 1988) observou que o mesmo ocorria em tração para misturas com agregados leve ou convencional. Contudo, Waagaard (1986) *apud* Zhang *et al.* (1997) verificou que em compressão a mistura com agregado leve resultou em maior número de ciclos à fadiga do que aquela com agregado convencional, e Saito (1984) *apud* Zhang *et al.* (1997) observou que em concretos saturados a resistência à fadiga em tração foi maior quando utilizado agregado leve.

1.3.5.2 Dimensões dos Agregados

Iwama e Fukuda (1986) relatam a influência do diâmetro máximo (ϕ_{max}) do agregado graúdo no comportamento à fadiga do concreto. Ensaando 150 amostras com duas dimensões máximas de agregado, 20 mm e 40 mm, os autores concluíram que os diferentes efeitos da dimensão máxima característica do agregado graúdo são desprezíveis.

Em um estudo semelhante, Koyanagawa *et al.* (1994) ensaiou amostras em flexão comparando as dimensões máximas do agregado de 20 mm e 40 mm. Os resultados indicaram que a influência do ϕ_{max} no comportamento à fadiga do concreto foi praticamente nula para relação entre tensões maiores que 0,8. Para níveis de tensão inferiores a este valor a dimensão máxima do agregado apresentou uma pequena influência, o que permitiu ao autor concluir que a utilização de agregado com ϕ_{max} de 20 mm seria mais favorável.

1.3.5.3 Relação Água / Cimento

Outro fator que pode influenciar no comportamento à fadiga do concreto é a relação água/cimento (a/c). Graf e Brenner (1934, 1936) *apud* Zhang *et al.* (1997) sugerem que o aumento da relação a/c ou do consumo de cimento diminuem a resistência à fadiga.

Klaiber e Lee (1982) observaram que a resistência à fadiga em flexão reduziu quando a relação água/cimento foi inferior a 0,4, entretanto, pouco variou quando a relação a/c esteve entre 0,4 e 0,6.

Zhang *et al.* (1997) estudaram misturas variando a relação água/cimento de 0,39, 0,45, 0,53 e 0,65, e verificaram que a variação da relação a/c somente modificou a resistência estática do concreto, não influenciando na resistência à fadiga.

Os relatos apresentados neste item sobre a influência dos materiais constituintes do concreto no comportamento à fadiga deste material permitem observar que existem ainda muitas controvérsias com relação a quanto e como cada propriedade do material influi na resistência à fadiga do concreto. Enquanto algumas pesquisas demonstram que certa característica de um dado material aumenta a resistência à fadiga do concreto, outros trabalhos observam o contrário. Este fato comprova o quanto é difícil ter uma precisão do comportamento à fadiga de um material heterogêneo como é o caso do concreto de cimento Portland e o quanto é importante considerar as características dos materiais utilizados e as condições a que o concreto foi submetido quando fabricado.

É importante ressaltar que além do tipo de agregado ou relação a/c que se está utilizando, existe a importância do tipo de ensaio que está sendo executado, se em tração direta, em compressão ou em flexão, observando-se que cada ensaio produz um efeito distinto no concreto, mesmo que o material seja o mesmo, lembrando-se sempre que em pavimentação os ensaios em flexão são os mais representativos do comportamento estrutural. Todavia, existem estudos em fadiga desenvolvidos a partir de ensaios que não em flexão, como é o caso de Siemes (1988) e Cornelissen e Leewis (1986), que são muito difundidos em todo o mundo.

1.3.5.4 Consumo de Cimento

Tepfers e Kutti (1979) apresentam as características de um concreto utilizado em um experimento para descrever o comportamento à fadiga de pavimentos de concreto sujeitos a tensões resultantes da ação combinada de cargas do tráfego e gradientes térmicos, conforme está apresentado no item 1.4.1.2. A Tabela 1.1 descreve as propriedades do concreto empregado.

Tabela 1.1 Composição e características dos concretos empregados por Tepfers e Kutti (1979)

Materiais ou Propriedades	Mistura 1	Mistura 2
Cimento I (kg/m ³) ³	236	365
Agregado Miúdo (kg/m ³) – areia silicosa	1101	1025
Agregado Graúdo $\phi_{\max} = 16$ mm (kg/m ³) – granito britado	710	737
Relação a/c	0,89*	0,512
Consistência (VB)	4	4
Resistência à tração pura (MPa) – 20 dias	3,38	3,99
Resistência à compressão (MPa) – 20 dias	40,8	56,7

* valor indicado na tabela original, embora suspeito

Os resultados dos testes indicaram que a suscetibilidade do concreto à fadiga, quando sujeito a tensões de tração, pode ser descrito pelo mesmo modelo encontrado para tensões de compressão. Para os dois concretos testados, o desempenho à fadiga devido às tensões de tração indicou ser independente do consumo de cimento ou nível de resistência alcançado

³ Cimento I é classificado como Cimento Portland Comum, pelas normas americanas.

1.3.5.5 Saturação do Concreto e Método de Ensaio

Cornelissen e Leewis (1986) descrevem a composição do concreto estudado na Holanda para determinar o comportamento à fadiga de amostras secas e saturadas, que está apresentado no item 1.4.1.2. A Tabela 1.2 mostra a composição e características do concreto utilizado.

Tabela 1.2 Concreto empregado na Holanda por Cornelissen e Leewis (1986)

Características	Quantidade ou valores	
Cimento II (kg/m ³) ⁴	325	
Agregado Miúdo (areia) + Agregado Graúdo (pedregulho) $\phi_{\max}=16$ mm (kg/m ³)	1942	
Relação a/c	0,50	
Resistência à compressão (MPa) – 14 dias	47,3	
Resistência à tração pura (MPa) – 14 dias	2,36	
Resistência à tração na flexão (MPa) – 14 dias	Secas	2,46
	Saturadas	2,76

Os ensaios à fadiga indicaram que os corpos-de-prova saturados apresentam uma vida à fadiga inferior àqueles secos, o que significa que para um mesmo nível de tensão aplicado, o concreto seco suporta um maior número de ciclos à fadiga, apesar de o concreto seco apresentar uma resistência à tração na flexão estática sutilmente inferior.

O mesmo concreto foi utilizado por Cornelissen (1984) para verificar o desempenho à fadiga com relação ao método de ensaio empregado, e constatou que ocorreu uma redução na vida à fadiga do concreto quando os ensaios foram realizados em flexão alternada, isto é, variando entre tração na flexão e compressão, comparados aos ensaios puramente em flexão.

1.3.6 Hipótese de Palmgren-Miner (Dano Contínuo Linear)

Várias pesquisas relatando as propriedades de fadiga do concreto limitam-se à aplicação de cargas a uma tensão constante. Este fato, entretanto, não ocorre em pista, e a história de tensões irá determinar níveis de carregamento com tensão variada, números de ciclos, seqüências de carregamentos e tempos de relaxação diferentes.

Na análise da influência da história de tensões na resistência à fadiga dos materiais, a hipótese clássica de Miner (1945) é amplamente utilizada. A teoria de Palmgren (1924) propôs inicialmente um conceito de dano cumulativo para explicar o comportamento à fadiga de materiais de engenharia. Posteriormente, Miner estendeu este conceito e propôs uma hipótese linear, conhecida como “Teoria do Dano Cumulativo Linear de Miner”.

A hipótese de Palmgren-Miner assume que a fração de dano a um nível de tensão σ_i é linearmente proporcional à relação entre o número de ciclos de funcionamento e o número de ciclos total que poderia levar ao colapso do material a um certo nível de tensão, podendo ser determinado por:

⁴ Cimento II é classificado como Cimento Portland com Moderada Resistência a Sulfatos, pelas normas americanas.

$$D_i = \frac{n_i}{N_i} \quad [1.15]$$

onde:

D_i é uma fração de dano a um nível de tensão σ_i ;
 n_i é o número de ciclos de funcionamento; e
 N_i é o número total de ciclos para o colapso.

O colapso por fadiga pode ocorrer quando a soma do dano para todos os níveis de tensão atingir um certo valor crítico, que no caso da teoria de Miner é igual a 1. Este fato pode ser expresso por:

$$D_1 + D_2 + \dots + D_i + \dots + D_n \geq 1 \quad [1.16]$$

Portanto:

$$\frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \dots + \frac{n_i}{N_i} + \dots + \frac{n_n}{N_n} \geq 1 \quad [1.17]$$

Miner procurou formular o comportamento à fadiga de metais durante carregamento cíclico com tensão variável, empregando a relação $\sigma - N$ correspondente ao comportamento à fadiga com tensão constante. É possível observar que a expressão da teoria do dano linear não reconhece a influência da seqüência de aplicação de cargas para vários níveis de tensão, e que a hipótese assume acumular uma mesma taxa de um dado nível de tensão sem verificar a história de tensões anteriores. Este fato pode provocar algumas incoerências na descrição do comportamento à fadiga do concreto.

Em uma pesquisa, empregando vários estágios de tração direta com tensão variável e alternando tração-compressão, Cornelissen e Reinhardt (1984) concluíram, com base na medida da taxa de deformação permanente (fluência), que a seqüência de aplicação de carga pouco influenciava no comportamento à fadiga do concreto, e que a teoria de Palmgren-Miner poderia ser usada com segurança. Além disso, a medida de fluência auxiliaria na previsão do número de ciclos à fadiga.

Holmen (1982), realizando ensaios à fadiga em compressão, evidenciou, contrariamente aos autores citados anteriormente, que quando a tensão variava de alta para baixa, a resistência à fadiga do concreto era reduzida, concluindo que a hipótese de Palmgren-Miner poderia ser desfavorável.

Hilsdorf e Kesler (1966) analisaram dois estágios de seqüência de aplicação de carga em flexão no concreto: (a) no primeiro aplicaram um certo nível de tensão (σ_1) até um determinado número de ciclos e posteriormente aumentaram o nível de tensão para σ_2 que permaneceu até a ruptura da amostra; (b) no segundo começaram aplicando o nível de tensão σ_2 até um determinado número de ciclos e posteriormente diminuíram para o nível de tensão σ_1 . Os resultados mostraram que no segundo caso (caso b) o número de ciclos à fadiga obtido foi menor do que no primeiro caso (caso a), ou seja, que reduzindo a tensão de alta para baixa, a resistência à fadiga diminuiu. Os autores verificaram ainda, que quando um menor número de ciclos era aplicado a um nível de tensão inferior ao limite de fadiga, a resistência à fadiga crescia.

Zhang *et al* (1997) verificaram a validade da teoria de Palmgren-Miner com relação à influência da seqüência de aplicação de carga, na fadiga do concreto em flexão, variando as tensões em dois estágios que iam do nível alto para baixo, e a dois estágios que iam do nível baixo para alto. A freqüência de aplicação das cargas também foi variável. Os resultados mostraram que,

aplicando-se a tensão de baixa para alta, a hipótese de Palmgren-Miner seria segura; porém variando a tensão de alta para baixa, a hipótese conteria riscos.

Oh (1991a) estudou o comportamento à fadiga em flexão com tensão variável e apresentou as seguintes observações:

- o colapso por fadiga no concreto é muito influenciado pela magnitude e seqüência de aplicação de carga com tensão variável;
- a teoria do dano linear proposto por Palmgren-Miner não é diretamente aplicável ao concreto durante testes de tensão variável; e
- o dano cumulativo total é maior que 1 quando a magnitude do carregamento é aumentada, e menor que 1 quando é reduzida, o que significa que a teoria de Palmgren-Miner pode ser aplicada no primeiro caso, mas no segundo caso seria insegura.

O autor em questão ainda propôs uma teoria de dano cumulativo não linear para moldar os efeitos da magnitude e seqüência de carregamento à fadiga com tensão variável, que é expresso por:

$$\left(\frac{n_1}{N_1}\right) + \left(\frac{n_2}{N_2}\right) \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1}\right)^p + \dots + \left(\frac{n_i}{N_i}\right) \left(\frac{\sigma_i}{\sigma_1}\right)^p = 1 \quad [1.18]$$

onde:

n_i é o número de ciclos aplicados a um nível de tensão σ_i ;

σ_i é a tensão a um nível i ; e

p é um índice com valor 18,21 para o ensaio em questão.

As explanações realizadas neste item indicam a concordância dos autores com relação aos níveis de aplicação das cargas, ou seja, os autores concordam que quando a tensão varia de baixa para alta, não ocorre alteração na resistência à fadiga. Todavia, quando a tensão variava de alta para baixa, o número de ciclos à fadiga era reduzido, independente do ensaio estar sendo realizado em flexão, em tração ou em compressão. Este fato é de extrema importância, pois indica que neste último caso (tensão variando de alta para baixa), a hipótese de Palmgren-Miner para determinar o dano por fadiga não seria demonstrável.

1.4 Modelos de Fadiga para Pavimentos de Concreto

1.4.1 Modelos Experimentais

Segundo Balbo (1999), "Os modelos experimentais de fadiga são construídos a partir de testes laboratoriais quando amostras do material de interesse, moldadas em laboratório ou extraídas de pista, são submetidas a ciclos de carregamentos sucessivos, chamados de ensaios dinâmicos."

Os ensaios dinâmicos em laboratório consistem em testes com equipamento adequado, que consiga aplicar uma carga cíclica durante o tempo necessário para se observar a formação de fissuras e a ruptura da amostra que se está ensaiando.

Como o pavimento de concreto está sujeito à ação de cargas variáveis e freqüências variáveis, alguns trabalhos têm tentado se aproximar desta realidade em pista, determinando o comportamento à fadiga do concreto em ensaios laboratoriais, com tensões ou freqüências variáveis.

Todavia, muitos pesquisadores têm realizado ensaios experimentais em laboratório com aplicação de cargas e frequências constantes principalmente devido às dificuldades e limitações dos equipamentos em realizar ensaios variando a tensão e a frequência.

Os testes à fadiga realizados com tensão ou frequência constante ou variável são realizados por meio de ensaios dinâmicos em tração pura, em compressão, alternando tração-compressão, ou em tração na flexão simples ou alternada, sendo estes dois últimos os mais comuns e também os que melhor retratam as condições do pavimento em pista.

Estudos experimentais de fadiga em vigas de concreto têm mostrado que o número de cargas repetitivas para manter o concreto em flexão anteriormente à fratura depende da porcentagem da resistência estática que levaria o material à ruptura (RT).

Modelos à fadiga para pavimentos de concreto têm sido estudados para verificar alguns fatores, tais como cargas limites (tensão máxima e mínima), período de relaxação, frequência de aplicação de cargas, condições ambientais, tipos de ensaios, dentre outros.

Os modelos de fadiga normalmente são apresentados em função do número de ciclos de carregamentos e da relação entre o nível de tensão atuante no pavimento e a resistência à tração na flexão estática do concreto, podendo ser descrito da seguinte forma:

$$RT = a - b \log N \quad [1.19]$$

onde:

N é o número de repetições de cargas à fadiga;

RT é a relação entre a tensão máxima aplicada e a resistência à tração na flexão estática; e

a e b são constantes experimentais ou semi-empíricas.

1.4.1.1 Modelo Atualmente Empregado no Brasil

O método de dimensionamento de pavimentos de concreto que vem sendo utilizado no Brasil, embora não oficial, o ET-97 "Dimensionamento de pavimentos rodoviários e urbanos de concreto pelo método da PCA/84", em sua segunda edição, que foi publicado pela Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP) em 1996, apresenta algumas dúvidas e questionamentos com relação ao desenvolvimento do método, aos materiais e dosagem utilizados e às condições de ensaio adotadas. O que se tem certeza com relação ao método proposto é que foi apresentado, primeiramente, em 1966 e revisto em 1984 pela *Portland Cement Association* (PCA, 1984) nos Estados Unidos da América, prescrevendo um modelo de ruptura por fadiga para o concreto. Assim, tal método se assume como válido no Brasil, sem mínimo questionamento, que é o modelo de fadiga proposto há cerca de 40 anos atrás pela PCA.

O critério de fadiga do concreto em flexão proposto pela PCA (1984) e por Packard e Tayabji (1985) é similar àquele previamente proposto pela PCA (1966). Uma modificação no número de ciclos de repetições de cargas de 5×10^5 para 10^7 foi realizada para eliminar a descontinuidade na curva anterior que algumas vezes levava a resultados considerados irreais pelos autores. Essa alteração no comportamento à fadiga do concreto em flexão determinou um limite de fadiga (o único modelo existente na literatura que sugere um limite de fadiga para pavimentos de concreto).

O número permissível de repetições para uma dada carga no eixo foi determinado baseado na relação entre tensões. Os modelos de fadiga para relações entre tensões superiores a 0,55 e para valores variando entre 0,45 e 0,55 são representados, respectivamente, pelas seguintes expressões:

$$\log N = 11,78 - 12,11 \left(\frac{\sigma}{f_{ct,f}} \right) \quad [1.20]$$

e

$$N = \left(\frac{4,2577}{\frac{\sigma}{f_{ct,f}} - 0,4325} \right)^{3,268} \quad [1.21]$$

O modelo propõe um limite de fadiga, assumindo que para relação entre tensões inferiores a 0,45, o número de repetições de ciclos seria ilimitado, qualquer que fosse a carga geradora daquela tensão.

O método da PCA (1984), entretanto, desconsidera o efeito das tensões de empenamento devido aos gradientes térmicos, sendo comentada a dificuldade e a falta de precisão no cálculo das tensões e deformações que o empenamento acarreta, fato atualmente considerado superado (Severi, 2002).

Este método de dimensionamento está sendo descrito separadamente dos demais modelos existentes, por ser o método empregado no Brasil e, por este motivo, se tratar de um foco importante desta pesquisa; no Capítulo 4, estará apresentado um estudo de caso confrontando o modelo apresentado neste item com aquele desenvolvido por meio dos estudos realizados na presente pesquisa.

1.4.1.2 Modelos Desenvolvidos por Outros Autores

Um modelo experimental de fadiga em flexão para pavimento de concreto simples foi desenvolvido por Darter (1977), por meio da análise de aproximadamente 140 vigas de concreto, oriundas de três estudos anteriores realizados em laboratório. Os dados obtidos estabeleceram a seguinte expressão para probabilidade de ruptura de 50%:

$$\log N = 17,61 - 17,61 \left(\frac{\sigma}{f_{ct,f}} \right) \quad [1.22]$$

Reduzindo a probabilidade de ruptura por fadiga de 50% para aproximadamente 24%, o modelo resultou na expressão que segue:

$$\log N = 16,61 - 17,61 \left(\frac{\sigma}{f_{ct,f}} \right) \quad [1.23]$$

Como se extrai da Figura 1.2, na medida em que a probabilidade de ruptura é maior, o concreto suporta um maior número de ciclos à fadiga, para uma mesma relação entre tensões.

Em uma análise posterior, Darter (1990) compara a fadiga do concreto moldado em vigotas e em placas, por meio de simulações computacionais, concluindo que o modelo de fadiga para vigas é mais favorável do que aquele para placas. Contudo, ambas assumem um declive similar após a aplicação de, aproximadamente, um milhão de repetições de cargas. Para um mesmo nível de carga, o modelo para placas resiste a uma quantidade inferior de aplicações de cargas do que o modelo para vigotas, após as primeiras 600 aplicações de carga.

Conseqüentemente, o modelo para placas é mais conservador do que o modelo para vigas. No entanto, Roesler e Barenberg (1999) apresentaram resultados contrários a este estudo, o que não permite uma opinião sólida pré-formada sobre o assunto.

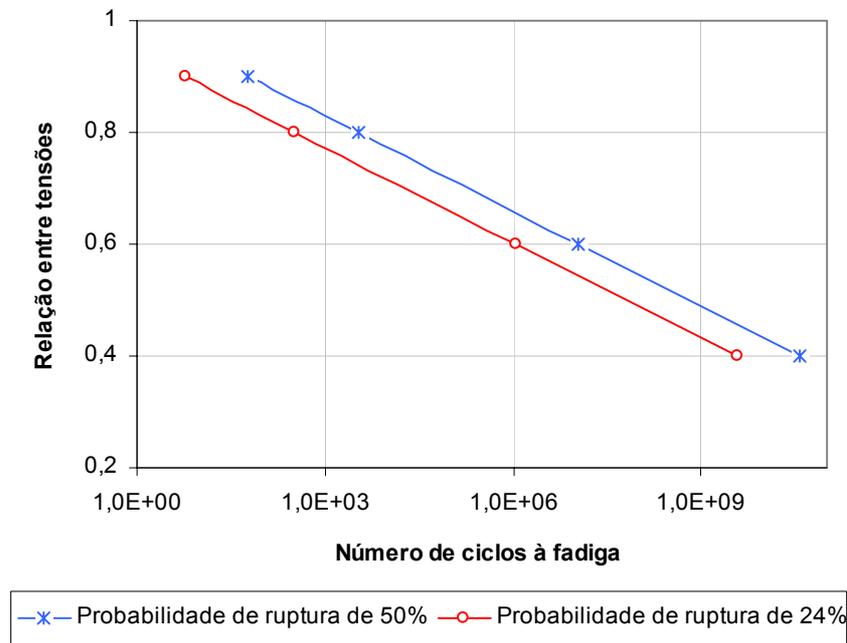


Figura 1.2 Variabilidade dos modelos de Darter (1977) em função da probabilidade de ruptura de 24% e 50%.

Stet e Frénay (1998) apresentam uma expressão desenvolvida por um trabalho de grupo da *Uniform Evaluation Method for Concrete Pavements* (UEC), para estimar o tempo de vida adicional de um pavimento de concreto existente, por meio da relação entre modelos de fadiga descritos na literatura. A expressão é válida para tensões na faixa de 50% e 83% da resistência à tração na flexão do concreto, e é representada por:

$$\log N = \frac{12,903 \left(0,995 - \frac{\sigma_{\max}}{f_{ct,f}} \right)}{1,0 - 0,7525 \left(\frac{\sigma_{\min}}{f_{ct,f}} \right)} \quad [1.24]$$

Cornellissen (1984) realizou ensaios à fadiga em flexão pura e ensaios em flexão alternada em que a tensão nas fibras do fundo variou entre um limite máximo (40% a 90% da resistência à tração na flexão estática) e um limite mínimo (0, 10, 20 ou 30%) da resistência à compressão estática. Os ensaios foram caracterizados por ciclos de cargas com tensão constante e uma frequência de aproximadamente 8 Hz. Um total de 120 ensaios foi realizados para se obter os modelos de fadiga apresentados a seguir:

- Para ensaios em flexão pura:

(a) Com $\sigma_{\min}/f_{ct,f} = 0,0$

$$\log N = 12,53 - 10,95 \left(\frac{\sigma_{\max}}{f_{ct,f}} \right) \quad [1.25]$$

(b) Com $\sigma_{\min}/f_{ct,f} = 0,1$

$$\log N = 9,92 - 7,82 \left(\frac{\sigma_{\max}}{f_{ct,f}} \right) \quad [1.26]$$

(c) Com $\sigma_{\min}/f_{ct,f} = 0,2$

$$\log N = 9,52 - 7,29 \left(\frac{\sigma_{\max}}{f_{ct,f}} \right) \quad [1.27]$$

(d) Com $\sigma_{\min}/f_{ct,f} = 0,3$

$$\log N = 9,19 - 7,32 \left(\frac{\sigma_{\max}}{f_{ct,f}} \right) \quad [1.28]$$

- Para ensaios em flexão alternada:

$$\log N = 9,91 - 1,93 \left(\frac{\sigma_{\min}}{f_{ck}} \right) - 7,45 \left(\frac{\sigma_{\max}}{f_{ct,f}} \right) \quad [1.29]$$

onde:

$f_{ct,f}$ é a resistência à tração na flexão do concreto; e
 f_{ck} é a resistência à compressão do concreto.

Nos diagramas das Figuras 1.3 e 1.4 é possível observar que o número de ciclos necessários para que ocorra o colapso da estrutura aumenta com a diminuição do limite máximo entre tensões. Os diagramas mencionados acima mostram também que, quanto menor o limite mínimo, maior a vida à fadiga do material. De acordo com o autor, isto significa que os ensaios em flexão alternada proporcionam um efeito de dano maior no concreto, uma vez que a tensão de compressão nas fibras do fundo é maior.

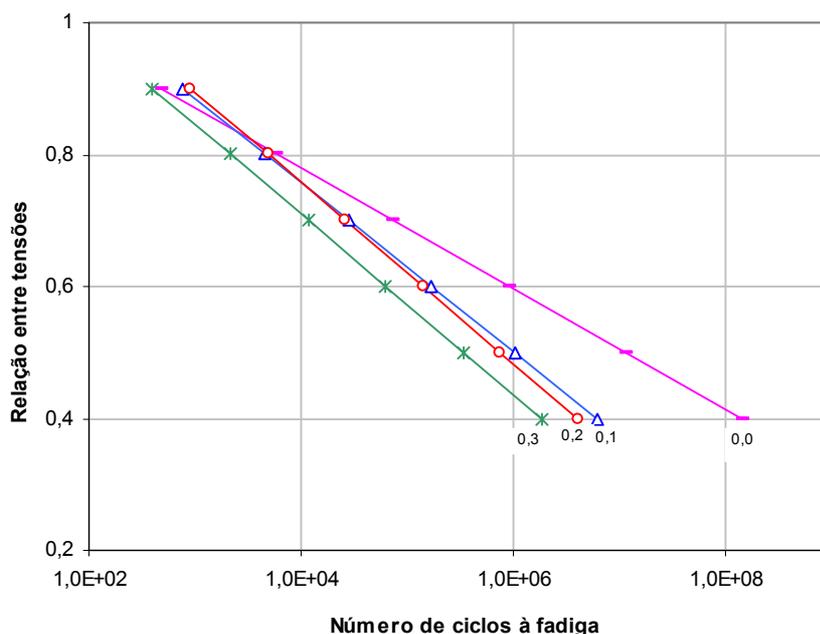


Figura 1.3 Diagrama $\sigma - N$ desenvolvido por meio dos resultados dos ensaios em tração na flexão de Cornellissen (1984) para vários níveis de $\sigma_{\min}/f_{ct,f}$.

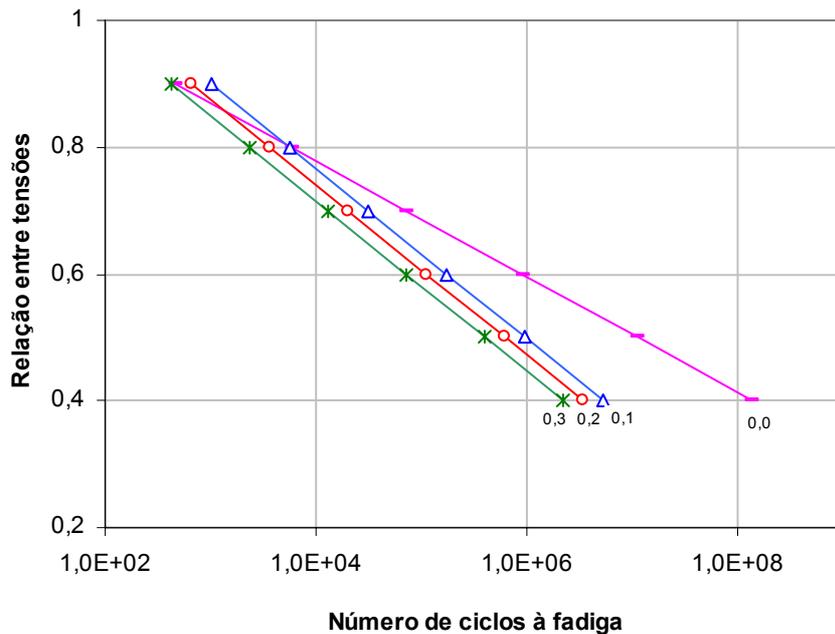


Figura 1.4 Diagrama σ - N desenvolvido por meio dos resultados dos ensaios em flexão alternada de Cornellissen (1984) para vários níveis de σ_{\min}/f_{ck} .

Siemes (1988) apresenta um estudo de ensaios concêntricos desenvolvidos na Holanda no *Stevin Laboratory of the Delft University of Technology*. Os testes conduzidos foram ensaios cíclicos em compressão ou alternando tração-compressão. Quando nos testes alternando tração-compressão a tensão de compressão excedeu aproximadamente 65% da resistência à compressão, o colapso ocorreu em compressão. Os resultados obtidos permitiram desenvolver os modelos à fadiga expressos por:

- Ensaio alternando tração-compressão com colapso em tração:

$$\log N = 8,94 - 7,68 \left(\frac{\sigma_{\max}}{f_t} \right) + 0,37 \left(\frac{\sigma_{\min}}{f_t} \right) \quad [1.30]$$

- Ensaio alternando tração-compressão com colapso em compressão

- Para $\sigma_{\max} > 0$:

$$\log N = 1,58 \left(\frac{\sigma_{\min}}{f_{ck}} \right)^{3,14} \quad [1.31]$$

- Ensaio em compressão cíclica

- Para $\sigma_{\max} = 0$:

$$\log N = 2,00 \left(\frac{\sigma_{\min}}{f_{ck}} \right) \quad [1.32]$$

onde:

f_t é a resistência à tração pura do concreto;

f_{ck} é a resistência à compressão axial do concreto;

σ_{\max} é a tensão máxima aplicada; e
 σ_{\min} é a tensão mínima aplicada.

Siemes (1988) faz referência, ainda, a um estudo com ensaios em flexão desenvolvido também na Holanda pelo *Magnel Laboratory of the Ghent State University*, que obtiveram um modelo de fadiga resultando em:

- Ensaios cíclicos em tração na flexão:

$$\log N = 14,61 - 13,78 \left(\frac{\sigma_{\max}}{f_{ct,f}} \right) + 2,24 \left(\frac{\sigma_{\min}}{f_{ct,f}} \right) \quad [1.33]$$

- Ensaios em flexão alternada:

$$\log N = 9,91 - 7,45 \left(\frac{\sigma_{\max}}{f_{ct,f}} \right) + 1,93 \left(\frac{\sigma_{\min}}{f_{ck}} \right) \quad [1.34]$$

Quando se comparam os dois resultados obtidos nos laboratórios de Delft e Ghent, observa-se que a flexão tem um efeito favorável no comportamento à fadiga de pavimentos de concreto. Este fenômeno, conforme mencionado anteriormente, é observado principalmente em ensaios alternando tração-compressão com tensões elevadas. As Figuras 1.5 e 1.6 ilustram os resultados obtidos pelos dois estudos. Conforme o autor, este fenômeno pode ser explicado pela possível redistribuição de tensões devido à presença do gradiente de tensões.

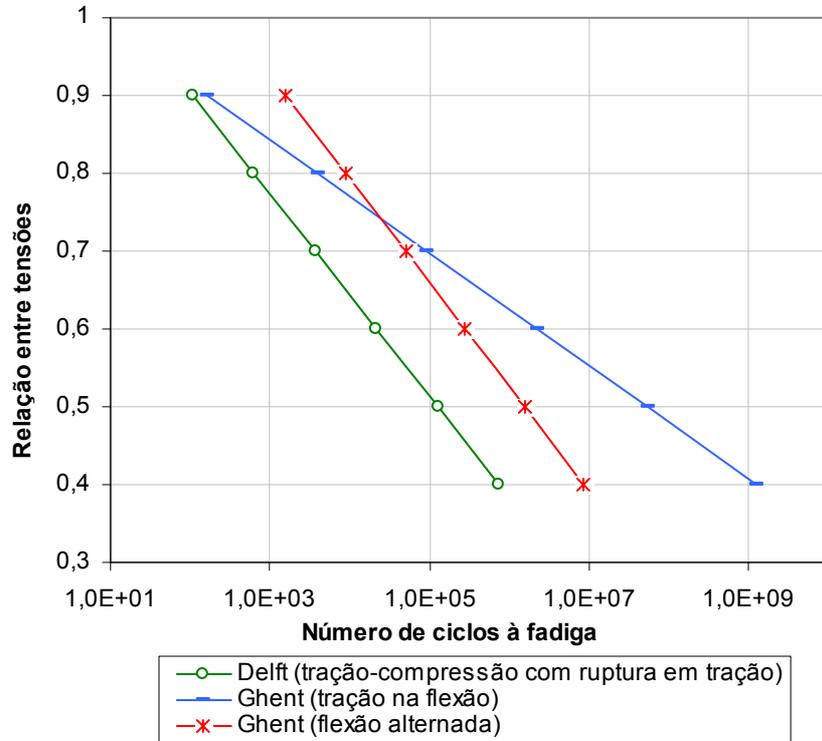


Figura 1.5 Comportamento à fadiga dos modelos desenvolvidos pelos Laboratórios “Delft” e “Ghent” (Siemes, 1988), para $\sigma_{\min} = 0$.

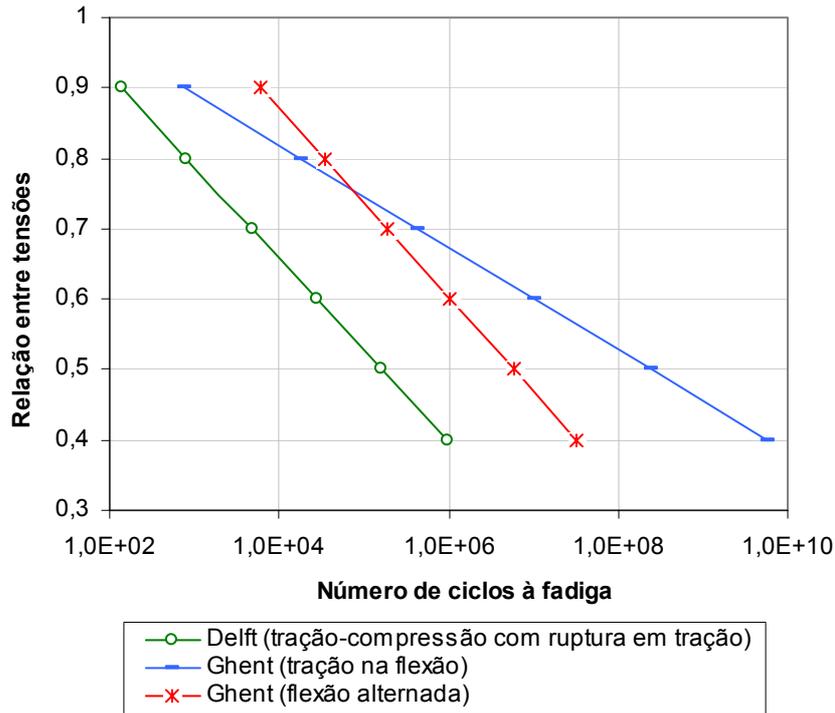


Figura 1.6 Comportamento à fadiga dos modelos desenvolvidos pelos Laboratórios “Delft” e “Ghent” (Siemes, 1988), para $\sigma_{\min} = 0,3$.

Stet e Frénay (1998) fazem menção a um modelo desenvolvido na Alemanha por Eisenmann (1979) por meio de ensaios em laboratório utilizando tensão em flexão com cargas de rodas simples. Após sofrer algumas alterações devido à comparação com resultados computacionais e comportamento em campo, a expressão obtida foi descrita como se segue:

$$\log N = 11,79 - 12,33 \left(\frac{\sigma}{f_{ct,f}} \right) \quad [1.35]$$

Tepfers e Kutti (1979) ensaiaram um total de 83 amostras de concreto à fadiga sujeitas à tensão de tração na flexão, com valores de $\sigma_{\min}/\sigma_{\max}$ iguais a 0,20 , 0,30 e 0,40. Os autores utilizaram a expressão inicialmente desenvolvida por Aas-Jakobsen, válida para fadiga do concreto sujeito à tensão de compressão, observando que a mesma expressão é válida também para fadiga em flexão. O modelo proposto é representado por:

$$\frac{\sigma_{\max}}{f_{ct,f}} = 1 - 0,0685 \left(1 - \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} \right) \log N \quad [1.36]$$

Com o propósito de estudar o comportamento à fadiga em pavimentos de concreto sujeitos a ação simultânea de cargas devido ao tráfego e a gradientes térmicos, Faraggi *et al.* (1986) levantaram dados de uma série de pavimentos existentes na Espanha. Os dados coletados foram inseridos em um programa de computador baseado no método de elementos finitos. Por meio do ajuste da expressão de outras pesquisas, o seguinte modelo de fadiga foi obtido:

$$\log N = 11 \left(\frac{1 - \frac{\sigma_{\max}}{f_{ct,f}}}{1 - \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}} \right) \quad [1.37]$$

Um outro modelo desenvolvido por Tepfers e Kutti (1979) por meio de monitoramento de rodovias na Suécia é utilizado por Peterson (1990) para determinar uma expressão do comportamento à fadiga de pavimentos de concreto considerando a ação conjunta de cargas do tráfego e de gradientes térmicos, descrito por:

$$\log N = 14,60 \left(\frac{1 - \frac{\sigma_{\max}}{f_{ct,f}}}{1 - \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}} \right) \quad [1.38]$$

Um modelo experimental que descreve a relação entre a magnitude da carga cíclica e o número de ciclos para o colapso da estrutura do pavimento foi descrito por Van der Most e Leewis (1986), considerando uma tensão máxima devido à ação conjunta do tráfego e da temperatura, e uma tensão mínima unicamente devido à tensão de empenamento. A relação obtida é descrita pela seguinte função:

$$\log N = 12,60 \left[1 - \frac{0,8 \left(\frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{f_{ct,f}} \right)}{0,8 - \frac{\sigma_{\min}}{f_{ct,f}}} \right] \quad [1.39]$$

Observando o efeito conjunto da tensão aplicada devido à ação de cargas cíclicas e de gradientes térmicos, Yao (1990) desenvolveu uma expressão baseada nos resultados de testes de fadiga e análise de regressão linear na forma log-log para vários níveis de confiança, obtendo o seguinte modelo matemático:

$$\log \frac{\sigma_{\max}}{f_{ct,f}} = \log A - 0,042 \left(1 - \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} \right) \log N \quad [1.40]$$

onde o coeficiente A depende do nível de confiança que varia entre 95% e 50%, em que nestes casos assume o valor de 0,961 e 1,038, respectivamente.

Domenichini e Marchiona (1981) desenvolveram um modelo de fadiga para pavimento de concreto considerando as tensões impostas pelo tráfego combinado com as tensões devido à variação de temperatura na placa, assumindo a relação entre tensões constante. A expressão obtida pelos autores é representada a seguir:

$$\log N = 10,48 \left(\frac{1 - \frac{\sigma_{\max}}{f_{ct,f}}}{1 - \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}} \right) \quad [1.41]$$

Em um ensaio variando a tensão de aplicação de carga, Stet e Frénay (1998) relatam um modelo de fadiga utilizado como método de projeto na Holanda, que foi obtido por meio de modificações de algumas relações descritas na literatura, onde a tensão foi variável durante a realização dos ensaios. Este modelo é utilizado para tensões que se enquadram entre os valores de 50% a 83% da resistência à tração na flexão do concreto, sendo descrito pela expressão a seguir:

$$\log N = \frac{16,80 \left(0,9 - \frac{\sigma_{\max}}{f_{ct,f}} \right)}{1,0667 - \frac{\sigma_{\min}}{f_{ct,f}}} \quad [1.42]$$

Pesquisando a influência tanto da resistência à tração na flexão estática do concreto quanto da utilização de agregados de dimensões distintas, Koyanagawa *et al.* (1994) determinaram modelos de fadiga aplicando resistências à tração na flexão de 4,0, 5,2 e 6,0 MPa. Para probabilidade de ruptura por fadiga de 10% e 50%, as expressões obtidas para $f_{ct,f} = 5,2$ MPa são representadas, respectivamente por:

$$\log N = 15,95 - 15,38 \left(\frac{\sigma}{f_{ct,f}} \right) \quad [1.43]$$

e

$$\log N = 18,49 - 16,95 \left(\frac{\sigma}{f_{ct,f}} \right) \quad [1.44]$$

Observando a Figura 1.7 é possível dizer que, assim como constatado por Darter (1977), quanto maior a probabilidade de ruptura por fadiga, maior também o número de ciclos de cargas possíveis até que ocorra o colapso da estrutura.

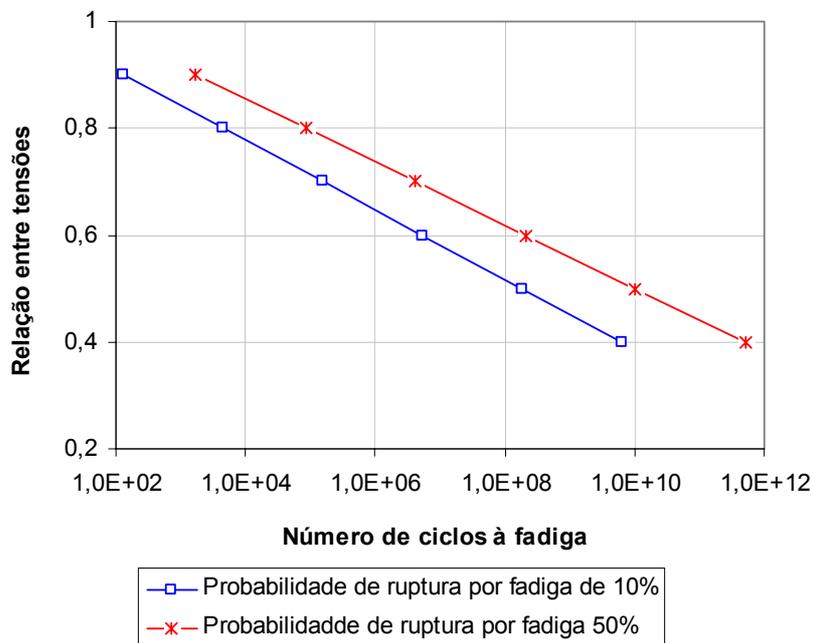


Figura 1.7 Representação gráfica dos modelos de Koyanagawa *et al.* (1994) em função da probabilidade de ruptura de 10% e 50%.

As expressões obtidas para resistência à tração na flexão estática de 4,0 MPa e 6,0 MPa, respectivamente, são apresentadas a seguir.

$$\log N = 14,41 - 12,4 \left(\frac{\sigma}{f_{ct,f}} \right) \quad [1.45]$$

e

$$\log N = 16,405 - 14,72 \left(\frac{\sigma}{f_{ct,f}} \right) \quad [1.46]$$

Os autores observaram que a resistência à tração na flexão estática do concreto, no comportamento à fadiga do material, apresenta maior influência para relação entre tensões baixa. Para relação entre tensões elevada, a influência da resistência em questão poderia ser desprezada. Com relação ao diâmetro máximo do agregado, verificaram apresentar uma certa influência quando a relação entre tensões era menor que 0,8, onde seriam mais adequados os agregados com ϕ_{\max} de 20 mm aos de 40 mm.

Koyanagawa *et al.* (1994), realizaram também ensaios experimentais considerando um nível de tensão mínima devido à ação da temperatura, que resultou no seguinte modelo à fadiga:

$$\log N = 13,515 - 10,987 \left(\frac{\sigma_{\max}}{f_{ct,f}} \right) + 0,245 \left(\frac{\sigma_{\min}}{f_{ct,f}} \right) \quad [1.47]$$

Um modelo experimental empregado no Japão para descrever a fadiga em flexão de pavimentos de concreto utilizando agregados com dimensão máxima de 20 mm e 40 mm foi desenvolvido por Iwama e Fukuda (1986) ensaiando aproximadamente 150 amostras. Os resultados mostraram que o diâmetro máximo do agregado não influenciou no comportamento à fadiga do material, obtendo-se as expressões para probabilidade de colapso de 15% e 50% representadas, respectivamente, por:

$$\log N = 16,73 - 16,13 \left(\frac{\sigma}{f_{ct,f}} \right) \quad [1.48]$$

e

$$\log N = 20,04 - 18,52 \left(\frac{\sigma}{f_{ct,f}} \right) \quad [1.49]$$

A Figura 1.8 ilustra os modelos desenvolvidos pelos autores citados acima, podendo-se observar que, assim como relatado por Koyanagawa *et al.* (1994) e Darter (1977), na medida em que a probabilidade de ruptura por fadiga aumenta, o número de ciclos necessários para o colapso é superior, para uma mesma relação entre tensões.

Fazendo-se uma correlação entre os resultados obtidos por alguns autores para probabilidade de ruptura por fadiga de 50%, observa-se que os modelos de Koyanagawa *et al.* (1994) e Iwama e Fukuda (1986) são bastante semelhantes, enquanto o modelo proposto por Darter (1977) apresenta-se mais conservativo. Ou seja, para uma relação entre tensões de 0,6, por exemplo, o modelo de Darter (1977) resulta em um número de ciclos de carregamento à fadiga de 10^7 contra aproximadamente 10^9 dos outros dois modelos. A Figura 1.9 ilustra as observações feitas acima.

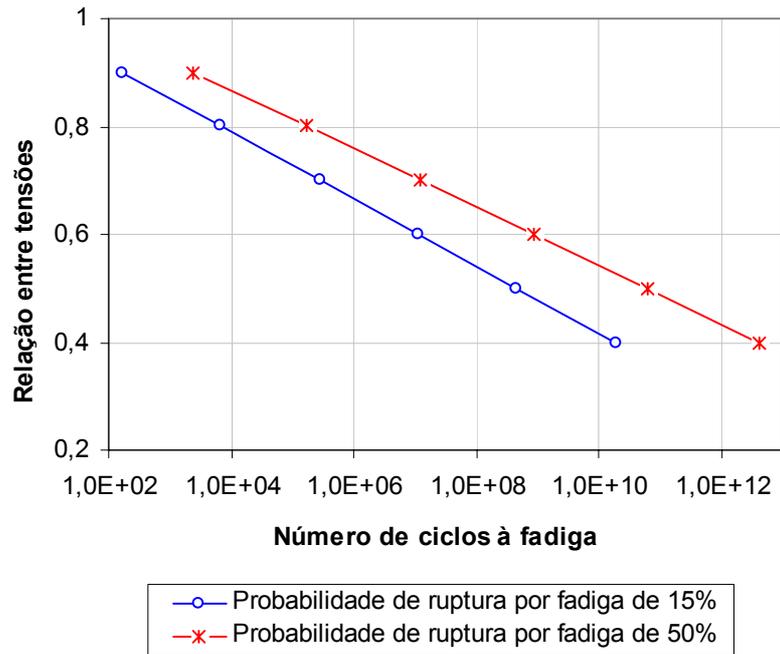


Figura 1.8 Representação gráfica dos modelos de Iwama e Fukuda (1986) em função da probabilidade de ruptura de 15% e 50%.

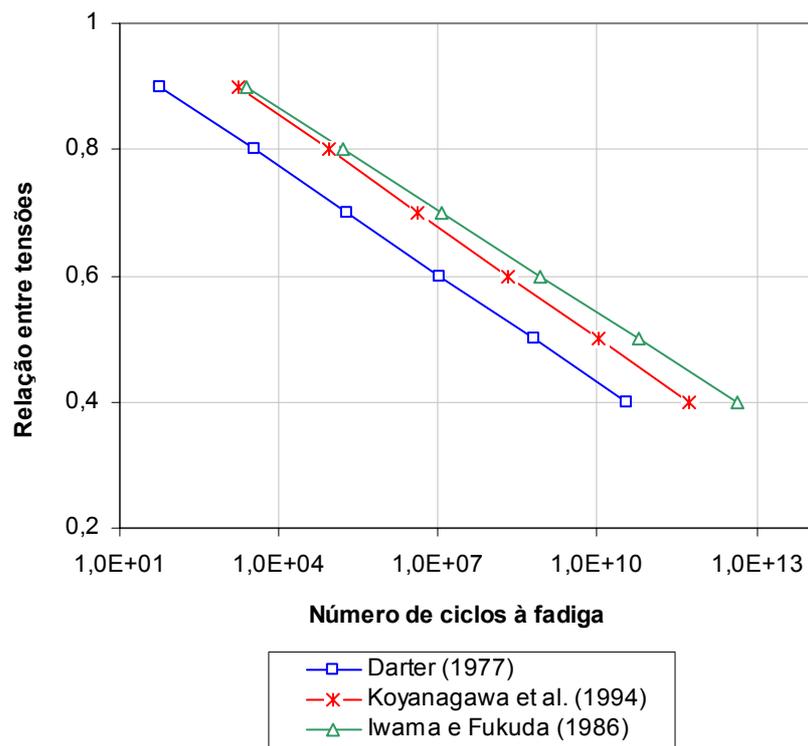


Figura 1.9 Representação gráfica dos modelos de diversos autores em função da probabilidade de ruptura de 50%.

Com base no efeito de variação de tensões, Hsu (1981) desenvolveu ensaios experimentais de fadiga introduzindo uma nova variável: a freqüência de aplicação de cargas repetitivas. Foram determinados dois modelos de fadiga, submetendo as amostras, alternadamente, em níveis de tensão máxima e mínima. Os modelos desenvolvidos correspondem a alto ciclo de fadiga

($N > 10^3$) e baixo ciclo de fadiga ($N < 10^3$). Para o caso de fadiga em pavimento de concreto, a expressão correspondente é aquela de alto ciclo:

$$\frac{\sigma_{\max}}{f_{ct,f}} = 1 - 0,0662 \left[1 - 0,556 \left(\frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} \right) \right] \log N - 0,0294 \left(\log \frac{1}{f} \right) \quad [1.50]$$

Os autores observaram que quando a frequência de aplicação de carga era aumentada, o número de ciclos à fadiga suportado pelo concreto era superior (para mesma relação entre tensões), conforme se observa pela Figura 1.10.

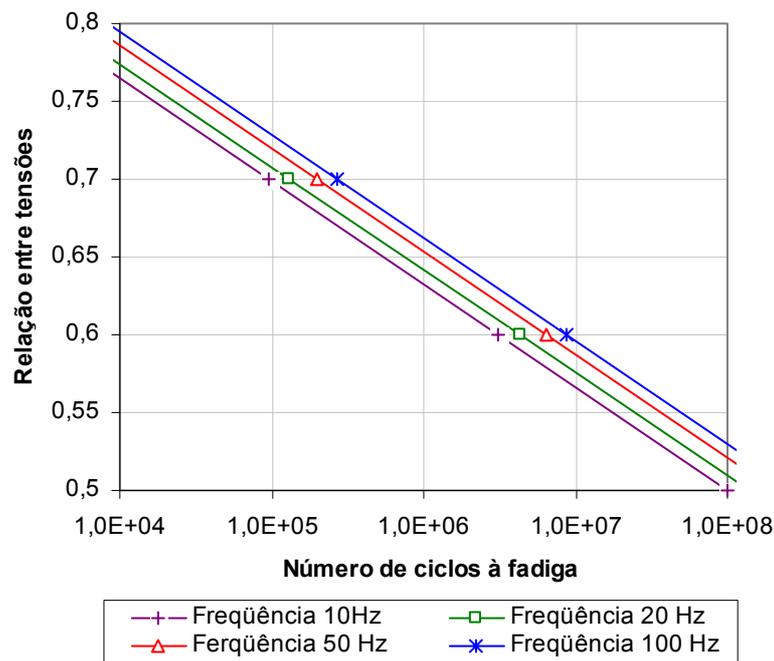


Figura 1.10 Diagrama $\sigma - N$ para diferentes frequências de aplicação de cargas.

Na tentativa de determinar as diferenças no comportamento à fadiga de concretos secos ou saturados, Cornelissen e Leewis (1986) realizaram ensaios onde a tensão máxima foi situada entre 40% e 90% da resistência à tração e a tensão mínima entre 0% e 40% da tensão de tração para ensaios em tração pura, e entre 0% e 30% da resistência à compressão para aqueles alternando tração-compressão. A frequência de aplicação de cargas foi mantida constante em 6 Hz. Aproximadamente 300 resultados foram analisados para determinar o número de ciclos para o colapso, que podem ser expressos pelos seguintes modelos:

- Ensaios em tração pura

- Amostras secas:

$$\log N = 14,81 - 14,52 \left(\frac{\sigma_{\max}}{f_t} \right) + 2,79 \left(\frac{\sigma_{\min}}{f_t} \right) \quad [1.51]$$

- Amostras saturadas:

$$\log N = 13,92 - 14,52 \left(\frac{\sigma_{\max}}{f_t} \right) + 2,79 \left(\frac{\sigma_{\min}}{f_t} \right) \quad [1.52]$$

- Ensaio alternando tração-compressão

- Amostras secas e saturadas:

$$\log N = 9,36 - 7,93 \left(\frac{\sigma_{\max}}{f_t} \right) - 2,59 \left(\frac{\sigma_{\min}}{f_{ck}} \right) \quad [1.53]$$

onde:

f_t é a resistência do concreto à tração pura; e
 f_{ck} é a resistência do concreto à compressão axial.

A Figura 1.11 mostra claramente os resultados obtidos pelos autores, sendo possível observar que para um mesmo nível de tensão máxima e mínima, as amostras saturadas resistem à ruptura a um menor número de ciclos do que as amostras secas. Os resultados mostraram também, que os ensaios alternando tração-compressão apresentaram menor resistência à fadiga do que os teste em tração pura.

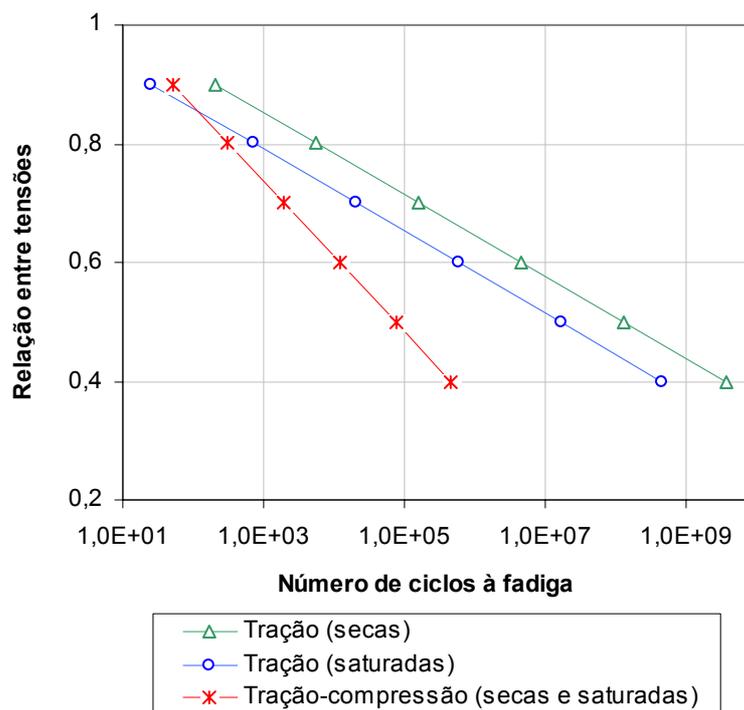


Figura 1.11 Diagrama $\sigma - N$ para tensão mínima 0,2 da resistência à tração, para ensaios em tração pura, e 0,2 da resistência à compressão para ensaios alternando tração-compressão.

Raithby e Galloway (1974) estudaram a influência das condições de umidade no número de ciclos à fadiga em flexão do concreto simples realizando três tipos de ensaios, quais sejam, com o concreto saturado, com o concreto seco ao ar por uma semana e com o concreto seco em forno por uma semana. Os testes foram realizados após 6 meses da moldagem dos corpos-

de-prova e a relação entre tensões máxima situou-se entre 55% e 95% da resistência à tração na flexão estática. Os ensaios foram conduzidos a uma frequência de 20 Hz e os modelos à fadiga obtidos por meio dos resultados publicados pelos autores, para cada método de cura analisado, são apresentados como segue:

- Amostras saturadas:

$$\log N = 13,275 - 11,39 \left(\frac{\sigma_{\max}}{f_{ct,f}} \right) \quad [1.54]$$

- Amostras secas ao ar:

$$\log N = 14,965 - 12,676 \left(\frac{\sigma_{\max}}{f_{ct,f}} \right) \quad [1.55]$$

- Amostras secas em forno:

$$\log N = 13,48 - 11,42 \left(\frac{\sigma_{\max}}{f_{ct,f}} \right) \quad [1.56]$$

Na Figura 1.12 é possível visualizar graficamente os modelos propostos pelos autores, verificando-se que o concreto saturado apresenta uma resistência à fadiga inferior que aquela obtida para o concreto seco ao ar, mas praticamente a mesma resistência que o concreto seco ao forno, para uma mesma relação entre tensões máxima. Os autores relatam que não existe uma evidência direta para explicar as diferenças ocorridas no comportamento ocorrido nos testes.

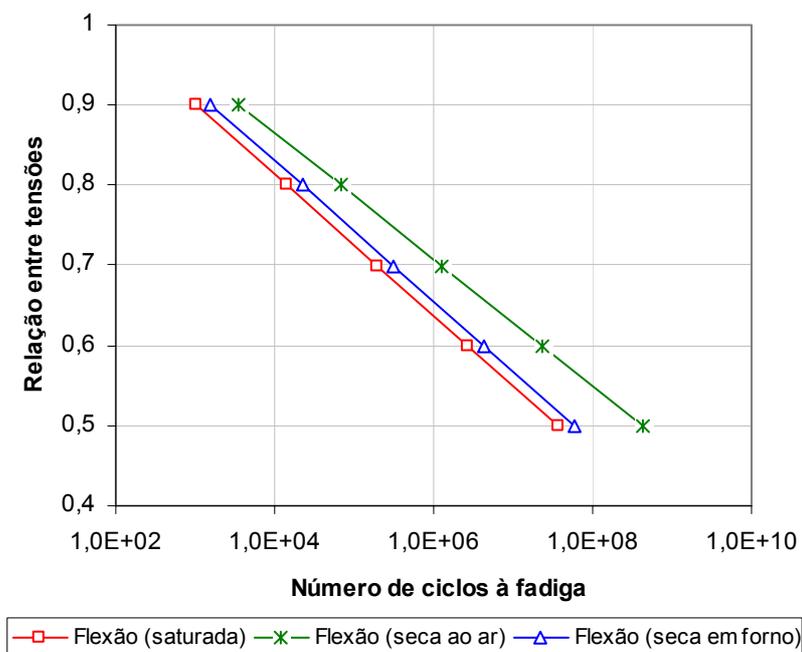


Figura 1.12 Diagrama σ - N para ensaios em tração na flexão com diferentes métodos de cura.

A Figura 1.13 apresenta os diversos modelos de fadigas apresentados, que não consideram a variação de tensão, sendo possível observar que os modelos de Koyanagawa *et al.* (1994) e Iwama e Fukuda (1986), com probabilidade de ruptura por fadiga de 50% são bastante semelhantes, e também os menos conservativos dentre os demais. Os modelos que se mostram os mais conservativos são aqueles propostos pela PCA (1966) e Eisenmann (1979) *apud* Stet e Frénay (1998), que se apresentam praticamente idênticos. Os modelos propostos por Darter (1977), Koyanagawa *et al.* (1994) e Iwama e Fukuda (1986) com probabilidade de ruptura por fadiga, respectivamente, de 50%, 15% e 10% apresentam resultados bastante semelhantes e intermediários aos demais.

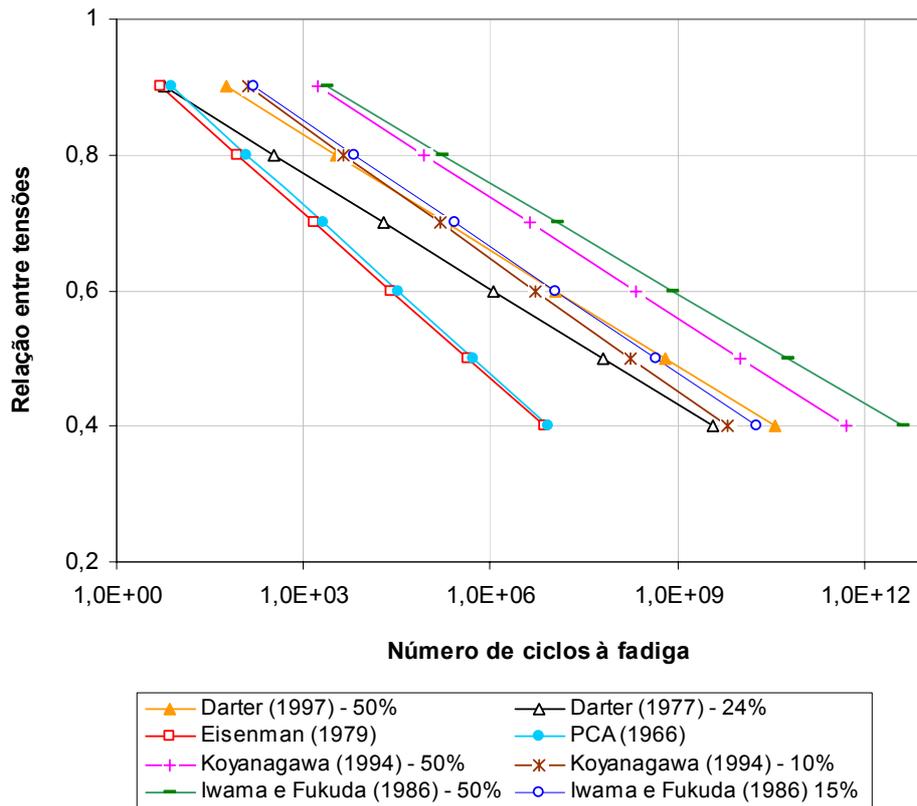


Figura 1.13 Diagrama $\sigma - N$ para modelos de fadiga obtidos por diversos autores, que não consideram variação de tensão.

Na Figura 1.14 são apresentados alguns modelos de fadiga que consideram variação de tensões (com a σ_{\min} nula), quando é possível observar que os modelos de Tepfer (1979) e Yao (1990) são praticamente idênticos para uma mesma relação entre tensões (por exemplo, para $\sigma_{\max}/f_{ct,f} = 0,6$, o número de ciclos necessários para o colapso da estrutura para ambos os modelos é de aproximadamente 10^6 repetições de cargas). O modelo Holandês descrito por Stet e Frénay (1998), e aquele proposto por Domenichini e Marchiona (1981), mostram-se mais conservadores, apresentando semelhança apenas para uma relação entre tensões de 0,7, em que necessitam de um número de ciclos à fadiga de aproximadamente 10^3 para que se efetue o colapso da estrutura.

Como é possível observar, os modelos laboratoriais desenvolvidos por diversos autores e utilizados em diferentes países para o dimensionamento de pavimentos de concreto, normalmente não consideram muitas das variáveis que influenciam o comportamento à fadiga em pista, o que gera, evidentemente, a necessidade de calibração de tais modelos face ao desempenho real, embora esta tarefa não seja elementar e sempre possível, tendo em vista o longo tempo decorrido para a manifestação de processos de fadiga do concreto em pavimentos, penalizando pesquisas desta natureza.

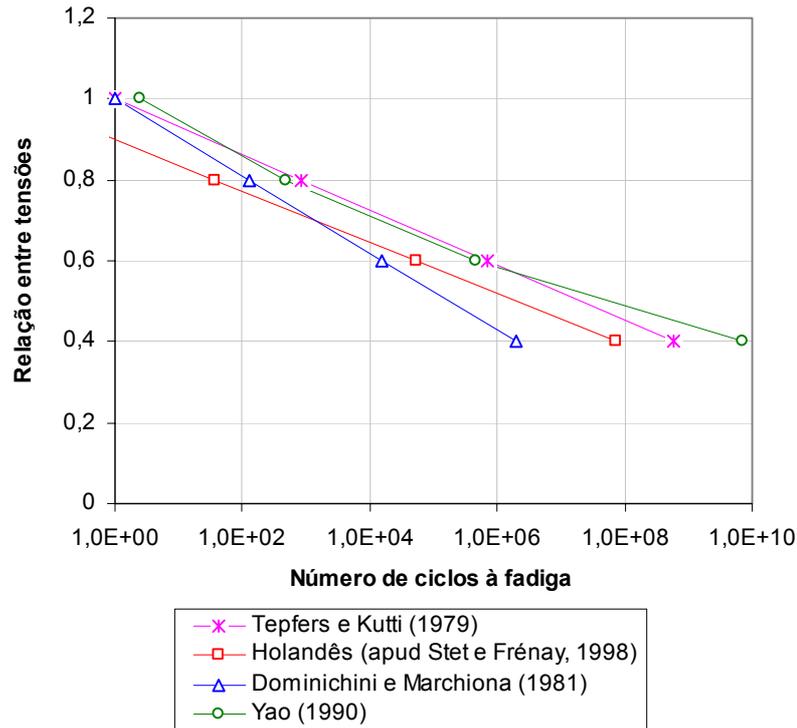


Figura 1.14 Diagrama $\sigma - N$ para modelos de fadiga obtidos por diversos autores, considerando tensão variável e tensão mínima nula.

Na Figura 1.15 estão apresentados alguns modelos à fadiga desenvolvidos considerando tensão máxima e mínima, podendo-se observar que todos os modelos, com exceção daquele apresentado por Cornelissen (1984), indicam que quanto maior a relação entre tensões mínima, maior é o número de ciclos à fadiga alcançado. Os modelos apresentados por Cornelissen e Lewis (1986) e Siemes (1988) mostram-se muito semelhantes entre si. O modelo de Tepfers (1979) mostra-se o mais otimista dentre os demais.

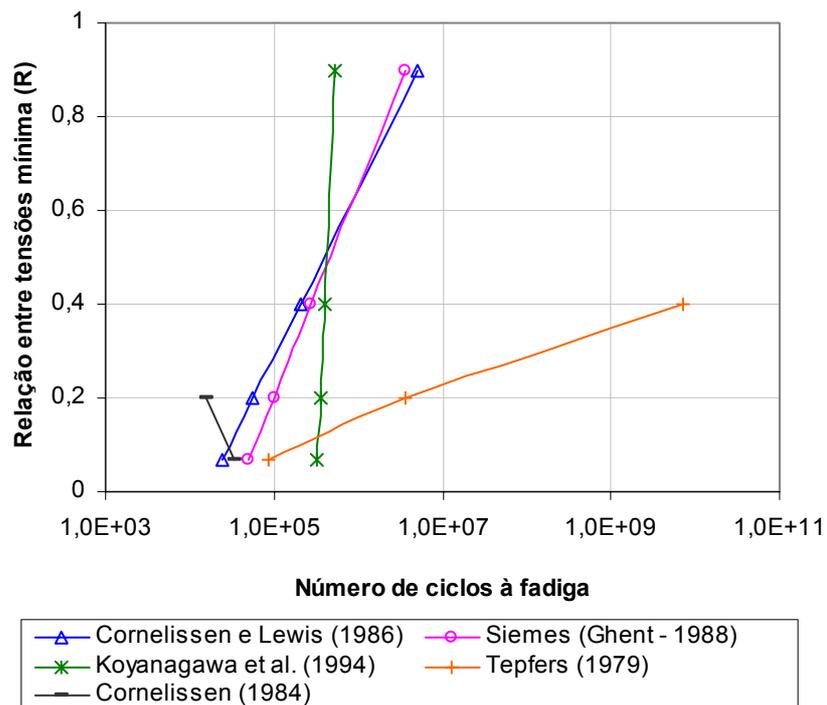


Figura 1.15 Diagrama $\sigma - N$ para modelos considerando σ_{\max} e σ_{\min} .

1.4.2 Modelos Semi-Empíricos

Os modelos semi-empíricos são aqueles obtidos por meio de observações em campo de um determinado trecho do pavimento. O comportamento à fadiga é determinado a partir do monitoramento do pavimento, onde é realizada a medida das cargas de cada categoria de veículos e quantidade de veículos passantes sobre a pista, podendo-se posteriormente determinar as tensões que essas cargas exercem sobre o pavimento, seja por instrumentação (medida direta) ou por simulação numérica (digressão teórica). Ainda, é necessário observar, de tempos em tempos, o surgimento e a evolução dos defeitos em pista.

1.4.2.1 Modelo Derivado de Monitoramento de *Whitetopping* Ultradelgado no Brasil

No ano de 1997 foi construído no Brasil de forma pioneira, na Rodovia Castello Branco, um reforço de pavimento asfáltico com camada ultradelgada de concreto de cimento Portland (*whitetopping* ultradelgado – WTUD), pela ação conjunta entre o Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo (DER-SP) e da Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP).

Posteriormente à execução do reforço em WTUD, ao Laboratório de Mecânica de Pavimentos (LMP) da EPUSP foi possibilitado monitorar e realizar estudos de desempenho do pavimento, resultando em trabalho de pesquisa relatado em Balbo (1999). Parte deste trabalho encontra-se sistematizado neste item, principalmente no que diz respeito às características do concreto utilizado, à história de tensões ocorridas no pavimento e ao modelo de fadiga semi-empírico obtido pelo autor, uma vez que estes dados serão de extrema importância para se atingir o objetivo principal deste trabalho, possibilitando a construção de um modelo experimental de fadiga para o mesmo concreto utilizado na referida rodovia, podendo-se, posteriormente, fazer uma calibração entre o modelo experimental e o modelo semi-empírico apresentado.

O pavimento experimental executado na Castello Branco foi dividido em trechos com espessuras de 80 e 100 mm, em uma faixa de 3,30 m de largura. O concreto de alto desempenho empregado em pista possuía as características indicadas na Tabela 1.3.

Tabela 1.3 Características do CCP empregado na execução do WTUD (Balbo, 1999)

Discriminação de Materiais, Quantidades e Características
Brita 1: módulo de finura 6,64 e diâmetro máximo de 19 mm (1194 kg/m ³)
Areia: módulo de finura 1,48 e diâmetro máximo de 1,2 mm (493 kg/m ³)
Cimento Portland CP V-ARI-RS, ao teor de 440 kg/m ³
Sílica Ativa, ao teor de 44 kg/m ³
Água a 174 L/m ³
Plastificante RX322N a 1,65 L/m ³
Superplastificante RX3000 a 3,85 L/m ³
Incorporador de ar a 119 mL/m ³
$f_{ct,f28} = 6,1$ MPa
Abatimento no tronco de cone de 70±10 mm
Teor máximo de ar incorporado de 5%

O lançamento do concreto foi precedido pela fresagem a frio dos revestimentos asfálticos existentes, para cada um dos trechos denominados T1 e T2, atingindo, respectivamente, as espessuras de projeto de 80 mm e de 100 mm, para perfeito encaixe do CCP na pista de rolamento. Para cada um dos trechos T1 e T2, foram monitoradas três seções: A, B e C.

O controle tecnológico do CCP foi realizado por meio de corpos-de-prova cilíndricos e prismáticos que não foram levados à cura úmida, permanecendo os moldes nas condições locais. Na Tabela 1.4 são apresentadas as resistências à tração na flexão do CCP medidas com os corpos-de-prova moldados na obra. O valor médio para $f_{ct,f28}$, foi medido nos corpos-de-prova moldados e curados em pista (6,1 MPa).

Com o pavimento executado e liberado ao tráfego nove dias após o início da concretagem, foram iniciadas avaliações periódicas de defeitos sobre a superfície dos WTUD, que transcorreram no período entre outubro de 1997 a março de 1998. Em agosto de 1998 foi realizada uma verificação do pavimento, quando se observou em campo que todas as seções de teste já teriam atingido porcentagem limite de fissuração (número de placas fissuradas em relação ao número de placas totais de um segmento específico entre 95% e 100%).

Para a análise de desempenho do WTUD foi necessário o conhecimento da história de tensões do tráfego ocorrida em pista, que foi acessada por meio de pesagem de eixos realizada para cerca de 200 veículos comerciais (caminhões), aleatoriamente escolhidos, pois a pesagem era realizada em movimento. A Tabela 1.5 apresenta a caracterização de 273 eixos, distribuídos em eixos de rodagem simples (ESRS), eixos de rodagem dupla (ESRD), eixos tandem duplo (ETD) e eixos tandem triplo (ETT), e as frequências observadas por classe de carga (divisão de 10 em 10 kN) dos eixos pesados.

O volume de veículos com eixos comerciais classificados foi obtido a partir de registros diários, mensais e anuais disponíveis para a praça de pedágio de Itatinga da Rodovia Castello Branco. Por meio de detalhados estudos de tráfego, Balbo (1999) pode determinar o montante de eixos (considerados seus tipos e cargas) que solicitaram as placas de WTUD durante o monitoramento da pista experimental. O autor da pesquisa, com base nas avaliações quinzenais de desempenho das placas de concreto, verificou que, para todas as seções, a taxa de desenvolvimento de fissuras em função da solicitação do tráfego aumentava bruscamente após constatadas 10% de placas fissuradas em uma mesma seção. Esta constatação havia sido realizada em alguns outros experimentos nos Estados Unidos da América (EUA), o que levou Balbo (1999) a adotar o limiar de 10% de placas com fissuras de canto em uma mesma seção como critério de plena manifestação do fenômeno de fadiga em pista.

Para a análise de ruptura por fadiga dos WTUD foi necessário considerar o número de eixos, seus tipos e cargas. O número de veículos comerciais foi calculado para datas de até 98 dias, que levaria ao dia 16 de janeiro de 1998. A partir das considerações expostas acima, foi montada a Tabela 1.6 que indica o número de veículos comerciais acumulados para as datas de interesse, quando estariam ocorrendo índices de fissuração de 10% nas seções do experimento.

Tabela 1.4 Resistências atingidas pelos corpos-de-prova moldados em pista (Balbo, 1999)

Resultados	Resistências à tração na flexão (MPa)		
	3 dias	7 dias	28 dias
Média (MPa)	3,5	5,0	6,1
Desvio padrão (MPa)	0,4	0,7	0,8
Coeficiente de variação (%)	11,0	13,7	12,5
Valor máximo (MPa)	4,4	6,6	7,8
Valor mínimo (MPa)	2,8	3,7	4,4

Tabela 1.5 Eixos rodoviários observados durante pesagem em 03.06.98 (Balbo, 1999)

Carga até (kN)	ESRS		ESRD		ETD		ETT	
	ocorrência	freqüência	ocorrência	freqüência	ocorrência	freqüência	ocorrência	freqüência
20	8	4,3	2	1,6				
30	19	10,2	4	3,1				
40	35	18,8	6	4,7				
50	59	31,7	7	5,4	1	1,4		
60	62	33,3	5	3,9	3	4,2		
70	2	1,1	7	5,4	1	1,4		
80	0	0,0	9	7,0	4	5,6		
90	1	0,5	7	5,4	8	11,1	2	2,4
100			5	3,9	1	1,4	3	3,5
110			29	22,5	6	8,3	1	1,2
120			26	20,2	3	4,2	4	4,7
130			8	6,2	3	4,2	0	0,0
140			6	4,7	3	4,2	2	2,4
150			5	3,9	0	0,0	1	1,2
160			2	1,6	2	2,8	1	1,2
170			1	0,8	9	12,5	0	0,0
180					5	6,9	1	1,2
190					10	13,9	1	1,2
200					8	11,1	3	3,5
210					2	2,8	0	0,0
220					3	4,2	1	1,2
230							1	1,2
240							0	0,0
250							0	0,0
260							0	0,0
270							1	1,2
280							7	8,2
290							10	11,8
300							12	14,1
310							12	14,1
320							10	11,8
330							8	9,4
340							2	2,4
350							2	2,4

Tabela 1.6 Volume de veículos comerciais acumulados até as datas com índices de fissuração de 10% (Balbo,1999)

Seção	Dias corridos	Mês/ano	Volume acumulado (comerciais)
1B	12	Out/97	21.086
1C	16	Out/97	28.543
1A	32	Nov/97	55.103
2A	90	Jan/98	158.897
2C	94	Jan/98	167.171
2B	98	Jan/98	175.389

Observe-se que, excepcionalmente, para uma estrutura de pavimento em concreto, o progresso da degradação estrutural por fadiga deu-se em um período de tempo relativamente curto, o que permitiria então para o pesquisador definir um modelo de fadiga com base em dados de pista também em curto prazo, ao contrário do que ocorre habitualmente na pesquisa com pavimentos de concreto. Balbo (2003) relatou posteriormente que tal desempenho foi resultante principalmente de um projeto não concebido de maneira adequada para um WTUD.

Uma contagem de três dias realizada em maio de 1997 em local próximo ao experimento era também disponível. Tais contagens permitiram determinar as porcentagens por tipos de veículos e de eixos que se serviam da rodovia no local do experimento, conforme se apresenta na Tabela 1.7.

Tabela 1.7 Contagem classificatória de veículos (Balbo, 1999)

Tipo de veículo	Quantidade	% por tipo (exclusivamente comerciais)
Ônibus (2 eixos)	51	2,10
Ônibus (3 eixos)	68	2,81
Caminhões (2 eixos)	373	15,39
Caminhões (3 eixos)	928	38,30
Caminhões (4 eixos)	64	2,64
Caminhões (5 eixos)	885	36,52
Caminhões (6 eixos)	54	2,23
Total (comerciais)	2.423	100

Com base na Tabela 1.7, foi possível a definição de porcentagens de cada tipo de eixo que ocorrera sobre os pavimentos experimentais com WTUD na rodovia. Para este cálculo, foram consideradas as transformações enumeradas a seguir (Balbo, 1999):

- um ônibus ou caminhão de 2 eixos corresponde a um ESRS e um ESRD;
- um ônibus ou caminhão de 3 eixos corresponde a um ESRS e um ETD;
- um caminhão de 4 eixos corresponde a um ESRS e um ETT;
- um caminhão de 5 eixos corresponde a um ESRS, um ESRD e um ETT;
- um caminhão de 6 eixos corresponde a um ESRS, um ETD e um ETT.

Realizadas as conversões indicadas acima, Balbo (1999) chegou ao número de eixos que solicitaram os pavimentos experimentais até as datas indicadas na Tabela 1.6. Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 1.8.

Tabela 1.8 Quantidade de eixos solicitados até datas com índices de fissuração de 10% nas placas de WTUD (Balbo, 1999)

Tipo de eixo	Seção de teste					
	1B	1C	1A	2A	2C	2B
ESRS	21.086	28.543	55.103	158.897	167.171	175.389
ESRD	11.389	15.416	29.761	85.820	90.289	94.728
ETD	9.139	12.371	23.882	68.866	72.452	76.014
ETT	8.727	11.814	22.807	65.767	69.192	72.594

Não havendo possibilidades de medidas de deformações nas placas por meio de instrumentação (isto não foi previsto pelos responsáveis pelo teste), Balbo (1999) tomou partido de uma análise mecanicista para finalidades de determinação de tensões nas placas de concreto, o que exigiu muito detalhamento dos pavimentos nas seções de teste. Tais análises

envolveram a escolha de duas seções com desempenho diferenciado, sendo escolhidas as seções T1-A e T2-B. Estas seções apresentavam espaçamento entre juntas de 1,15 m, espessuras de 80 e 100 mm de WTUD respectivamente, e painéis externos que desenvolveram fissuras de canto de modo mais crítico que os demais painéis.

As placas de 1,15 m foram solicitadas de modo que os eixos duplos e triplos (ETD e ETT) aplicassem um eixo simples por vez sobre o canto da placa sem que o eixo simples em seqüência estivesse sobre a mesma placa. Considerando-se que a análise seria conduzida sem possíveis transferências de cargas em juntas (conforme verificado e documentado por meio de provas de carga conduzidas no local), todos os eixos e cargas de ETD e ETT necessitaram ser convertidos em ESRD.

Por meio do programa computacional FEACONS 4.1 SI (*Finite Element Analysis for Concrete Slabs*) e com base em detalhado e criterioso refinamento de malha de elementos finitos, Balbo (1999) simulou as tensões de tração na flexão críticas (σ) nos topos das placas de 1,15 m de lado. Os resultados obtidos estão apresentados nas Tabelas 1.9 a 1.12. Tais valores apresentados para tensões de tração na flexão são tidos como representativos (dentro do padrão de detalhamento realizado) da história de tensões que ocorreu durante os testes com o primeiro WTUD empregado no Brasil, utilizando um CAD.

Tabela 1.9 Tensões em placas da seção T1-A, para eixos dianteiros

Carga (kN)	σ (MPa)
20	1,66
30	1,22
40	1,48
50	1,68
60	1,84
70	1,98
80	-
90	2,14

Tabela 1.10 Tensões em placas de seção T1-A, para ESRD

Carga (kN)	σ (MPa)
20	1,39
30	1,90
40	2,32
50	2,66
60	2,96
70	3,28
80	3,54
90	3,72
100	3,90
110	4,10
120	4,26
130	4,42
140	4,56
150	4,68
160	4,78
170	4,85

Tabela 1.11 Tensões em placas da seção T2-B, para eixos dianteiros

Carga (kN)	σ (MPa)
20	1,15
30	1,19
40	1,42
50	1,62
60	1,79
70	1,89
80	-
90	2,08

Tabela 1.12 Tensões em placas da seção T2-B, para ESRD

Carga (kN)	σ (MPa)
20	0,97
30	1,32
40	1,61
50	1,86
60	2,08
70	2,26
80	2,46
90	2,62
100	2,72
110	2,84
120	2,97
130	3,07
140	3,16
150	3,25
160	3,32
170	3,38

A construção de um modelo semi-empírico de fadiga para o CCP do trecho experimental foi posteriormente realizada por Balbo (1999) empregando-se a hipótese de Palmgren-Miner para verificação do consumo à fadiga do concreto. As seções T1-A e T2-B, embora com painéis de lados idênticos, possuíam espessuras de WTUD diferentes, o que resultaria em níveis de tensões diferentes e números de repetições de cargas à ruptura diferentes. Para cada uma das seções foram construídas relações, considerando-se, respectivamente, o número de repetições dos ESRS e os ESRD que solicitaram a seção no período, que resultou em um índice de fissuras de 10%.

Um processo automatizado de busca da solução do sistema de equações não-lineares foi empregado, resultando em 100% de acerto, com o somatório de erros quadráticos reduzido a zero. O modelo de fadiga semi-empírico de Balbo (1999) para o concreto (CAD) empregado nas placas de WTUD do experimento resultou em:

$$N = 29.745 \left(\frac{f_{ct,f}}{\sigma} \right)^{3,338} \quad [1.57]$$

A partir deste trabalho pioneiro realizado no Brasil, seria possível desenvolver algo também inovador em termos de pesquisa de fadiga de concretos: determinar um modelo experimental à

fadiga para o mesmo WTUD executado em 1997 na Castelo Branco considerando-se, em laboratório, a mesma história de tensões obtida em campo; isto possibilitaria um confronto entre ambos os modelos à fadiga e, o mais desejado, uma calibração entre tais modelos (semi-empírico e experimental).

1.4.2.2 Modelos Semi-Empíricos Existentes na Literatura Internacional

Tayabji e Jiang (1998) utilizaram em seus estudos um modelo de fadiga semi-empírico proposto pela *National Cooperative Highway Research Program* (NCHRP 1-26) que correlaciona a resistência à flexão do concreto, o número de ciclos de cargas e as tensões estimadas para um nível de 50% das placas fissuradas. A expressão obtida é descrita por:

$$\log N = 2,8127 \left(\frac{f_{ct,f}}{\sigma} \right)^{1,2214} \quad [1.58]$$

Os dados obtidos pela AASHO⁵ *Road Test* foram analisados mais detalhadamente por Majidzadeh (1988) considerando a Teoria das Placas suportadas por um meio multielástico representando as demais camadas do pavimento. Neste modelo, o nível de serventia final foi considerado igual a 2,0 para um número de repetições de cargas do eixo padrão de 80 kN. O modelo à fadiga obtido foi denominado por RISC⁶, e descrito pela função a seguir:

$$N = 22.209 \left(\frac{f_{ct,f}}{\sigma} \right)^{4,29} \quad [1.59]$$

Majidzadeh (1988) apresenta um outro modelo denominado ARE⁷, também desenvolvido a partir do desempenho de pistas experimentais da AASHO *Road Test*. No modelo à fadiga desenvolvido, o número de aplicações de cargas solicitadas foi convertido em uma carga de eixo padrão de 80 kN, considerando os fatores de equivalência entre cargas para um nível de serventia final de 2,5. A Teoria de Sistemas de Camadas Elásticas foi empregada para determinar as tensões solicitantes nas placas nos experimentos, que representariam as tensões máximas no centro das placas. A seguinte expressão matemática foi obtida:

$$N = 23.440 \left(\frac{f_{ct,f}}{\sigma} \right)^{3,21} \quad [1.60]$$

Confrontando o modelo ARE com outros modelos existentes, o autor observou que o modelo por ele proposto prevê maior resistência à fadiga do que os modelos de laboratório para elevadas tensões no concreto. Entretanto, quando as tensões aplicadas são aproximadamente 60% da resistência à tração na flexão, esta expressão prevê um comportamento à fadiga mais conservador do que aqueles desenvolvidos em laboratório.

Um modelo à fadiga desenvolvido por Vesic e Saxena (1969) é apresentado por Majidzadeh (1988), também analisando os dados da AASHO *Road Test*, porém empregando a teoria de placas de Westergaard para determinar as tensões nas placas. Todavia, ao invés de utilizar tensões no meio e no canto das placas, as tensões de tração na flexão foram consideradas na posição da trajetória prevista. O modelo desenvolvido para um nível de serventia final de 2,5 é apresentado a seguir:

⁵ AASHO é a abreviatura para American Association of State Highway Officials.

⁶ RISC é abreviatura para Resource International Stress Calculation, um programa de computador.

⁷ ARE é abreviatura para Austin Research Engineers.

$$N = 225.000 \left(\frac{f_{ct,f}}{\sigma} \right)^4 \quad [1.61]$$

Darter (1990) descreve um modelo semi-empírico resultante de anos de observações de pavimentos de concreto em aeroportos pelo *United States Army Corps of Engineers (USACE)*, que é descrito pela seguinte expressão:

$$\log N = 2,13 \left(\frac{f_{ct,f}}{\sigma} \right)^{1,2} \quad [1.62]$$

A expressão apresentada acima foi originada por meio de simulação numérica dos dados obtidos em 51 seções de pavimento e posteriormente ensaiados à fadiga em laboratório, considerando 50% das placas fissuradas. As tensões críticas foram calculadas para cada seção de teste por meio de cartas de influência para condição de borda livre. Posteriormente, as tensões foram multiplicadas por 0,75 para estimar os efeitos de transferência de cargas nas juntas. As tensões resultantes foram estimadas para uma tensão na placa produzida por cargas em condições de aeronaves.

Comparando-se os modelos ARE, RISC e Balbo, é possível observar que para um alto nível de tensões, os modelos são bastante similares, como se extrai da Figura 1.16. O gráfico mostra também, que o modelo USACE apresenta-se como o mais conservativo dentre os demais modelos semi-empíricos desenvolvidos, para níveis de tensão superiores a 0,5.

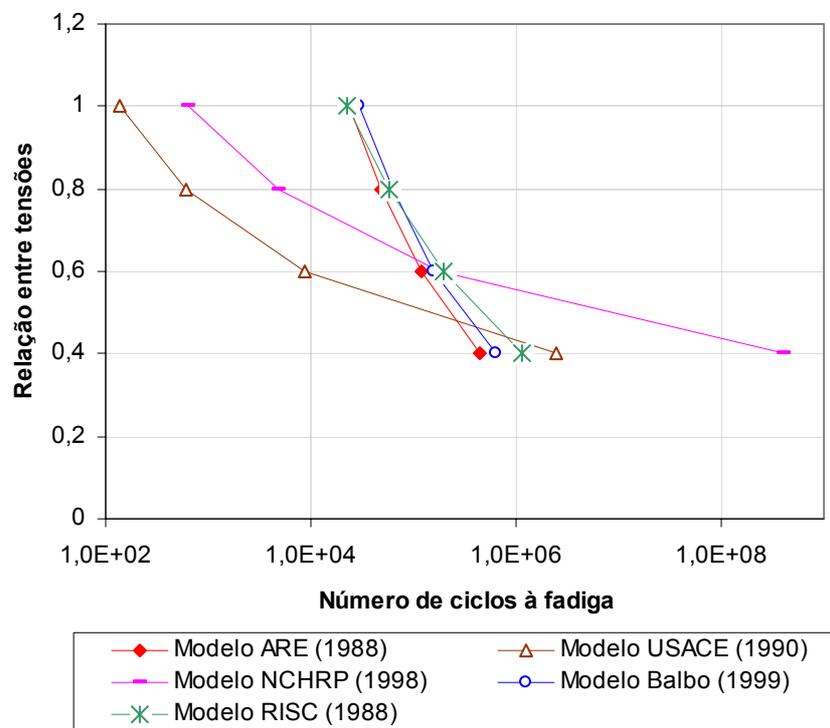


Figura 1.16 Diagrama $\sigma - N$ para modelos de fadiga semi-empíricos obtidos por diversos autores.

1.5 Considerações Finais

No concreto, a fadiga é um processo progressivo de microfissuração e de propagação dessas microfissuras ocasionado pela ação de cargas cíclicas, podendo inclusive iniciar nas microimperfeições do material resultante de seu processo construtivo e de propriedades ainda frescas (como por exemplo retração), que tendem a crescer e até causar a ruptura da estrutura. Note-se que, mesmo um material bastante homogêneo e sem imperfeições aparentes está sujeito ao fenômeno, independentemente de pré-fissuração do mesmo.

Em um pavimento de concreto, o clima e, principalmente, o tráfego existente, representam as tensões impostas, que são governadas pela resistência à tração na flexão do material. Os estudos de fadiga em concretos de cimento Portland apontaram que quanto maior a tensão máxima aplicada, menor a resistência à fadiga do material; em contrapartida, para níveis de tensão inferiores, o número de ciclos à fadiga aumenta.

Os autores verificaram que, durante ensaios de fadiga em concretos, quando se tem uma tensão mínima e uma tensão máxima aplicada, gerando uma variação da tensão entre um estado mínimo e outro máximo, na medida em que a tensão mínima aplicada é aumentada, o número de ciclos à fadiga aumenta. Tal dado poderá ser relevante em dimensionamentos quando tensões resultantes de diferenciais térmicos entre topo e fundo de placas de concreto são consideradas.

Os estudos já realizados mostraram que quanto maior a frequência de aplicação de cargas, maior o número de ciclos à fadiga alcançados; ou seja, para cargas repetitivas menos espaçadas no tempo, a durabilidade do concreto quanto ao processo de fadiga é melhorada.

Também todas as informações disponíveis, procedentes de análises experimentais, indicam que durante um ensaio de fadiga, realizado com emprego de tensão alternada (tração-compressão), ocorre maior dano por fadiga do que no caso de ensaios aplicando tensões não alternadas (apenas tração na flexão).

O emprego da hipótese de Palmgren-Miner na interpretação de resultados de ensaios à fadiga, segundo a maioria dos pesquisadores, é segura para ensaios variando a tensão de baixa para alta, mas é inadequada para aqueles ensaios conduzidos variando-se as tensões de alta para baixa.

O único trabalho encontrado na literatura pesquisada que estabelece um limite de fadiga para o concreto de cimento Portland, isto é, um valor de relação entre tensões abaixo do qual o concreto não estaria mais submetido ao processo de fadiga, é aquele apresentado pela PCA, assumindo que para relações entre tensões inferiores a 0,45, o número de repetições de ciclos seria ilimitado, embora tal fato não seja justificado nos documentos da PCA. Nenhum outro autor apresentou trabalho de pesquisa chegando a conclusão semelhante.

Não foi encontrado um modelo à fadiga para o concreto em que as tensões aplicadas durante o experimento laboratorial fossem variáveis aleatoriamente, ou seja, ensaios com amostras submetidas a diversos níveis de tensão aleatórios antes de sua ruptura por fadiga. Os ensaios em laboratório, quando realizados com um nível de tensão constante ou variável de forma controlada, intuitivamente, tenderiam a se distanciar da realidade encontrada em pista. No entanto, a variação de tensões aleatória sobre um mesmo corpo-de-prova é ainda uma condição de ensaio difícil devido às limitações dos equipamentos existentes.

Na Tabela 1.13 procurou-se sistematizar os principais resultados obtidos pelos diversos autores mencionados na revisão bibliográfica, mostrando inclusive as principais características que influenciam na resistência à fadiga, de que maneira afetariam o número de ciclos à fadiga e quais autores constataram tais fatos. Observa-se que a maioria dos estudos experimentais à fadiga do concreto foi realizada em centros de pesquisa na Europa (destaque para Holanda) e

a maioria dos modelos semi-empíricos foi desenvolvida nos EUA (destaque para a Universidade de Illinois).

As explanações realizadas neste primeiro capítulo mostraram claramente que são muitos os aspectos que influenciam os ensaios em fadiga, indo desde os tipos de materiais utilizados, as características desejadas para o concreto, a moldagem, o tipo de ensaio realizado, os níveis de tensões aplicados, as frequências de aplicação, etc., o que resulta em testes bastante longos e de certa forma de difícil realização, principalmente com relação à sua precisão, uma vez que as amostras de concreto não apresentam a mesma resistência estática e, conseqüentemente, ocorre, algumas vezes, uma dispersão importante entre ensaios idênticos.

Além disso, as dificuldades em se reproduzir testes compatíveis com a realidade em pista, preocupa os pesquisadores da área que, na tentativa de melhor representar as condições de campo, acrescentam cada vez mais parâmetros a serem testados em laboratório. Balbo (2000) relata que tais dificuldades, além das possíveis técnicas de ensaio propriamente ditas, permeiam a forma de carregamento, as amostras de materiais para ensaios (homogeneidade e heterogeneidade), as temperaturas de ensaio, dentre outras; ressalta então que diversas melhorias na realização deste tipo de ensaio poderiam ser consideradas bem como enfatiza a necessidade de avaliação do processo de fadiga e fissuração do concreto em pista para melhor abalizar os testes em laboratório.

Pôde-se observar que aspectos como a frequência de aplicação das cargas, as condições de umidade do concreto, a variação de tensões e o tipo de concreto utilizado, têm sido pouco pesquisados pelo fato de existirem limitações de equipamentos e de tempo, mas que ainda assim, existe a preocupação em se desenvolver modelos de fadiga para o concreto que representem da melhor maneira possível as condições e exigências de cada local. Por exemplo, a questão da umidade no concreto em pista poderia ser relevante em climas tropicais úmidos.

Os muitos pesquisadores citados neste capítulo mostraram em seus trabalhos o quão criterioso pode ser um estudo sobre a resistência à fadiga do concreto e foram muitas vezes honestos em suas colocações, admitindo que, em alguns casos, não se chegara a conclusão alguma; em certos estudos, embora se chegasse a uma conclusão específica, se admitia que determinado aspecto não fora possível de ser mensurado, devido a alguma dificuldade. Nem por isso, tais estudos deixaram de dar sua colaboração à pesquisa sobre a resistência à fadiga de concretos de cimento Portland, com ênfase para sua aplicação em pavimentação.

A revisão bibliográfica deixa claro que vários são os parâmetros que influenciam no desempenho à fadiga de um concreto, que vão desde a constituição do concreto em si, aos métodos de ensaio e posteriormente o método de modelagem experimental à fadiga. A partir dos aspectos expostos na revisão, a presente pesquisa se propôs apresentar estudos à fadiga levando em conta a presença de umidade no concreto, a influência das frequências de aplicação de cargas e a aplicação de tensões variáveis sobre um mesmo corpo de prova.

Englobou-se para o presente trabalho o estudo de dois concretos distintos, um convencional (de pavimentação em concreto simples) e outro de alto desempenho, sendo este último o mesmo CAD empregado na construção do *whitetopping* ultradelgado na Rodovia Castello Branco em 1997, buscando-se então, determinar um fator de correlação entre resultados à fadiga em campo e em laboratório, dando assim um passo fundamental para a melhoria de critérios de dimensionamento dos pavimentos de concreto simples.

Tabela 1.13 Quadro resumo da revisão bibliográfica

Aspecto	Número de ciclos à fadiga					
	Aumenta	Autores	Diminui	Autores	Não afeta	Autores
Maior tensão em flexão			Quanto mais alta a tensão, maior o dano causado ao pavimento	Todos os autores. Alguns exemplos: Oh (1991b), Siemes-Ghent (1988), Stet e Frénay (1998), etc.		
Tensão alternada x flexão simples			Diminui mais do que em flexão	Zhang e Wu (1997), Cornelissen (1984)	Provavelmente devido à inexistência de equipamentos precisos	Crepps (1923), Hatt (1924,1925), Clemmer (1922), Clifford (1924), Tepfers (1982)
Agregado leve na fadiga em flexão	Comparado aos agregados convencional e pesado	Zhang <i>et al.</i> (1997)	Comparado ao agregado convencional	Williams (1943)		
Agregado leve na fadiga em compressão	O concreto analisado era armado e de alta resistência	Waagaard (1986)			Mesmo efeito que agregado convencional	Tepfers e Kutti (1979), Sparks (1982)
Agregado leve na fadiga em tração	Ensaíos em concretos saturados	Saito (1984)			Mesmo efeito que agregado convencional	Cornelissen (CEB, 1988)
Diâmetro máximo do agregado graúdo					Mesmo efeito para ϕ de 20 mmm e de 40 mm	Iwama e Fukuda (1986), Koyanagawa <i>et al.</i> (1994)
Relação a/c	Para a/c menor do que 0,40	Klaiber e Lee (1982)	Maior a/c	Graf e Brenner (1934, 1936)	Para a/c entre 0,4 e 0,65	Klaiber e Lee (1982), Zhang (1997)
Seqüência de aplicação das cargas em compressão			Tensão variando de alta para baixa	Holmen (1982)		

Tabela 1.13 Quadro resumo da revisão bibliográfica (continuação)

Aspecto	Número de ciclos à fadiga					
	Aumenta	Autores	Diminui	Autores	Não afeta	Autores
Seqüência de aplicação das cargas alternando entre tração-compressão					Com base na taxa de deformação permanente	Cornelissen e Reinhardt (1984)
Seqüência de aplicação das cargas em flexão	Tensão variando de baixa para alta	Oh (1991b)	Tensão variando de alta para baixa	Zhang <i>et al.</i> (1997), Oh (1991b)	Tensão variando de baixa para alta	Zhang <i>et al.</i> (1997)
Tempo de aplicação de carga	Quando em compressão	Cook e Chindaprasirt (1980)	Quando em tração	Cook e Chindaprasirt (1981)		
Placas x vigas de concreto	Determinado por meio de testes reais	Roesler e Barenberg (1999)	Determinado por meio de simulações computacionais	Darter (1977)		
Maior freqüência de aplicação das cargas	Menor amplitude, logo, menor tempo de relaxação	Zhang <i>et al.</i> (1996), Hsu (1981)			Os níveis de freqüência utilizados pelos autores são muito próximos	Graf (1934), Brenner (1936)
Tensão mínima em flexão	Maior nível de relação entre tensões mínima	Siemes-Ghent (1988), Stet e Frénay (1998), Tepfers e Kutti (1979), Faraggi <i>et al.</i> (1986), Peterson (1990), Van der Most e Leewis (1986), Koyanagawa <i>et al.</i> (1994), Cornelissen e Leewis (1986), dentre outros	Maior nível de relação entre tensões mínima	Cornelissen (1984)		

Tabela 1.13 Quadro resumo da revisão bibliográfica (continuação)

Aspecto	Número de ciclos à fadiga					
	Aumenta	Autores	Diminui	Autores	Não afeta	Autores
Tensão mínima em compressão			Para maior tensão mínima	Cornelissen (1984)		
Tensão mínima em ensaios alternando tração-compressão	Para maior tensão mínima	Siemes-Delft e Ghent (1988)				
Saturação			Ensaio em tração pura e em tração-compressão	Cornelissen e Leewis (1986)		
			Ensaio em tração na flexão	Raithby e Galloway (1974)		
Monitoramento em campo	Fundamento da Modelagem			Autor		
	Fundamentado no programa NCHRP 1-26			Tayabji e Jiag (1998)		
	Monitoramento de placas em WTUD; utilizou-se do programa computacional FEACONS 4.1 SI para determinar as tensões críticas; critério final de deterioração de 10% de fissuras			Balbo (1999)		
	Consideração da teoria das placas suportadas por um meio multielástico; análise dos dados obtidos pela AASHO <i>Road Test</i> com nível de serventia final igual a 2			Majidzadeh (1988)		
	Consideração da teoria das camadas elásticas; análise dos dados obtidos pela AASHO <i>Road Test</i> com nível de serventia final igual a 2,5			Majidzadeh (1988)		
	Consideração da teoria de placas de Westergaard para cálculo das tensões; análise dos dados obtidos pela AASHO <i>Road Test</i> com nível de serventia final igual a 2,5			Vesic e Saxena (1969)		
	Monitoramento de placas em concreto pelo USACE; considerou como critério final de deterioração 50% de placas fissuradas			Darter (1990)		

METODOLOGIA DE PESQUISA DE FADIGA EM CONCRETOS

2.1 Dimensões de Corpos-de-Prova Prismáticos

A norma prescrita para procedimento de execução de pavimentos de concreto simples por meio mecânico (NBR 7583) determina que o controle tecnológico para pavimentação deve ser realizado por meio de ensaios em tração na flexão de corpos-de-prova de concreto de cimento Portland (CCP), utilizando amostras prismáticas com dimensões de 150 x 150 x 500 mm, moldadas e curadas em laboratório, conforme a NBR 5738. Este ensaio teve como base os padrões de dimensões de amostras prismáticas recomendados pela norma da *American Society for Testing of Materials* (ASTM C 78, 2000).

Os ensaios de resistência à tração na flexão em corpos-de-prova de CCP, recomendados pela NBR 12142, conforme referenciada na NBR 5738 (moldagem e cura), indica a utilização de amostras prismáticas com dimensões que deverão ser escolhidas preferencialmente entre as dimensões básicas (d) de 150, 250 e 450 mm, onde os corpos-de-prova deverão ter seção quadrada de aresta igual à dimensão básica "d" e comprimento, no mínimo, igual a $3d + 50$ mm. A NBR 5738 estabelece ainda que a dimensão básica das amostras prismáticas deve atender à seguinte expressão e critérios:

$$d \leq 3D \quad [2.1]$$

sendo que d é a dimensão básica da amostra, e D é a dimensão máxima característica do agregado. Entretanto, para agregados com dimensão máxima característica menor ou igual a 50 mm, a norma estabelece a utilização de moldes com dimensão básica igual a 150 mm.

Alguns inconvenientes apresentados ao longo da realização de tais ensaios impulsionaram o início de estudos sobre a possibilidade de redução das dimensões desses corpos-de-prova prismáticos. Pode-se citar algumas das inconveniências existentes da adoção das dimensões recomendadas pelas normas vigentes, tais como (Balbo *et al.*, 2003 e Cervo *et al.*, 2004):

- (1) o peso da amostra (ou amostra+forma), que exige em geral o esforço de dois laboratoristas;
- (2) as dificuldades em se posicionar corretamente um corpo-de-prova com peso elevado no equipamento para ensaio em tração na flexão;
- (3) um nível elevado de carga para aplicação da força até a ruptura da amostra, sendo normalmente necessário um equipamento de maior porte; e
- (4) maior custo de ensaio, para dosagem ou controle tecnológico, onde o consumo de materiais é bastante elevado e poderia ser reduzido com a adoção de corpos-de-prova de menores dimensões.

Modificações no processo de moldagem por meio da redução das dimensões dos corpos-de-prova utilizados para ensaios em tração na flexão, que garantiriam ganhos em termos de facilidade, precisão e custos de execução, devem comportar a razão entre o diâmetro máximo

do agregado graúdo e a área transversal da vigota, tornando possível o adensamento da massa fresca do concreto no molde.

A forma de adensamento precisaria ser repensada, uma vez que o método convencional estabelece que em amostras de 150 x 150 x 500 mm o adensamento ocorra por imersão de agulha vibratória de 25 mm de diâmetro externo (conforme prescrito na NBR 5738), o que poderia não ser adequado para corpos-de-prova com dimensões reduzidas em relação aos padrões prescritos em norma.

No ano de 1997 foi construído no Brasil o primeiro trecho experimental em *Whitetopping* Ultradelgado empregando-se concreto de cimento Portland de elevada resistência, onde se teve a oportunidade de realizar ensaios em tração na flexão em amostras de dimensões inferiores àquelas normalizadas. O pavimento experimental possuía placas com espessuras de 80 e 100 mm. Os dados relacionados ao experimento são encontrados em Balbo (1999).

O controle tecnológico do concreto empregado no primeiro WTUD do país foi realizado por meio de ensaios em tração na flexão de corpos-de-prova prismáticos com dimensões de 150 x 150 x 500 mm, moldados e curados em condições de obra, segundo consta nos documentos relacionados aos trabalhos.

Entretanto, para um maior conhecimento do comportamento do pavimento experimental, houve a necessidade de uma aferição mais precisa da resistência à tração na flexão para fins de uma análise mecanicista do experimento, que conduziu à realização de uma série de novos ensaios. Para a realização destes ensaios foram retiradas placas de CCP que se encontravam soltas sendo posteriormente encaminhadas ao laboratório. Com tais placas disponíveis foi possível extrair e ensaiar 40 corpos-de-prova de dimensões inferiores àquela recomendada por norma (150 x 150 x 500 mm).

Conforme relatado por Balbo (1999), os resultados estatísticos (média e desvio padrão) dos ensaios realizados naquela época no laboratório resultaram praticamente idênticos aos valores estatísticos observados para amostras moldadas e curadas em condições de campo aos 28 dias. Ainda, um outro resultado importante: em amostras prismáticas com dimensões inferiores àquelas preconizadas pelas normas, chegou-se a resultado estatisticamente equivalente para corpos-de-prova de 150 x 150 x 500 mm e para corpos-de-prova com dimensões menores, com comprimento mais comum de 320 mm e seção transversal de aproximadamente 70 mm.

Oh (1981b), para determinar o comportamento à fadiga do concreto em flexão, preparou e ensaiou corpos-de-prova prismáticos nas dimensões de 100 x 100 x 500 mm, uma vez que as normas existentes em outros países possibilitam a utilização de corpos-de-prova com dimensões inferiores àquelas indicadas pela norma brasileira.

Hsu e Gao (1998) com o intuito de determinar a resistência à fadiga em concretos submetidos à tensão de compressão uniaxial, moldaram e realizaram ensaios estáticos e dinâmicos em amostras prismáticas nas dimensões de 100 x 100 x 300 mm.

Estudando as condições de umidade, idade e taxa de carregamento na fadiga do concreto simples em flexão, Raithby e Galloway (1974) realizaram testes em prismas compactados em mesa vibratória com dimensões de 102 x 102 x 510 mm, com vão de 406 mm carregados nos terços médios.

Guimarães *et al.* (2000) moldaram corpos-de-prova prismáticos com dimensões de 100 x 100 x 400 mm, compactados em mesa vibratória, para determinar a tenacidade à flexão em concretos reforçados com fibra de aço.

Ainda, encontrou-se na norma padrão internacional que prescreve a moldagem e cura de amostras de concreto, a *International Organization for Standardization* (ISO/FDIS 1920-3,

2004) "*Testing of Concrete – Making and Curing Test Specimens*", a indicação para moldagem de corpos-de-prova prismáticos com dimensões distintas àquelas padronizadas pela ABNT, quando propõem como preferência às dimensões de 100 x 100 x 400 mm ou de 150 x 150 x 600 mm.

Como é possível observar, trabalhos têm sido realizados e normas têm sido prescritas considerando a resistência estática e a resistência à fadiga do concreto, utilizando corpos-de-prova com dimensões inferiores àquelas preconizadas pela NBR 5738. Contudo, como a resistência de referência em vigor deveria, em caso de controle tecnológico, seguir os padrões da NBR 12142, restava compreender se, empregando-se corpos-de-prova de dimensões reduzidas, chegar-se-ia a resultados semelhantes. Em caso positivo, a pesquisa experimental poderia ser amplamente simplificada pelas razões anteriormente expostas. Tais perspectivas serão discutidas mais adiante.

2.1.1 Seleção da Dimensão dos Corpos-de-Prova

Inicialmente, havia a intenção de moldagem de corpos-de-prova tanto de concreto convencional (reproduzindo aquele da Pista Experimental da EPUSP) quanto de concreto de alto desempenho (reproduzindo aquele executado na Rodovia Castello Branco) em moldes prismáticos de 150 x 150 x 500 mm.

Todavia, em estudos onde se analisaram as condições e funcionamento do equipamento utilizado para ensaios dinâmicos, verificou-se a existência de dificuldades em se utilizar os corpos-de-prova com as dimensões acima citadas. Ainda, a existência de alguns inconvenientes citados no item 2.1 com relação à utilização de corpos-de-prova nas dimensões recomendadas por norma (150 x 150 x 500 mm), conduziu a um trabalho preliminar de pesquisa, considerando-se a possibilidade de reduzir as dimensões das amostras a serem utilizadas nos ensaios em tração na flexão e nos ensaios de fadiga.

Alguns dos principais motivos que conduziram a um estudo aprofundado da utilização de corpos-de-prova com dimensões reduzidas foram: as dimensões do equipamento para ensaio dinâmico; a dificuldade em se posicionar o corpo-de-prova na prensa nas dimensões usualmente utilizadas e recomendadas por norma; o peso da amostra (27 kg aproximadamente, após desmoldada); a necessidade de grande quantidade de material e o custo elevado para a confecção dos corpos-de-prova; a existência de estudos anteriores com amostras de tamanho inferior àquele especificado por norma onde se verifica que o efeito escala é inexistente ou insignificante; dentre outros.

Deste modo, iniciou-se um cauteloso estudo de novas possibilidades de dimensões de corpos-de-prova para a implantação deste projeto, que não interferissem nas condições e métodos de ensaio, no eficaz funcionamento do equipamento dinâmico e nos resultados finais.

Com o intuito de determinar possíveis dimensões passíveis de moldagem dos corpos-de-prova, em agosto de 2002, foram observados requisitos básicos que as amostras deveriam apresentar. Estas especificações foram descritas da seguinte maneira:

1. Dimensões adequadas ao tamanho da prensa em que seriam executados os ensaios;
2. Execução dos ensaios em tração na flexão, considerando-se o terço médio dos corpos-de-prova, segundo a norma brasileira NBR 12142;
3. Possibilidade de se utilizar a mesma expressão indicada por norma (NBR 12142) empregada para as amostras de 150 x 150 x 500 mm, a fim de calcular a resistência a tração na flexão;

4. Velocidade de aplicação de carga necessária para a nova dimensão dos corpos-de-prova;
5. Correlação dos resultados de resistência à tração na flexão obtida para a nova dimensão dos corpos-de-prova e aqueles obtidos para as amostras de 150 x 150 x 500 mm.

Primeiramente, foram discutidas quais as possibilidades de dimensões reduzidas de corpos-de-prova que atendessem as premissas anteriormente descritas. Destas análises, observou-se que a redução dos corpos-de-prova para dimensões de 100 x 100 x 400 mm seria bastante adequado ao propósito da pesquisa. A escolha destas dimensões, posteriormente, pareceu acertada, quando se descobriu a existência da norma padrão internacional (ISO/FDIS 1920-3, 2004) mencionada anteriormente.

Para se ter uma idéia do efeito da redução da dimensão do corpo-de-prova para tal padrão, tome-se à equação para determinação da tensão em uma seção transversal da viga bi-apoiada em suas extremidades, sendo solicitada por duas cargas idênticas $P/2$ nos terços centrais, como no ensaio de dois cutelos:

$$s_{tf} = \frac{M_f}{I} z \quad [2.2]$$

sendo M_f o momento fletor no vão central (constante = $\frac{Pl}{6}$), I o momento de inércia da seção transversal da vigota ($I = \frac{bh^3}{12}$) e z a altura do ponto, a partir da linha neutra, para o qual se deseja calcular a tensão atuante. Substituindo-se tais valores, chega-se à expressão:

$$s_{tf} = \frac{Pl}{bh^2} \quad [2.3]$$

sendo P a carga total aplicada nos dois terços da vigota, l o comprimento do vão entre os dois apoios, b a largura da seção transversal e h a altura da seção transversal da vigota. Admitindo-se, conforme estudo anterior realizado por Balbo (1999), que a tensão de ruptura seria idêntica para corpos-de-prova com dimensões prescritas na NBR 12142 e corpos-de-prova com dimensões inferiores, não existiria efeito escala importante para dimensões de 100 x 100 x 400 mm. Neste caso, com base na equação [2.3], para uma relação $\sigma^{500}/\sigma^{400}$ unitária, encontra-se que a carga requerida para a ruptura do corpo-de-prova de dimensões reduzidas seria de 40% do valor da carga requerida para o corpo-de-prova convencional, com grandes vantagens sobretudo para controle tecnológico em pista.

Com o intuito de certificar a viabilidade de utilização das amostras com dimensões inferiores, foram dosados e moldados concretos com as dimensões usualmente utilizadas (150 x 150 x 500 mm) e no tamanho reduzido (100 x 100 x 400 mm). Na Figura 2.1 estão ilustradas as novas dimensões dos corpos-de-prova utilizados nas moldagens e nos ensaios.

Para o ensaio de resistência à tração na flexão das amostras reduzidas, a distância entre o apoio extremo do corpo-de-prova de 100 x 100 x 400 mm e sua seção transversal externa foi tomada proporcionalmente ao corpo-de-prova padrão, resultando em 20 mm, o que definiu distância entre os apoios de 360 mm (com distâncias de 120 mm entre os terços médios do vão de 400 mm), conforme se observa na Figura 2.2.

A Figura 2.3 apresenta os moldes utilizados para a confecção dos corpos-de-prova em ambas as dimensões. Durante a mistura dos materiais na betoneira, foram preparados volumes

suficientes de concreto fresco para a preparação de corpos-de-prova em ambas as dimensões anteriormente mencionadas.

A velocidade sugerida pela norma para aplicação de carga em ensaios estáticos de corpos-de-prova de dimensões padrão é de 0,13 kN/s; tendo-se em consideração a relação entre volumes dos dois tipos de corpos-de-prova, optou-se por diminuir nesta mesma proporção à velocidade de aplicação de carga, que resultou em um valor de 0,046 kN/s (0,05 kN/s).

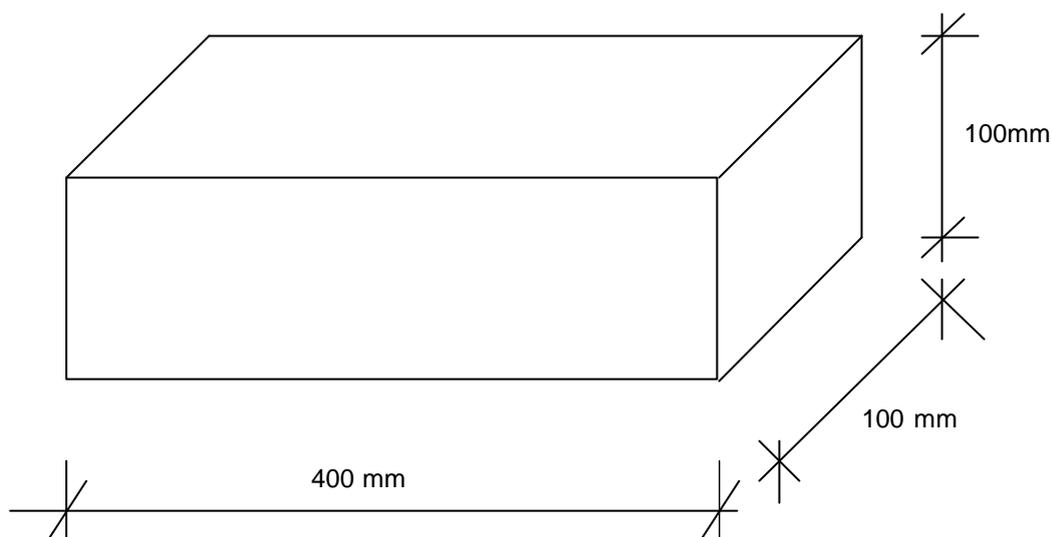


Figura 2.1 Dimensões dos corpos-de-prova utilizados nas moldagens e nos ensaios (100 x 100 x 400 mm).

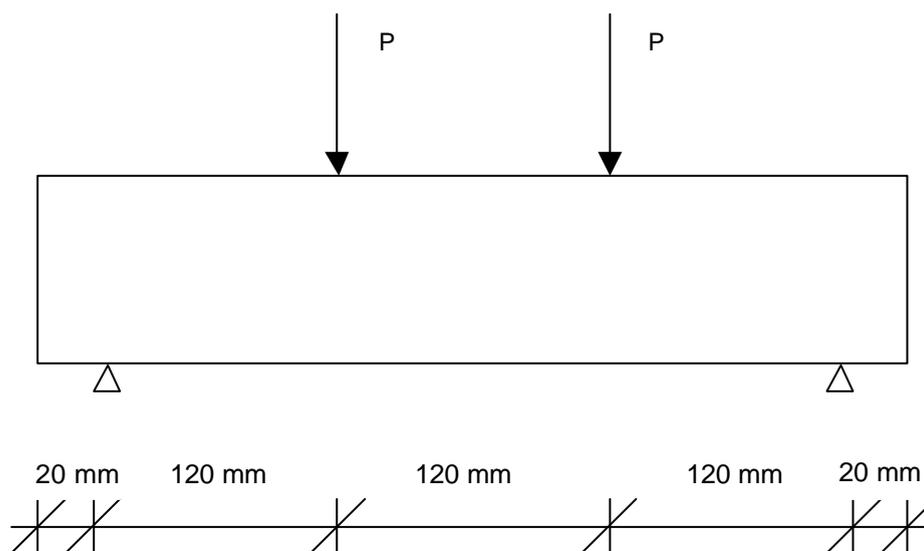


Figura 2.2 Posição dos apoios e da carga aplicada para os ensaios em tração na flexão para corpos-de-prova de 400 mm de comprimento.



Figura 2.3 Moldes utilizados para a confecção dos corpos-de-prova nas duas dimensões: 100 x 100 x 400 mm e 150 x 150 x 500 mm.

Os tipos de materiais, os traços, as formas de moldagem e os métodos de cura empregados para ambas dimensões de corpos-de-prova estão descritos nos itens que seguem, com algumas diferenças entre o concreto convencional e o concreto de alto desempenho.

2.2 Concreto Convencional

2.2.1 Materiais Empregados

Para a confecção do concreto convencional primeiramente foram pesquisados o tipo e a origem dos materiais empregados na Pista Experimental da USP (Severi, 2002). O cimento Portland utilizado foi um cimento do tipo CP II E-40 (Votorantim - Santa Helena), que apresentava adição de escória de alto forno em sua composição.

Como agregado miúdo foi utilizada uma areia quartzosa, rosácea e arredondada de Boituva, com módulo de finura de 1,72 e dimensão máxima característica de 2,4 mm, procedente da Depressão Periférica do Estado de São Paulo (SP).

Foram utilizados agregados graúdos do tipo brita 1 e brita 2, com dimensões máximas características de, respectivamente, 19 mm e 25 mm. A brita 1 usada nas moldagens foi um granito oriundo do estado de São Paulo com módulo de finura de 6,66 mm; como brita 2 foi utilizado um agregado calcário procedente de pedreira em Cajamar (SP) com módulo de finura de 7,68.

Os agregados e o cimento apresentados neste item e utilizados no preparo do concreto convencional tiveram suas características físicas e mecânicas determinadas nas instalações do Laboratório da Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP) e estão descritos no item 2.2.1.1 a seguir.

2.2.1.1 Caracterização dos Materiais

2.2.1.1.1 Agregados

Os agregados empregados na elaboração das dosagens de concreto foram caracterizados conforme as especificações da norma NBR 7211. As Tabelas A1.1 a A1.6 e a Figura A1.1 no Anexo 1 deste trabalho apresentam os resultados obtidos.

2.2.1.1.2 Cimento

O cimento empregado na elaboração das dosagens de concreto foi caracterizado conforme as especificações da norma NBR 7215. A Tabela A1.7 no Anexo 1 apresenta os resultados obtidos.

2.2.2 Procedimento de Moldagem e Resistências Obtidas

Anteriormente à moldagem dos corpos-de-prova de concreto a serem ensaiados à fadiga, foram realizados estudos de traços do concreto de cimento Portland a ser utilizado, que deveria alcançar a mesma resistência à tração na flexão obtida na Pista Experimental da Universidade de São Paulo (USP), tendo o traço daquele antigo concreto como referência. Esta etapa foi conduzida junto ao Laboratório da Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP), em São Paulo. A Tabela 2.1 apresenta as características do concreto utilizado na pista experimental da USP.

Tabela 2.1 Características do concreto empregado na Pista Experimental EPUSP (Severi, 2002)

Materiais ou Propriedades	Valores obtidos
Cimento (kg/m ³)	396
Areia (kg/m ³)	620
Brita 1 (kg/m ³)	483
Brita 2 (kg/m ³)	724
Relação a/c	0,458
Plastificante (L/m ³)	1,388
Abatimento (mm)	60 ± 10
Resistência à tração na flexão (MPa) – 28 dias (cp 500 mm)	4,76 a 5,31

É importante frisar aqui, que a resistência à tração na flexão determinada na época da construção da pista experimental da USP foi obtida por meio da moldagem e cura dos corpos-de-prova de 150 x 150 x 500 mm em condições reais de campo.

Para o estudo do traço do concreto desejado, adotou-se moldar corpos-de-prova nas dimensões de 150 x 150 x 500 mm e 100 x 100 x 400 mm, a fim de permitir que as resistências à tração na flexão destas duas dimensões fossem determinadas e confrontadas.

A preparação dos concretos obedeceu a uma seqüência de colocação dos materiais conforme estabelecido pelo procedimento interno da ABCP (1998). Primeiramente, a betoneira de eixo vertical teve sua cuba e pás umedecidas, sendo adicionado todo o agregado graúdo e parte da água de amassamento ($\pm 1/3$ de água), com o acionamento da betoneira por 15 segundos. Em seguida foram adicionados o cimento e uma outra parte da água de amassamento ($\pm 1/3$ de água), e a betoneira acionada por mais 45 segundos. Por último foram adicionados o agregado miúdo e o restante da água, sendo a betoneira acionada por mais 3 minutos. O aditivo foi colocado logo após a última porção da água de amassamento, na dosagem prescrita. A Figura 2.4 ilustra a betoneira de eixo vertical com capacidade para 300 L de concreto que foi utilizada nas moldagens.

Logo após a mistura de cada um dos concretos realizaram-se ensaios para determinação das propriedades dos concretos no estado fresco, com determinação do abatimento do tronco-de-cone, da massa específica e do teor de ar incorporado, segundo as normas NBR NM 67/98, NBR 9833/87 e NBR NM 47/95, respectivamente. As Figuras 2.5 e 2.6 ilustram, respectivamente, os ensaios de abatimento e de teor de ar incorporado.

Em seguida foram moldados corpos-de-prova prismáticos nas duas dimensões estabelecidas para este trabalho, para que fosse determinada a resistência à tração na flexão na idade de 28 dias. A moldagem foi realizada segundo critérios da norma NBR 5738/94. As amostras com dimensões de 150 x 150 x 500 mm foram moldadas em uma camada e vibradas com imersão de agulha vibratória em dois pontos coincidentes com os terços médios do vão, sendo a seguir arrasadas. Todos os corpos-de-prova de 100 x 100 x 400 mm foram moldados em uma única camada e vibrados em mesa vibratória por 30 segundos; posteriormente as amostras foram arrasadas. A Figura 2.7 apresenta o corpo-de-prova de 100 x 100 x 400 mm em mesa vibratória.

Após a moldagem dos corpos-de-prova, estes foram cobertos por sacos plásticos e mantidos nos moldes por um período de 24 a 36 horas, no caso dos corpos-de-prova menores, e por 48 horas quando se tratava das amostras maiores. Posteriormente, os corpos-de-prova foram desmoldados e colocados em cura saturada em água até a idade de ruptura.



Figura 2.4 Betoneira de eixo vertical com capacidade de 300 L de concreto – ABCP.



Figura 2.5 Ensaio de abatimento do tronco-de-cone – NBR NM 67/98.



Figura 2.6 Ensaio de teor de ar incorporado – NBR NM 47/95.



Figura 2.7 Corpo-de-prova de 100 x 100 x 400 mm em mesa vibratória.

Para este primeiro estudo realizado do traço do concreto, foram moldados 5 corpos-de-prova (cp) de 150 x 150 x 500 mm e 5 nas dimensões de 100 x 100 x 400 mm para que os resultados obtidos por estas duas dimensões pudessem ser confrontados. A Tabela 2.2 apresenta detalhes do primeiro concreto moldado no dia 13 de novembro de 2002 na tentativa de atingir a mesma resistência alcançada na pista experimental construída na USP.

Tabela 2.2 Características do primeiro concreto analisado

Materiais ou Propriedades	Valores obtidos
Cimento (kg/m ³)	396
Areia (kg/m ³)	620
Brita 1 (kg/m ³)	483
Brita 2 (kg/m ³)	724
Relação a/c	0,458
Plastificante (L/m ³)	1,388
Ar incorporado (%)	2,6
Abatimento (mm)	60
Resistência à tração na flexão (MPa) - 28 dias (cp 400 mm)	6,4
Resistência à tração na flexão (MPa) – 28 dias (cp 500 mm)	6,7

Como se necessitava de um concreto que atingisse uma resistência à tração na flexão entre 4,7 MPa e 5,3 MPa aos 28 dias, conforme utilizado na Pista da USP, o traço anteriormente descrito foi descartado, uma vez que o concreto atingiu valores de resistência bastante superiores ao exigido, apresentando características de concreto de alta resistência.

Dois novos traços foram produzidos no dia 16 de dezembro de 2002, alterando-se as características da mistura e a relação a/c de 0,458 para 0,483 e também para 0,503. Para estes traços optou-se moldar três corpos-de-prova para cada uma das dimensões em estudo, uma vez que esta quantidade de amostras seria suficiente para o propósito da moldagem, que era de determinar e confrontar as resistências à tração na flexão dos corpos-de-prova de diferentes dimensões. As quantidades de materiais empregados e os resultados obtidos nestes dois novos concretos estão apresentados nas Tabelas 2.3 e 2.4. A discussão detalhada dos resultados de resistência para corpos-de-prova de diferentes dimensões será realizada no item 2.2.3.

Tabela 2.3 Características do segundo concreto estudado

Materiais ou Propriedades	Valores obtidos
Cimento (kg/m ³)	377
Areia (kg/m ³)	644
Brita 1 (kg/m ³)	483
Brita 2 (kg/m ³)	724
Relação a/c	0,483
Plastificante (L/m ³)	1,319
Ar incorporado (%)	2,8
Abatimento (mm)	70
Resistência à tração na flexão (MPa) – 28 dias (cp 400 mm)	6,3
Resistência à tração na flexão (MPa) – 28 dias (cp 500 mm)	6,1

Tabela 2.4 Características do terceiro concreto estudado

Materiais ou Propriedades	Valores obtidos
Cimento (kg/m ³)	362
Areia (kg/m ³)	658
Brita 1 (kg/m ³)	483
Brita 2 (kg/m ³)	724
Relação a/c	0,503
Plastificante (L/m ³)	1,267
Ar incorporado (%)	2,6
Abatimento (mm)	70
Resistência à tração na flexão (MPa) – 28 dias (cp 400 mm)	5,7
Resistência à tração na flexão (MPa) – 28 dias (cp 500 mm)	6,0

Os dois traços determinados e apresentados nas Tabelas 2.3 e 2.4, da mesma forma que o primeiro concreto estudado, não atingiram a resistência à tração na flexão desejada, sendo necessário moldar um quarto concreto que foi aquele que alcançou as expectativas de resistência desejada para a pesquisa e que foi utilizado, posteriormente, para a moldagem dos 90 corpos-de-prova que seriam ensaiados à fadiga. As características do concreto definitivo empregado no experimento estão apresentadas na Tabela 2.5.

Tabela 2.5 Características do Concreto definitivo empregado no Experimento

Materiais ou Propriedades	Valores obtidos
Cimento (kg/m ³)	328
Areia (kg/m ³)	691
Brita 1 (kg/m ³)	483
Brita 2 (kg/m ³)	724
Relação a/c	0,553
Plastificante (L/m ³)	1,148
Ar incorporado (%)	2,6
Abatimento (mm)	65
Resistência à tração na flexão (MPa) - 28 dias (cp 400 mm)	4,8
Resistência à tração na flexão (MPa) - 28 dias (cp 500 mm)	4,9

2.2.3 Resistências de Corpos-de-Prova de Diferentes Dimensões

Neste item serão apresentados os resultados dos ensaios de resistência à tração na flexão realizados no concreto convencional para os corpos-de-prova de dimensões de 150 x 150 x 500 mm e de 100 x 100 x 400 mm. Os traços utilizados e as formas de moldagem dos corpos-de-prova de concreto foram descritos anteriormente para as duas dimensões analisadas.

Na Tabela 2.6 é possível visualizar as resistências à tração na flexão e cargas de ruptura necessárias resultantes para o concreto convencional; os valores sublinhados são as resistências médias obtidas, para cada um dos traços de concreto convencional analisados (incluindo aqueles não utilizados para determinar o comportamento à fadiga), para cada dimensão de molde empregada. Estes resultados estão ilustrados na Figura 2.8.

Tabela 2.6 Resultados obtidos para os concretos convencionais analisados

Relação a/c	cp	cp 100 x 100 x 400 mm					cp 150 x 150 x 500 mm				
		$f_{ct,28}$ (MPa)	Carga (N)	Média (MPa)	s (MPa)	cv (%)	$f_{ct,28}$ (MPa)	Carga (N)	Média (MPa)	s (MPa)	cv (%)
0,458	1	6,20	17350				6,70	51290			
	2	6,30	17700				6,60	54690			
	3	6,60	18680	<u>6,42</u>	0,35	5,45	6,80	53400	<u>6,76</u>	0,10	1,48
	4	6,00	16940				6,80	51620			
	5	7,00	20080				6,90	52610			
0,483	1	6,10	17150				6,00	46240			
	2	6,50	18230	<u>6,30</u>	0,16	2,54	6,20	46280	<u>6,10</u>	0,08	1,31
	3	6,30	17710				6,10	44540			
0,503	1	6,10	16950				6,20	47620			
	2	5,60	16270	<u>5,73</u>	0,26	4,53	6,00	45620	<u>6,00</u>	0,16	2,67
	3	5,50	15770				5,80	44150			
0,553	1	4,50	12740				5,10	38900			
	2	5,00	14150	<u>4,80</u>	0,22	4,58	5,00	37720	<u>4,87</u>	0,26	5,34
	3	4,90	13990				4,50	34570			

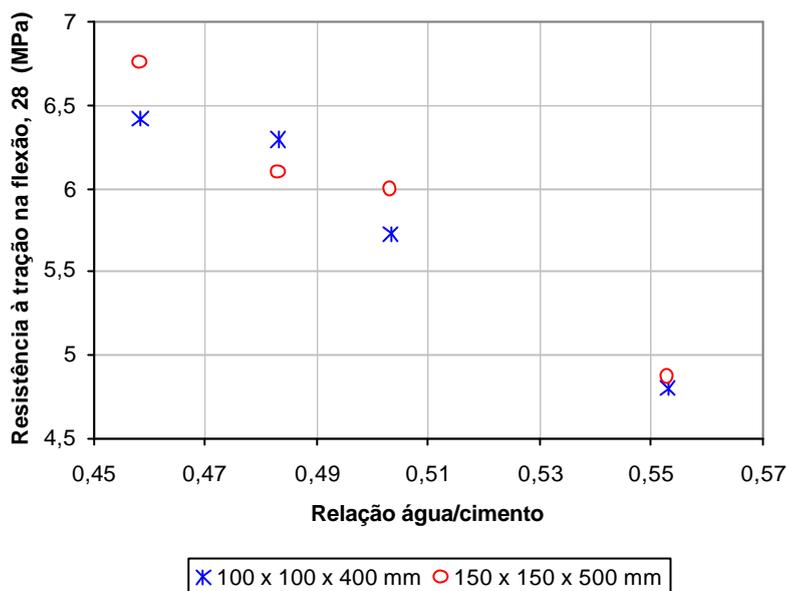


Figura 2.8 Resistência à tração na flexão para concretos convencionais, nas duas dimensões de corpos-de-prova estudados.

Os resultados indicam desvios padrão muito baixos bem como coeficientes de variação plenamente satisfatórios para amostras moldadas em laboratório, onde se obteve o valor mais elevado igual a 5,45%, quando comumente se busca 8% como um limite máximo para tal estatística. Além disso, é possível perceber, por comparação entre médias para cada tipo de dimensão de amostra, que as resistências resultaram muito próximas.

Na Figura 2.9 são apresentadas duas correlações obtidas por regressão linear entre os valores de laboratório. Em uma primeira tentativa, procurou-se conjugar os valores de resistência obtidos em ordem decrescente, em cada moldagem apresentada, formando assim pares de resistências maiores e menores, embora não existisse relação física para tal formação de pares de amostras no procedimento adotado em laboratório; tal procedimento resultou em correlação com $R^2 = 0,85$. Outra correlação, a mais justificável, entre as médias das quatro dosagens, resultou em ajuste matemático com $R^2 = 0,90$; além disso, o coeficiente angular da reta, neste último caso, resultou em 1,01 e o coeficiente linear (intercepto) em 0,064 MPa.

Observa-se desses últimos resultados que a segunda correlação, embora não exata devido à dispersão ($R^2 = 0,90$), ainda assim é muito interessante, pois indica que para transformar o resultado de um ensaio com corpo-de-prova reduzido para a dimensão recomendada em norma, as seguintes correções devem ser realizadas: (1) acrescentar em 1% o valor obtido; (2) somar, após acréscimo anterior, o valor de 0,064 MPa. Tais correções são mínimas, e porque não dizer, propriamente desprezíveis face aos demais erros e tolerâncias admitidas em todo o processo de controle tecnológico, em campo ou laboratório. Além disso, verificou-se muita semelhança entre resultados de resistência à tração na flexão com amostras convencionais e amostras de dimensões reduzidas.

Análises estatísticas foram realizadas para confirmar a inexistência de diferença entre as resistências à tração na flexão dos corpos-de-prova com dimensões de 100 x 100 x 400 mm e com dimensões de 150 x 150 x 500 mm. Primeiramente foi verificado se os resultados encontrados para cada ensaio representavam uma distribuição normal por meio do teste Kolmogorov – Smirnov (teste K-S).

Conforme se observa nas Tabelas A3.1 e A3.2 e Figuras A3.1 e A3.2 do Anexo 3 todos os ensaios em tração na flexão, tanto com amostras com dimensões padrão quanto aquelas com dimensões reduzidas apresentaram uma distribuição normal, pois aplicando o teste K-S encontrou-se um nível de significância maior que 0,05.

Posteriormente, aplicou-se o teste de hipótese “t” de *Student* para verificar se realmente não existia diferença significativa entre as resistências à tração na flexão dos corpos-de-prova nas duas dimensões estudadas. Considerando-se um nível de confiança de 95%, quando o resultado do teste for superior a 0,05 a hipótese nula não é rejeitada e, quando o valor do teste for inferior a 0,05 a hipótese nula é rejeitada.

A Tabela A3.3 e a Figura A3.3 do Anexo 3 confirmam que não existe diferença significativa entre as resistências à tração na flexão para corpos-de-prova de dimensões de 100 x 100 x 400 mm e de 150 x 150 x 500 mm, para todas as relações a/c estudadas no concreto convencional, o que significa dizer que é possível utilizar amostras com dimensões de 100 x 100 x 400 mm para determinar a resistência à tração na flexão do concreto simples considerando o terço médio dos corpos-de-prova e a mesma expressão indicada pela NBR 12142 para cálculo da resistência em amostras de 150 x 150 x 500 mm.

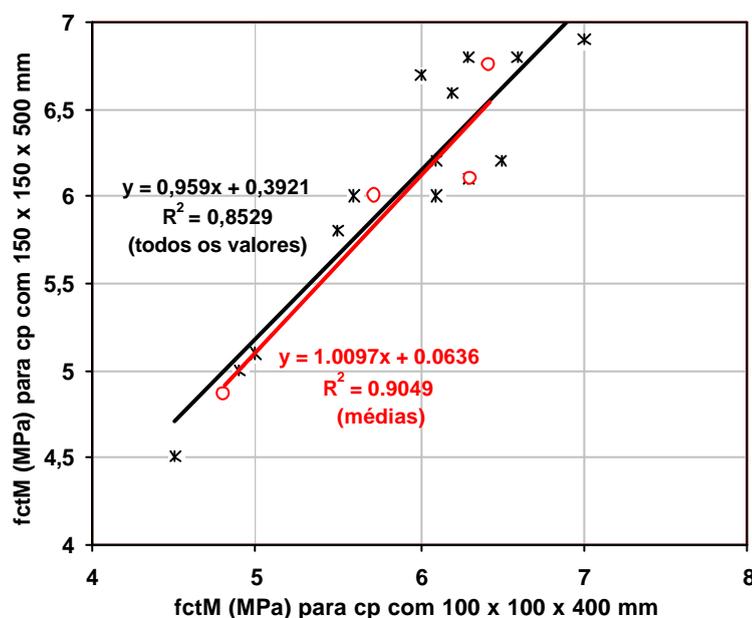


Figura 2.9 Correlação entre resistências para corpos-de-prova de diferentes dimensões (CCP convencional).

2.2.4 Moldagem de Corpos-de-Prova para Ensaios à Fadiga

Após a definição do traço de concreto a ser utilizado, passou-se aos trabalhos preparatórios de moldagem dos corpos-de-prova de concreto a serem ensaiados à fadiga. O procedimento de moldagem e de desmoldagem das amostras seguiu o mesmo padrão descrito no item 2.2.2 para corpos-de-prova de dimensões de 100 x 100 x 400 mm.

As moldagens foram realizadas em 5 dias, sendo confeccionadas 21 amostras de 100 x 100 x 400 mm por moldagem, corresponde ao número de moldes existentes, tendo-se moldado um total de 105 corpos-de-prova. Conforme descrito anteriormente, a moldagem dos corpos-de-prova se deu em uma betoneira de eixo vertical que apresentava capacidade para 300 L de concreto, o que possibilitou moldar os 21 cps em uma única betonada, garantindo maior uniformidade entre as amostras.

As vigotas foram mantidas em cura em tanque de água até completarem 28 dias, quando então, de cada batelada de 21 corpos-de-prova, 3 foram rompidos à tração na flexão para confirmar a resistência exigida e os demais foram armazenados em bancadas de laboratório em cura ao ar, onde permaneceram até a idade de execução dos ensaios dinâmicos. Os resultados de verificação da resistência à tração na flexão de cada uma das 5 moldagens realizadas e denominadas de A, B, C, D e E são apresentados na Tabela 2.7. As Figuras 2.10 e 2.11 ilustram os ensaios em tração na flexão estáticos realizados em corpos-de-prova de dimensões reduzidas (100 x 100 x 400 mm).

Como é possível observar, as amostras de concreto convencional apresentaram resistência à tração na flexão que variou de 4,5 a 5,3 MPa, o que indica a resistência de um concreto convencionalmente empregado em pavimentação. O modelo à fadiga para o concreto convencional está descrito no capítulo de análise dos resultados, e será adequadamente empregado para resistências que se enquadrem nestes valores, considerando que estes foram utilizados para o desenvolvimento do modelo.

Com as resistências à tração na flexão alcançadas nas moldagens definitivas realizou-se uma análise estatística verificando que os resultados obtidos para cada moldagem (A, B, C, D e E) seguiram uma distribuição normal, conforme é apresentado na Tabela A3.4 e Figura A3.5 do Anexo 3. Posteriormente, constatou-se por meio da análise de variância, que as cinco moldagens em questão não apresentavam diferença significativa entre seus resultados podendo-se utilizar, com segurança, qualquer amostra de qualquer moldagem para determinar a resistência à fadiga do concreto, quando todos os corpos-de-prova eram representativos de uma mesma amostra. Estas análises encontram-se na Tabela A3.5 e na Figura A3.4 do Anexo 3.

Tabela 2.7 Resultados das moldagens definitivas utilizando os corpos-de-prova de dimensões 100 x 100 x 400 mm

Moldagem	Amostra	$f_{ct,f28}$ (MPa)	Média (MPa)	s (MPa)	cv (%)
A	1	4,5	4,8	0,22	4,58
	2	5,0			
	3	4,9			
B	1	5,1	5,2	0,08	1,54
	2	5,2			
	3	5,3			
C	1	5,3	4,9	0,29	5,92
	2	4,8			
	3	4,6			
D	1	4,9	4,8	0,14	2,92
	2	4,6			
	3	4,9			
E	1	5,3	5,1	0,17	3,33
	2	4,9			
	3	5,2			

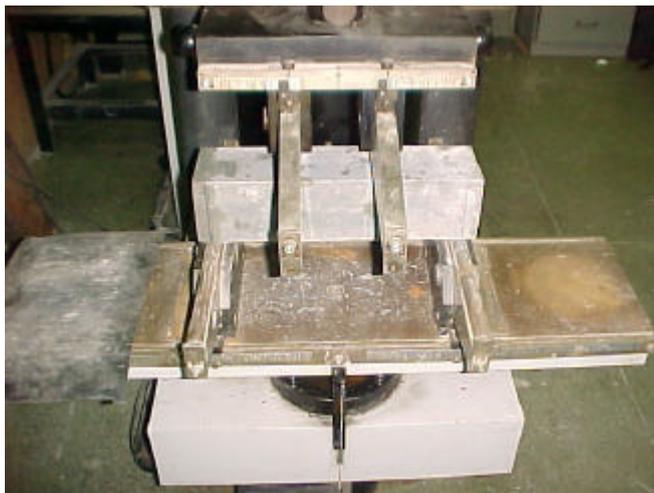


Figura 2.10 Ensaio em tração na flexão estática - Corpo-de-prova de 100x100x400 mm.



Figura 2.11 Ruptura à tração na flexão estática do corpo-de-prova de 100 x 100 x 400mm.

2.3 Concreto de Alto Desempenho (CAD)

2.3.1 Materiais Empregados

Os materiais empregados no concreto de alto desempenho foram os mesmos utilizados na construção do primeiro *Whitetopping* Ultradelgado na Rodovia Castello Branco (conforme exposto no Capítulo 1), uma vez que se desejava reproduzir o mesmo traço utilizado naquele instante para o objetivo precípua de comparação entre modelos de fadiga experimentais e semi-empíricos, um dos objetivos desta pesquisa.

O cimento Portland utilizado foi um cimento de alta resistência inicial do tipo CP V - ARI - RS da Holcim. Procedeu-se adotar a adição de sílica ativa em teor de 10% de substituição ao cimento, conforme empregado em pista. Como agregado miúdo foi utilizada uma areia rósea, arredondada e quartzosa, procedente da região de Bofete (SP), com módulo de finura de 1,14 e diâmetro máximo de 1,2 mm.

Para a reprodução do concreto utilizou-se o mesmo agregado graúdo empregado na referida rodovia em 1997 (Balbo, 1999). Esta pedra era do tipo brita 1, de origem calcária e procedente da pedreira da Votorantim em Araçariçuama, que apresentava módulo de finura de 6,71 e dimensão máxima característica de 19 mm.

Conforme empregado na rodovia Castello Branco, o concreto de alto desempenho estudado neste trabalho teve a adição de aditivo plastificante e de aditivo superplastificante. Como superplastificante utilizou-se um aditivo RX 3000 e, como plastificante utilizou-se um aditivo RX 322N (ambos gentilmente fornecidos pela Reax).

Os agregados, cimento e aditivos apresentados neste item e utilizados no preparo do concreto de alto desempenho tiveram suas características físicas, mecânicas e químicas determinadas nos laboratórios da Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP) e estão descritos no item 2.3.1.1 a seguir.

2.3.1.1 Caracterização dos Materiais

2.3.1.1.1 Agregados

Os agregados empregados na elaboração das dosagens do concreto foram caracterizados conforme as especificações da norma NBR 7211. As Tabelas A2.1 a A2.4 e a Figura A2.1 encontram-se no Anexo 2 e apresentam os resultados obtidos.

2.3.1.1.2 Cimento

O cimento empregado na elaboração das dosagens de concreto foi caracterizado conforme as especificações da norma NBR 7215. As Tabelas A2.5 e A2.6 do Anexo 2 apresentam os resultados obtidos.

2.3.1.1.3 Aditivos

As amostras de aditivo foram caracterizadas conforme a NBR 10908. Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela A2.7 do Anexo 2.

2.3.2 Procedimento de Moldagem e Resistências Obtidas

Conforme determinado previamente, o concreto de alto desempenho (CAD) que seria empregado nos ensaios de fadiga deveria ter a mesma resistência à tração na flexão que o concreto empregado no *Whitetopping* Ultradelado da rodovia Castello Branco em 1997. Para que fosse possível alcançar, em laboratório, uma mesma resistência obtida em campo, foram necessários alguns estudos de traço de concreto.

Primeiramente, optou-se por utilizar o mesmo traço empregado em campo, confeccionando corpos-de-prova nas duas dimensões utilizadas no concreto convencional, quais sejam, 100 x 100 x 400 mm e 150 x 150 x 500 mm, a fim de confrontar os resultados obtidos para as duas dimensões de corpos-de-prova.

A Tabela 2.8 apresenta as características do concreto de alto desempenho utilizado no *Whitetopping* Ultradelado da rodovia Castello Branco.

Tabela 2.8 Características do concreto empregado no *Whitetopping* Ultradelgado da rodovia Castello Branco (Balbo, 1999)

Materiais ou Propriedades	Valores
Cimento (kg/m ³)	440
Sílica Ativa (kg/m ³)	44
Areia (kg/m ³)	493
Brita 1 (kg/m ³)	1194
Relação a/c	0,365
Plastificante (L/m ³)	1,65
Superplastificante (L/m ³)	3,846
Incorporador de ar (mL/m ³)	119
Ar incorporado (%)	≤ 5,0
Abatimento (mm)	70 ± 10
Resistência à tração na flexão (MPa) – 28 dias (cp 500 mm)	5,7 a 6,1

A preparação dos concretos obedeceu a uma seqüência de colocação dos materiais conforme estabelecido pelo procedimento interno da ABCP (1998). Primeiramente, a betoneira de eixo vertical teve sua cuba e pás umedecidas, sendo adicionado todo o agregado graúdo e parte da água de amassamento ($\pm 1/3$ de água), com o acionamento da betoneira por 15 segundos. Em seguida foram adicionados o cimento e uma outra parte da água de amassamento ($\pm 1/3$ de água), e a betoneira acionada por mais 45 segundos. Por último foram adicionados o agregado miúdo e o restante da água, sendo a betoneira acionada por mais 3 minutos. O aditivo foi colocado logo após a última porção da água de amassamento, na dosagem prescrita.

Depois do concreto misturado, foram realizados ensaios para determinar as propriedades do concreto no estado fresco, verificando-se o abatimento do tronco-de-cone e o teor de ar incorporado, segundo as normas NBR NM 67/98 e NBR NM 47/95, respectivamente.

A moldagem dos corpos-de-prova foi realizada logo após a mistura do concreto, segundo a norma NBR 5738/94. As amostras com dimensões de 150 x 150 x 500 mm foram moldadas em uma camada e vibradas com imersão de agulha vibratória em dois pontos coincidentes com os terços médios do vão sendo, a seguir, arrasadas. Os corpos-de-prova de 100 x 100 x 400 mm foram moldados em camada única e vibrados em mesa vibratória por 30 segundos, sendo posteriormente as amostras arrasadas.

Após a moldagem dos corpos-de-prova, estes foram cobertos por sacos plásticos e mantidos nos moldes por um período de 24 a 36 horas, no caso dos corpos-de-prova menores, e por 48 horas quando se tratava das amostras maiores. Posteriormente, os corpos-de-prova foram desmoldados e levados à cura em tanque com água por 7 dias, com o intuito de chegar o mais próximo possível da resistência à tração na flexão média atingida em campo (5,7 a 6,1 MPa) na pista experimental de WTUD em 1997. A Tabela 2.9 apresenta as características dos concretos analisados.

Pelo fato de os resultados de resistência à tração na flexão dos corpos-de-prova de concreto de alto desempenho terem sido um tanto quanto inusitados (as resistências aos 28 dias foram inferiores àquelas aos 7 dias) optou-se por fazer um estudo mais aprofundado para o CAD, testando-se diversos métodos de cura que permitissem atingir resultados consistentes para a resistência do CCP. Este procedimento era mandatário anteriormente à realização de moldagem de amostras para ensaios de fadiga.

Tabela 2.9 Características dos concretos analisados

Materiais ou Propriedades	Valores		
Cimento (kg/m ³)	440	420	393
Sílica (kg/m ³)	44	42	39
Areia (kg/m ³)	493	514	544
Brita 1 (kg/m ³)	1194	1194	1194
Relação a/c	0,365	0,385	0,409
Plastificante (L/m ³)	1,65	-	-
Superplastificante (L/m ³)	3,846	3,5	3,0
Incorporador de ar (mL/m ³)	119	119	119
Ar incorporado (%)	4,5	5,0	5,0
Abatimento (mm)	80	70	80
Resistência à tração na flexão (MPa) – 7 dias (cp 400 mm)	6,5	6,0	5,4
Resistência à tração na flexão (MPa) – 28 dias (cp 400 mm)	6,0	4,8	4,6

2.3.2.1 Métodos de Cura Utilizados e Resistências Obtidas

Em concretos de alto desempenho (CAD), onde a relação água/cimento normalmente é inferior a 0,40, e geralmente se utiliza cimento de alta resistência inicial e adição de algum material fino como a sílica ativa, os efeitos da cura merecem ser cuidadosamente analisados (Tan e Gjør, 1996; Agostini e Nunes, 1996). Muitos trabalhos têm discutido a respeito deste assunto, onde alguns pesquisadores defendem a cura úmida do CAD por imersão em água, outros a cura em câmara úmida, em que o concreto recebe o vapor de água mas não fica imerso na mesma; ainda outros defendem a cura por meio da selagem dos concretos com a utilização de alguma membrana plástica ou impermeabilizante.

As normas existentes e vigentes no Brasil, que tratam da moldagem e cura de corpos-de-prova de concreto (NBR 5738), aconselham que os corpos-de-prova permaneçam em condições de cura até a data de ensaio. Sob este ponto de vista, alguns pesquisadores têm observado que em muitos casos, para o CAD um tempo menor de cura úmida apresenta resultados vantajosos quando se analisa a resistência à compressão do concreto (Agostini e Nunes, 1996).

Estudando o efeito das condições de cura na resistência à compressão e na permeabilidade do concreto, Tan e Gjør (1996) analisaram quatro diferentes métodos de cura: (a) zero dia em água e 48 ou 66 dias ao ar; (b) dois dias em água e 46 ou 64 ao ar; (c) seis dias em água e 42 ou 60 ao ar; e, (d) 27 dias em água e 21 ou 39 ao ar. Constataram que os concretos curados com as curas (b) e (c) apresentaram maiores resistências comparados àqueles com cura padrão (d).

Os autores justificam tal ocorrência com base na diferença da umidade relativa do concreto, visto que os concretos com condições de cura (b) e (c) foram até certo ponto secos e apresentaram menor umidade relativa. A remoção da umidade da camada do gel de cimento poderia reduzir a pressão e aumentar as forças de ligação entre as partículas dos produtos de hidratação e, conseqüentemente, a resistência à compressão do concreto. Os autores verificaram ainda, que do ponto de vista da resistência à compressão, o concreto com sílica ativa é menos sensível à retração por secagem comparado àquele sem sílica e, com relação à penetração de água, para as curas (b) e (c) os concretos com relação a/c menor ou igual a 0,4 apresentaram resultados adequados, enquanto para a cura (d) até mesmo concretos com a/c ainda superiores a 0,6 podem ser aceitos.

Em um trabalho realizado por Ewertson e Petersson (1993) para analisar a influência das condições de cura na permeabilidade e durabilidade do concreto, duas relações a/c foram analisadas: 0,35 e 0,50. As amostras de concreto foram expostas a três condições distintas de

umidade: (a) em campo exposto a chuva; (b) em campo protegido da chuva; e (c) em laboratório. Os resultados, após um ano de exposição, indicaram que a penetração de água foi pequena, especialmente para amostras expostas à chuva. A diferença entre cura em água e protegida com filme plástico foi insignificante para $a/c = 0,35$ e o concreto apresentou maior permeabilidade quando curado ao ar. O autor conclui que, se o conteúdo de umidade após uma história de exposição definida é dependente da estrutura do material e indiretamente dependente das condições de cura, então a cura em água e a proteção com filme plástico parecem ser aproximadamente equivalentes, enquanto a inexistência de cura produz uma estrutura do material diferente.

Neste momento surgia uma questão: e quando se trata da resistência à tração na flexão, o que poderia ocorrer? Teria o concreto o mesmo comportamento que quando submetido à compressão axial? Ou poderia a cura ocasionar comportamentos distintos ao concreto submetido à tração na flexão? Parecia claro que o método de cura influenciaria os futuros resultados de ensaios à fadiga do CCP e, novamente, alguma medida deveria ser tomada para evitar ao mínimo heterogeneidades entre os lotes de corpos-de-prova a serem ensaiados à fadiga.

Neste contexto, Raithby e Galloway (1974) estudaram as condições de umidade e idade na resistência à tração na flexão e na fadiga em flexão do concreto simples. Para a realização dos testes, inicialmente os corpos-de-prova foram curados em água desde 28 dias até três anos. Posteriormente, as amostras foram submetidas a quatro diferentes métodos de cura: (a) saturadas durante os testes; (b) secas por uma semana em condições de laboratório anteriormente ao início dos testes; (c) retiradas do tanque de cura e então secas ao forno a 105°C por uma semana; e (d) secas ao forno e então, recolocadas na água por três semanas anteriormente ao início dos ensaios em condições saturadas. As constatações obtidas a partir dos ensaios realizados mostraram que as amostras secas em forno apresentaram a maior resistência à tração na flexão estática e o menor valor foi verificado para amostras secas em laboratório; aquelas completamente saturadas apresentaram resistências intermediárias às outras duas condições. A condição de teste (d) apresentou valores intermediários às condições (a) e (c).

Os autores relataram não existir uma evidência direta sobre a explicação das diferenças no comportamento dos testes nos vários estados de umidade, porém, parece provável que esteja ocorrendo uma pressão diferencial gerada pelo gradiente de umidade. Isto poderia explicar porque as amostras secas em laboratório foram menos resistentes que aquelas completamente saturadas. A maior resistência das amostras secas em forno pode ser atribuída pelo tempo acelerado em uma semana de secagem, lembrando que a amostra havia sido curada, anteriormente, em água por 28 dias. A maior resistência pode ser resultante do aumento do atrito interno em função da contração durante a secagem.

Apoiado em todas as ocorrências e constatações relacionadas, o estudo em laboratório buscou então, preliminarmente aos ensaios à fadiga, simular distintas condições resultantes de diferentes métodos de cura a fim de verificar as implicações do processo de cura na resistência à tração na flexão desejada.

Os três traços de concretos apresentados, primeiramente, foram levados a um mesmo tipo de cura a fim de determinar suas resistências à tração na flexão. Posteriormente, o traço com relação $a/c = 0,365$ foi curado em outras condições de cura diferentes com o intuito de avaliar as alterações nos resultados de resistência à tração na flexão com diferentes métodos e idades de cura.

Os ensaios em tração na flexão para os concretos de alto desempenho foram realizados aos 7, 28, 56 e 91 dias. Os processos de cura aplicados às amostras confeccionadas em concreto de alto desempenho estão apresentados na Tabela 2.10.

Os corpos-de-prova selados com filme PVC (Poli Cloreto de Vinila) tiveram toda a sua área externa envolta por este filme, conforme é possível visualizar na Figura 2.12, e foram selados logo após o desmolde, permanecendo com o PVC até idade de ensaio. Optou-se por colocar as amostras envoltas pelo PVC em câmara úmida com o intuito de não haver perda de umidade do corpo-de-prova para o ambiente externo (com U.A.=100%) ou vice-versa.

Nas amostras curadas com película de cura química, os corpos-de-prova permaneceram nos moldes até data de ensaio e o produto de cura química foi aplicado logo após moldagem e arrasamento dos corpos-de-prova, conforme ilustra a Figura 2.13. A cura química é realizada por meio da aspersão do produto de cura sobre a superfície externa do concreto e é largamente empregada como método de cura para pavimentos de concreto de cimento Portland. O produto de cura utilizado neste trabalho foi o CURACEM BR, composto a base de parafina que atua como barreira contra evaporação brusca, tendo sido utilizado em uma dosagem de 400 g/m².

Tabela 2.10 Tipos de cura utilizados e suas respectivas siglas

Sigla	Tipo de cura
A	7 dias em tanque de imersão com água na temperatura constante de 20°C
B	7 dias em tanque de imersão com água na temperatura constante de 20°C mais 21 dias fora d'água em temperatura ambiente no laboratório, totalizando 28 dias de cura
C	28 dias em tanque de imersão com água na temperatura constante de 20°C
D	7 dias em câmara úmida, envoltos por filme PVC
E	7 dias em câmara úmida, envoltos por filme PVC mais 21 dias fora d'água em temperatura ambiente no laboratório, envoltos em filme PVC, totalizando 28 dias
F	7 dias em câmara úmida, envoltos por filme PVC mais 49 dias fora d'água em temperatura ambiente no laboratório, envoltos em filme PVC, totalizando 56 dias
G	7 dias em câmara úmida, envoltos por filme PVC mais 84 dias fora d'água em temperatura ambiente no laboratório, envoltos em filme PVC, totalizando 91 dias
H	28 dias em câmara úmida com filme PVC
I	28 dias em câmara úmida, envoltos por filme PVC mais 28 dias fora d'água em temperatura ambiente no laboratório, envoltos em filme PVC, totalizando 56 dias
J	7 dias em câmara úmida SEM filme PVC
K	28 dias em câmara úmida SEM filme PVC
L	28 dias em câmara úmida SEM filme PVC mais 28 dias fora d'água em temperatura ambiente no laboratório SEM filme PVC, totalizando 56 dias
M	7 dias em cura química
N	28 dias em cura química
O	91 dias em cura química

A Tabela 2.11 apresenta os valores obtidos para as resistências à tração na flexão das amostras de concreto de alto desempenho e as cargas necessárias para a ruptura das mesmas, para diferentes relações água/cimento e para alguns tipos de cura adotados.

Dois traços com relação a/c = 0,365 foram realizados porque na primeira tentativa de moldagem observaram-se valores de resistência inusitados em função da idade de cura e desejava-se comprovar tais valores. Foi em função desses primeiros resultados que se iniciou uma nova análise utilizando outros métodos de cura para CAD.

Os valores sublinhados na Tabela 2.11 são as resistências à tração na flexão médias obtidas para cada traço e tipo de cura. A análise dos resultados mostra que quando os corpos-de-prova foram retirados da cura imersa em água aos 7 dias e rompidos aos 28 dias (cura B), a resistência à tração na flexão foi reduzida de 8 a 20% comparadas as resistências aos 7 dias em imersão (cura A), para todas as relações água/cimento analisadas.



Figura 2.12 Selagem dos corpos-de-prova com filme PVC.



Figura 2.13 Aplicação da cura química.

Na Figura 2.14 é possível observar claramente que as duas moldagens com mesma relação a/c e para um mesmo tipo de cura apresentaram resistências à tração na flexão praticamente iguais, o que não deixa dúvidas com relação à legitimidade dos resultados. Quando se comparam as resistências obtidas para as curas A e B observa-se que, para todas as relações a/c estudadas, houve redução na resistência da cura B em relação à cura A. Em contrapartida, os resultados mostram que, ao compararmos as curas A, B e C do traço com relação $a/c = 0,365$ ocorreu um decréscimo de 8,15% da cura B em relação à cura A e um acréscimo de 17,88% da cura C em relação à cura B, o que indica que a resistência do corpo-de-prova no estado seco é reduzida, o que poderia ser atribuído à remoção da umidade dos poros do concreto.

Os resultados descritos acima indicam que existe influência do estado do corpo-de-prova (seco ou saturado) no momento do ensaio. Ainda, levariam à reflexão sobre a possibilidade de os concretos de alto desempenho quando submetidos a esforços de tração na flexão apresentarem resultados a favor da segurança quando secos e não quando saturados, conforme prescrito por norma. Nos ensaios estáticos realizados, a saturação do corpo-de-prova garantiu maior resistência ao CAD.

Tabela 2.11 Resistências obtidas para diferentes tipos de cura e diferentes relações a/c

Relação a/c	Tipo de cura	cp 100 x 100 x 400 mm				
		$f_{ct,f}$ (MPa)	Carga (N)	Média (MPa)	s (MPa)	cv (%)
0,365	A	6,70	19760	<u>6,50</u>	0,22	3,32
		6,20	17830			
		6,60	19750			
	B	5,70	16280	<u>5,97</u>	0,38	6,32
		6,50	18210			
		5,70	17120			
0,365	A	6,80	19220	<u>6,63</u>	0,31	4,66
		6,90	19950			
		6,20	17550			
	B	5,80	17080	<u>5,40</u>	0,29	5,45
		5,10	14630			
		5,30	15360			
C	7,20	20960	<u>7,27</u>	0,09	1,30	
	7,40	21260				
	7,20	20720				
0,383	A	5,40	15330	<u>6,00</u>	0,54	8,92
		5,90	17480			
		6,70	19260			
	B	5,50	15390	<u>4,80</u>	0,54	11,15
		4,20	12160			
		4,70	13510			
0,409	A	5,30	15390	<u>5,40</u>	0,08	1,51
		5,50	15740			
		5,40	15400			
	B	3,90	10990	<u>4,57</u>	0,48	10,48
		4,80	13830			
		5,00	14230			

Uma outra análise foi realizada, utilizando diferentes métodos de cura para um mesmo concreto (com relação a/c = 0,365). Os resultados desta análise estão descritos na Tabela 2.12 onde são apresentadas as resistências à tração na flexão e as respectivas cargas de ruptura. A Figura 2.15 ilustra estes resultados.

Os valores destacados na Tabela 2.12 são as resistências à tração na flexão médias obtidas para cada método de cura adotado. Os resultados indicam que ocorre uma redução na resistência à tração na flexão dos concretos secos, quando comparados àqueles saturados no momento do ensaio, para todos os tipos de cura, e este decréscimo varia de 8% a 22%. Este comportamento é verificado para amostras de mesmas idades (28 dias) e para amostras saturadas aos 7 dias e secas aos 28 dias.

Quando se analisam as resistências obtidas a idades mais avançadas, os resultados apresentam valores bastante interessantes, quando mostram que aos 56 e 91 dias as resistências do concreto seco diminuíram em relação àquelas obtidas aos 28 dias para os concretos que ficaram os 28 dias em cura úmida. E mais, aos 56 e aos 91 dias a resistência das amostras secas é praticamente igual àquelas resultantes aos 7 dias saturadas. Isto ressalta notavelmente a influência da saturação do corpo-de-prova no resultado do ensaio, majorando-o.

Estes resultados podem ser melhor observados na Figura 2.16 e estão novamente mostrando que existe algum fenômeno ocorrendo por trás das condições de umidade do corpo-de-prova ao ser ensaiado à tração na flexão, quando as amostras em estado saturado apresentam resistências à tração na flexão superiores àquelas secas, ocorrendo resistências de amostras secas (em idades avançadas) semelhantes às saturadas (em idades jovens).

Tabela 2.12 Resistências obtidas para diferentes tipos de cura e mesma relação a/c

Relação a/c	Tipo de cura	cp 100 x 100 x 400 mm					
		$f_{ct,f}$ (MPa)	Carga (N)	Média (MPa)	s (MPa)	cv (%)	
0,365	A	6,70	19760	<u>6,50</u>	0,22	3,32	
		6,20	17830				
		6,60	19750				
	B	5,70	16280	<u>5,97</u>	0,38	6,32	
		6,50	18210				
		5,70	17120				
	C	7,20	20960	<u>7,27</u>	0,09	1,30	
		7,40	21260				
		7,20	20720				
0,365	D	6,00	17580	<u>6,00</u>	0,24	4,08	
		6,30	18250				
		5,70	16350				
	E	5,20	14770	<u>5,03</u>	0,17	3,38	
		5,10	14710				
		4,80	13430				
	0,365	F	6,10	17130	<u>5,77</u>	0,25	4,33
			5,70	16420			
			5,50	15420			
G		6,00	16970	<u>6,00</u>	0,24	4,08	
		6,00	17170				
		5,70	15770				
H		6,60	19150	<u>6,73</u>	0,09	1,40	
		6,80	19310				
		6,80	19490				
0,365	I	5,30	14970	<u>5,23</u>	0,09	1,80	
		5,10	14450				
		5,30	14940				
	J	5,30	15260	<u>5,75</u>	0,45	7,83	
		6,20	17730				
		7,00	19960				
	0,365	K	7,10	20450	<u>7,05</u>	0,05	0,71
			5,60	15820			
			5,60	15920			
L		5,10	14210	<u>5,60</u>	0,00	0,00	
		5,40	15050				
		5,50	15280				
0,365		M	5,60	16130	<u>5,33</u>	0,17	3,19
			5,80	16440			
			5,70	16770			
	N	5,20	14920	<u>5,70</u>	0,08	1,43	
		6,30	18850				
		5,60	16100				
	O	5,20	14920	<u>5,70</u>	0,45	7,98	
		6,30	18850				
		5,60	16100				

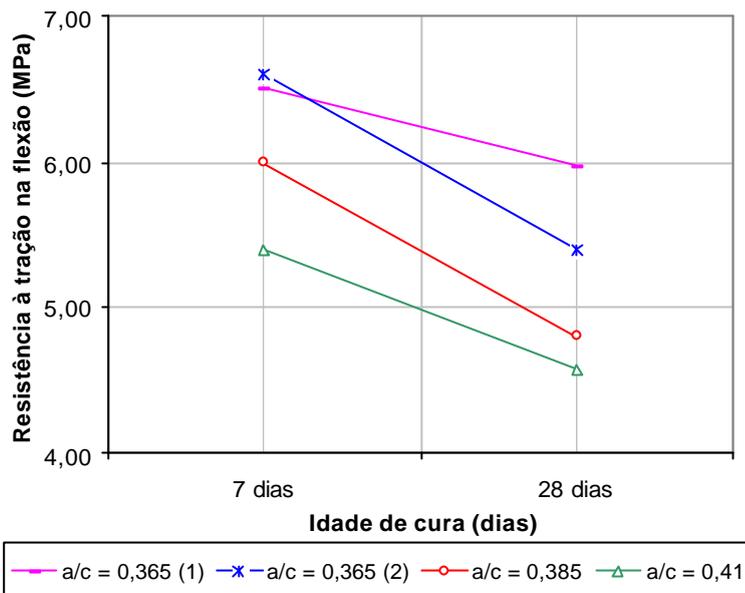


Figura 2.14 Resistência à tração na flexão para amostras com os tipos de cura A e B para diferentes relações água/cimento.

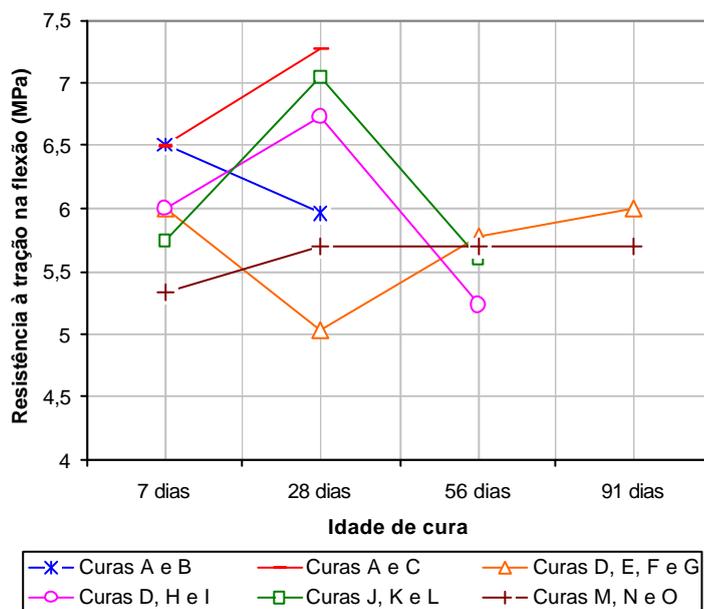


Figura 2.15 Resistência à tração na flexão para diferentes métodos de cura e $a/c=0,365$.

Com relação aos diversos métodos de cura adotados, é possível observar que para os tipos de cura úmida analisados aos 7 dias (casos A, D e J) os resultados apresentam-se próximos entre A e D e entre D e J, podendo-se dizer que praticamente não existe diferença em se adotar dois a dois dos métodos de cura referidos e que a utilização do filme de PVC não seria necessária para esta idade. Todavia, ao se analisar a cura química aos 7 dias (caso M), os resultados mostram valores inferiores aos de cura úmida, o que poderia estar ocorrendo pelo fato de as amostras com cura química não estarem saturadas no momento do ensaio; além do mais, é bem possível a perda de umidade do CCP curado seco para o ambiente em comparação aos demais casos.

As resistências dos corpos-de-prova aos 28 dias, mantidos continuamente em imersão em água ou em câmara úmida, com e sem filme de PVC (casos C, H e K), também apresentaram resultados bastante semelhantes, o que indicaria não existir diferença em se adotar um ou outro método de cura, da mesma forma em que se poderia ou não adotar o PVC. A cura química aos 28 dias revelou resultados muito inferiores àqueles apresentados para curas úmidas até 28 dias.

Aos 56 dias, os resultados apresentaram-se bastante próximos para os casos F e L, onde para o caso I a resistência decresceu. Os resultados obtidos aos 56 dias e aos 91 dias apresentaram-se praticamente iguais, mostrando que o ganho de resistência foi muito pequeno.

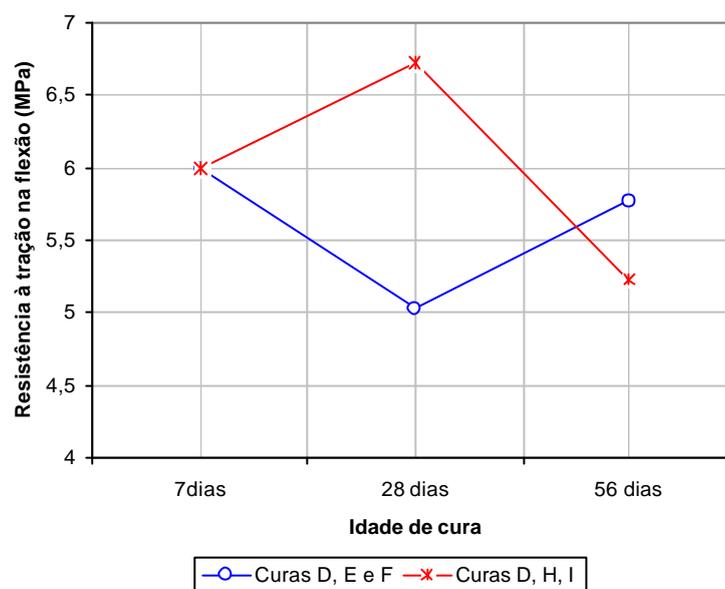


Figura 2.16 Resistência à tração na flexão para curas D, E, F, H e I e $a/c=0,365$.

Influência da Cura em Idade Avançada para o CAD e para o Concreto Convencional

Os resultados obtidos e apresentados anteriormente levaram a uma avaliação complementar com vistas à verificação de duas possibilidades: (1) tal comportamento ocorreria com o concreto convencional?; e (2) tal comportamento do CAD se manifestaria de forma similar para um concreto com idade de seis meses?

Na Tabela 2.13 estão apresentados os resultados de resistência à tração na flexão obtidos para o CAD e para o concreto convencional, onde o método de cura utilizado para cada tipo de concreto foi:

- (a) para o CAD, cura em câmara úmida por sete dias com o corpo-de-prova envolto por filme PVC, sendo que após a cura úmida de sete dias os corpos-de-prova ficaram envoltos pelo PVC em cura ambiente por seis meses; nesta idade foram realizados ensaios com o concreto no estado seco e no estado saturado; para os ensaios saturados, o concreto ficou imerso em tanque com água por sete dias, anteriormente à data de ensaio;
- (b) para o concreto convencional, cura em tanque com imersão em água por 28 dias; após os 28 dias os corpos-de-prova permaneceram em cura ambiente por um ano; nesta idade foram realizados ensaios com o concreto no estado seco e no estado saturado; para os ensaios saturados o concreto ficou imerso em tanque com água por sete dias, anteriormente à data de ensaio.

Estes ensaios foram realizados para verificar se o concreto convencional teria o mesmo comportamento que o concreto de alto desempenho quanto à resistência à tração na flexão quando seco e saturado, observando-se que este fato não ocorreu para o concreto convencional (resistência média diminuiu ligeiramente após a saturação).

Tabela 2.13 Resistências obtidas para o concreto convencional após um ano e para o CAD após seis meses

Propriedade	Concreto convencional seco	Concreto convencional saturado	CAD seco	CAD saturado
Resistência à tração na flexão (MPa)	4,85	5,00	6,00	6,90
	4,80	4,40	5,70	6,90
	5,30	4,60	5,70	7,20
Resistência à tração na flexão média (MPa)	5,00	4,70	5,80	7,00

A Figura 2.17 ilustra os resultados apresentados na Tabela 2.13 para o concreto convencional e para o CAD no estado seco e saturado, podendo-se inferir da mesma os seguintes comentários:

- (1) o comportamento do concreto convencional, à tração na flexão, é distinto daquele apresentado pelo CAD;
- (2) pode-se dizer que o concreto convencional apresenta a mesma resistência à tração na flexão tanto quando no estado seco quanto no estado saturado; e,
- (3) o CAD, mesmo após seis meses de idade quando no estado saturado, apresenta uma resistência bastante superior àquela no estado seco.

As discussões acima são comprovadas por meio de análise estatística, quando se observa na Tabela A4.1 e na Figura A4.1 do Anexo 4 que os ensaios seco e saturado para os dois concretos estudados, seguiram uma distribuição normal e, comprova-se na Tabela A4.2 e na Figura A4.2, do mesmo anexo, que não existe diferença significativa entre as resistências obtidas para o concreto convencional seco e saturado; porém há uma diferença significativa entre as resistências obtidas para o CAD seco e saturado.

Visto que o comportamento anômalo da resistência volta a ocorrer após longo período de cura seca seguido de saturação, descartar-se-ia a possibilidade de a retração autógena estar afetando os resultados nas primeiras idades de cura. Na realidade, a estrutura de baixa porosidade dos CAD, não só em termos quantitativos mas também quanto ao diâmetro dos poros, contribui para a ocorrência de uma relativa dificuldade de eliminação rápida da água na estrutura interna do concreto durante um ensaio rápido (que é portanto não drenado).

Assim, estando plenamente saturado o CAD (difícil condição de ocorrência em pista), há ocorrência nos micro-poros de tensão de sucção negativa, que agiria se opondo ao esforço de tração na flexão que surge nos limites das calotas dos poros saturados, o que resultaria na necessidade de maior tensão, portanto maior esforço, para ruptura do concreto; tal fenômeno não se verificou para corpos-de-prova moldados com um concreto convencional de pavimentação quando o consumo de cimento é menor, a estrutura granular sutilmente mais aberta e sem adição de sílica ativa na mistura.

Nos ensaios realizados em idade avançada para o CAD e para o concreto convencional ficou claro que a influência positiva da saturação na resistência à tração na flexão somente ocorria para o concreto de alto desempenho. Restava, portanto, comparar as resistências do CAD

quando seco *versus* seco-saturado-seco. Para tanto foram ensaiadas amostras secas após seis meses de idade e para aquelas denominadas secas-saturadas-secas, o concreto, também com seis meses de idade, ficou imerso em água por sete dias e posteriormente permaneceu secando ao ar por mais sete dias anteriormente aos ensaios em tração na flexão.

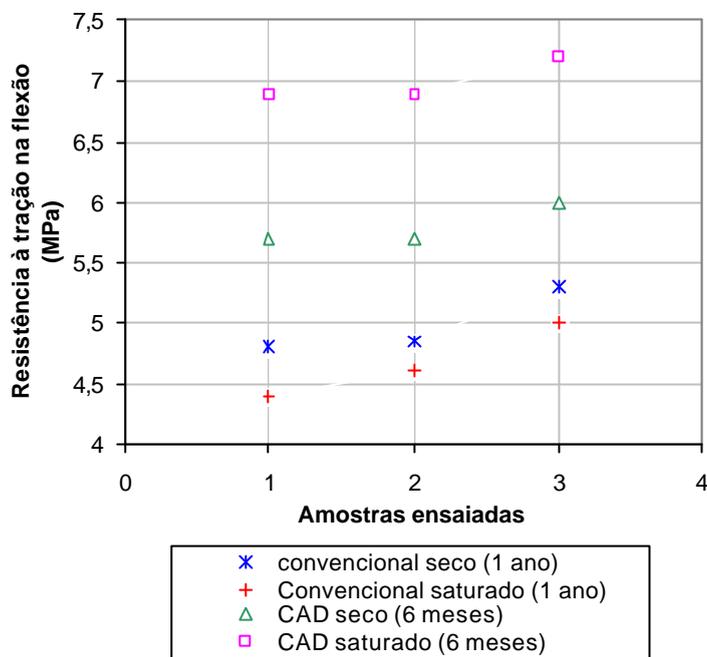


Figura 2.17 Resistência à tração na flexão para o concreto convencional e para o CAD.

Os resultados obtidos nestes testes estão apresentados na Tabela 2.14 e na Figura 2.18, podendo-se constatar que o fenômeno de acréscimo da resistência para o CAD saturado seguido de secagem, após seis meses de idade, não é verificado. Este fato comprova que quando em estado de saturação, a resistência à tração na flexão estaria sendo superestimada provavelmente devido a uma pressão gerada pela presença de umidade, contrária à tensão de tração na flexão necessária para a ruptura dos corpos-de-prova.

Por meio de análise estatística pode-se comprovar tais resultados, quando na Tabela A4.3 e na Figura A4.3 do Anexo 4 é possível constatar que, para as duas condições de ensaio, os resultados seguiram uma distribuição normal e, na Tabela A4.4 e na Figura A4.4 do mesmo anexo se observa que não existe diferença significativa entre o CAD seco e seco-saturado-seco.

Estudos futuros sobre a ação da água sob esforços dentro da microestrutura cristalina dos CAD poderão trazer maiores luzes ao esclarecimento do mecanismo observado durante os ensaios. Como se sabe, nos ensaios em compressão, mesmo em CAD, a saturação possui um efeito de redução na resistência do corpo-de-prova. Em estruturas de pavimento de concreto simples, respondendo definitiva e mecanicamente à tração na flexão, não há portanto sustentação técnica para manter o corpo-de-prova saturado, como prevê a norma brasileira, que no entanto foi consolidada anteriormente ao advento e emprego do CAD em pavimentação; tal fato sugere a necessidade de revisão da norma em questão para aplicação de concretos em pavimentação no que tange à imersão dos corpos-de-prova.

Outro fato que merece destaque, e por conseguinte comentários conclusivos, é que o CAD curado com imersão ou ainda envolto em PVC, portanto, em condições muito diferentes daquelas normais em pista (cura química), apresentaram resultados muito discrepantes entre si. Os melhores resultados em termos de resistência ocorreram para concretos imersos, tanto aos sete quanto aos 28 dias (curas A e C), se comparados ao emprego de embalagem em PVC e cura em câmara úmida (curas D e H), pois, nestes casos, a resistência diminuiu sistematicamente de 0,5 MPa. Quanto à cura química, observou-se queda ainda mais sensível na resistência (de 6,5 para 5,3 MPa aos sete dias; de 7,3 para 5,7 MPa aos 28 dias); esta queda ocorre já aos sete dias, sendo os resultados para idades posteriores ainda mais insatisfatórios, devido ao próprio tipo de cura quando há certamente troca de umidade com o ambiente.

Fica evidente que deverão ser estudados procedimentos de cura adequados durante o controle tecnológico em obras de pavimentação com emprego do CAD pois, aqueles atualmente prescritos em norma levariam a crer em valores de resistência estatísticos que não possuem equivalência com os reais resultados atingidos pelo concreto na pista durante seu complexo e comprometido processo de hidratação, dadas as reais circunstâncias ambientais e de cura, que não são representadas adequadamente no processo de controle tecnológico empregado.

Tabela 2.14 Resistências obtidas para o para o CAD seco e seco-saturado-seco

Tipo de concreto	CAD seco	CAD seco-saturado-seco
Resistência à tração na flexão (MPa)	6,0	6,2
	6,1	6,3
	6,3	6,6
Resistência à tração na flexão média (MPa)	6,1	6,4

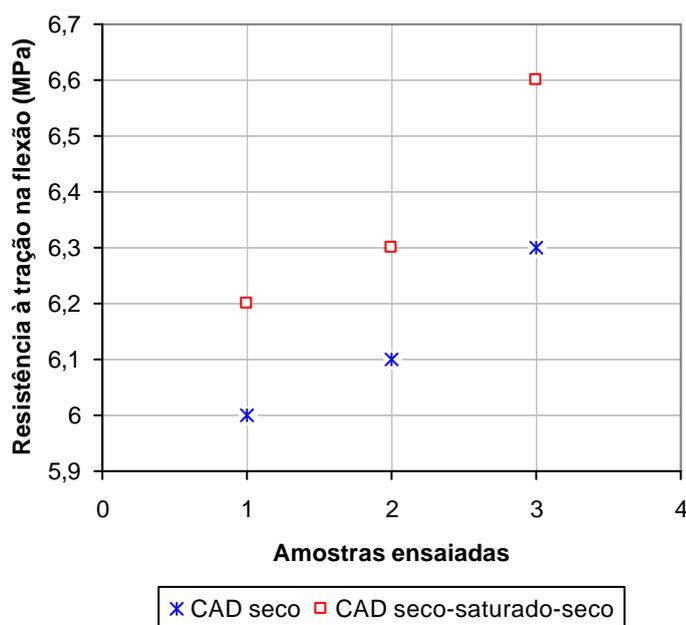


Figura 2.18 Resistência à tração na flexão para o CAD após seis meses seco e seco-saturado-seco.

2.3.3 Resistências de Corpos-de-Prova de Diferentes Dimensões no CAD

Neste item serão apresentados os resultados dos ensaios em tração na flexão realizados no concreto de alto desempenho, para os corpos-de-prova de dimensões de 150 x 150 x 500 mm e de 100 x 100 x 400 mm. Os traços utilizados e as formas de moldagem dos corpos-de-prova de concreto, nas duas dimensões analisadas, foram descritos nos itens anteriores.

Na Tabela 2.15 são apresentados os valores obtidos para resistências à tração na flexão das amostras de concreto de alto desempenho e as cargas necessárias para a ruptura das mesmas. Dois traços com relação $a/c = 0,365$ foram moldados devido ao fato exposto anteriormente, onde na primeira tentativa de moldagem, observaram-se valores de resistência inusitados em função da idade de cura, desejando-se comprovar tais valores.

Os valores destacados na referida tabela são as resistências médias obtidas por moldagem, para cada dimensão de corpo-de-prova empregado. A análise dos resultados mostra que os desvios padrão obtidos representam valores bastante satisfatórios, que variaram entre 0,05 MPa e 0,54 MPa, bem como coeficientes de variação que se enquadram nos limites estabelecidos, com exceção de três ensaios que extrapolaram em um máximo de 37,5% o limite de 8% de coeficiente de variação para tal análise. Estes valores um pouco acima do desejado ocorreram devido a uma dentre as três amostras ensaiadas apresentar um valor de resistência mais afastado das demais, sendo que se poderia descartar este valor excepcional. Contudo, comparando-se as médias das resistências para cada dimensão de amostra estudada, é possível observar que as resistências resultaram muito próximas.

Na Figura 2.19 é possível observar de uma forma mais clara os resultados de resistências à tração na flexão aos sete dias para o concreto de alto desempenho com cura imersa em água, com diferentes relações água/cimento e para as duas dimensões de corpos-de-prova analisados. Note-se a proximidade entre tais resultados.

A Figura 2.20 apresenta as resistências à tração na flexão obtidas para o CAD, nas duas dimensões de amostras estudadas, para uma mesma relação $a/c = 0,365$ e para os métodos de cura A, B e C. Note-se novamente a semelhança entre tais resultados.

Na Figura 2.21 são apresentadas duas correlações obtidas por regressão linear entre os valores de laboratório. Primeiramente, procurou-se correlacionar todos os valores de resistência obtidos, conjugando aqueles de mesma moldagem, idade e tipo de cura, optando-se por formar pares de resistências maiores e menores; tal procedimento resultou em correlação com $R^2 = 0,81$. Posteriormente, determinou-se a correlação entre as médias de todos os traços e tipos de cura, o que resultou em uma correlação com $R^2 = 0,94$; o coeficiente angular da reta, desta última análise, resultou em 1,07 e o coeficiente linear (intercepto) em 0,6 MPa.

Estes últimos resultados indicam que a correlação entre as médias das resistências ($R^2 = 0,94$) é bastante significativa, indicando que os resultados de resistências à tração na flexão de amostras com dimensões reduzidas (100 x 100 x 400 mm) e aquelas prescritas por norma (150 x 150 x 500 mm) são muito próximos, o que leva a crer que existem possibilidades de se otimizar e facilitar os ensaios em tração na flexão, por meio da redução das dimensões dos corpos-de-prova utilizados para a execução de tais ensaios.

A Figura 2.22 apresenta as correlações resultantes da regressão linear entre os valores de resistência média de concretos convencionais e de concretos de alto desempenho, que resultaram em um valor de $R^2 = 0,90$, comprovando, novamente, a proximidade entre as resistências à tração na flexão de amostras de dimensões reduzidas e aquelas preconizadas por norma.

Tabela 2.15 Cargas de ruptura e resistências obtidas para os CADs estudados

Relação a/c	Cura	cp 100 x 100 x 400 mm					cp 150 x 150 x 500 mm				
		$f_{ct,f}$ (MPa)	Carga (N)	Média (MPa)	s (MPa)	cv (%)	$f_{ct,f}$ (MPa)	Carga (N)	Média (MPa)	s (MPa)	cv (%)
0,365	A	6,70	19760	<u>6,50</u>	0,22	3,32	6,10	47070	<u>6,50</u>	0,29	4,53
		6,20	17830				6,80	52980			
		6,60	19750				6,60	50090			
	B	5,70	16280	<u>5,97</u>	0,38	6,32	5,40	40950	<u>5,23</u>	0,17	3,25
		6,50	18210				5,30	41380			
		5,70	17120				5,00	38290			
0,365	A	6,80	19220	<u>6,63</u>	0,31	4,66	6,20	48260	<u>6,30</u>	0,10	1,59
		6,90	19950				6,40	49180			
		6,20	17550				-	-			
	B	5,80	17080	<u>5,40</u>	0,29	5,45	5,10	39200	<u>5,15</u>	0,05	0,97
		5,10	14630				5,20	39720			
		5,30	15360				-	-			
C	7,20	20960	<u>7,27</u>	0,09	1,30	7,20	55460	<u>7,10</u>	0,10	1,41	
	7,40	21260				7,00	53300				
	7,20	20720				-	-				
0,385	A	5,40	15330	<u>6,00</u>	0,54	8,92	6,20	47070	<u>6,13</u>	0,17	2,77
		5,90	17480				5,90	45150			
		6,70	19260				6,30	49250			
	B	5,50	15390	<u>4,80</u>	0,54	11,15	4,60	35640	<u>4,53</u>	0,05	1,04
		4,20	12160				4,50	34330			
		4,70	13510				4,50	34140			
0,409	A	5,30	15390	<u>5,40</u>	0,08	1,51	5,60	43150	<u>5,50</u>	0,08	1,48
		5,50	15740				5,50	43060			
		5,40	15400				5,40	41600			
	B	3,90	10990	<u>4,57</u>	0,48	10,48	4,10	31960	<u>4,07</u>	0,12	3,07
		4,80	13830				3,90	30870			
		5,00	14230				4,20	32110			

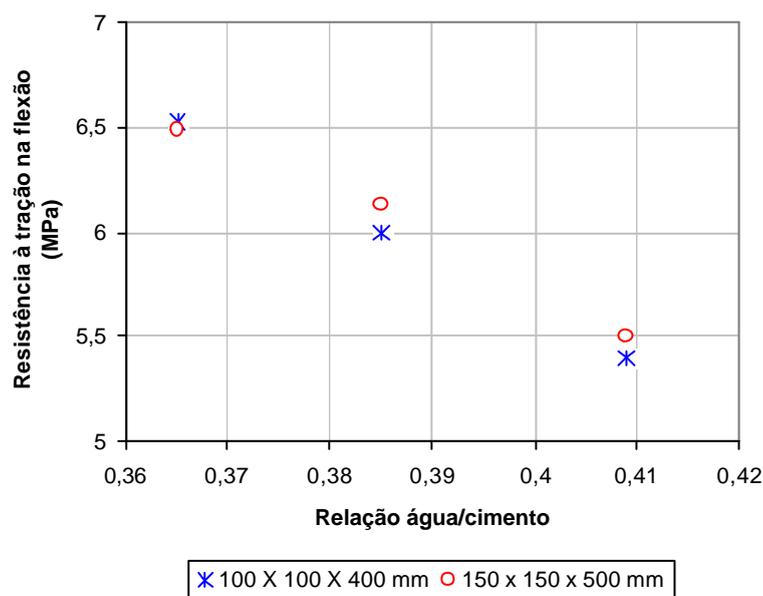


Figura 2.19 Resistência à tração na flexão aos sete dias para CAD com cura imersa em água, e diferentes relações a/c.

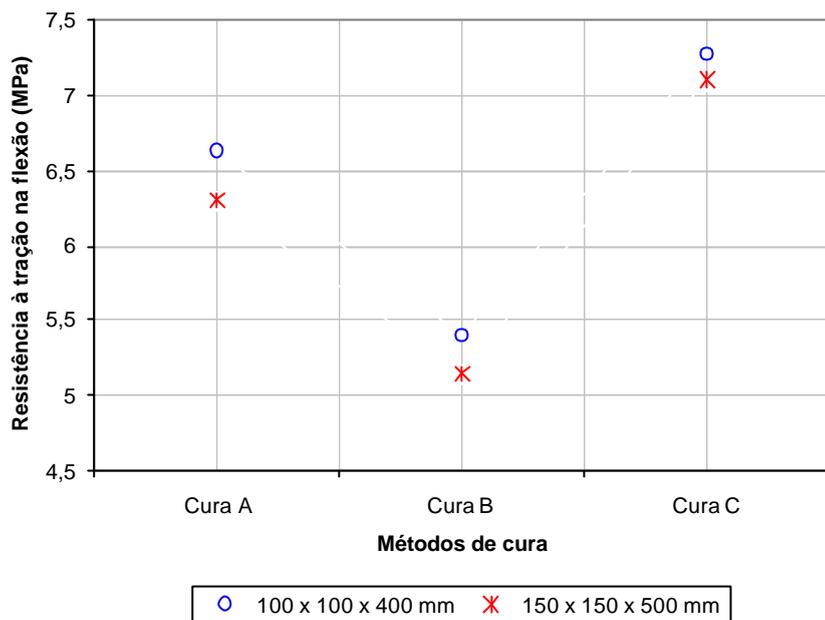


Figura 2.20 Resistência à tração na flexão do CAD - curas A, B e C, e relação $a/c=0,365$.

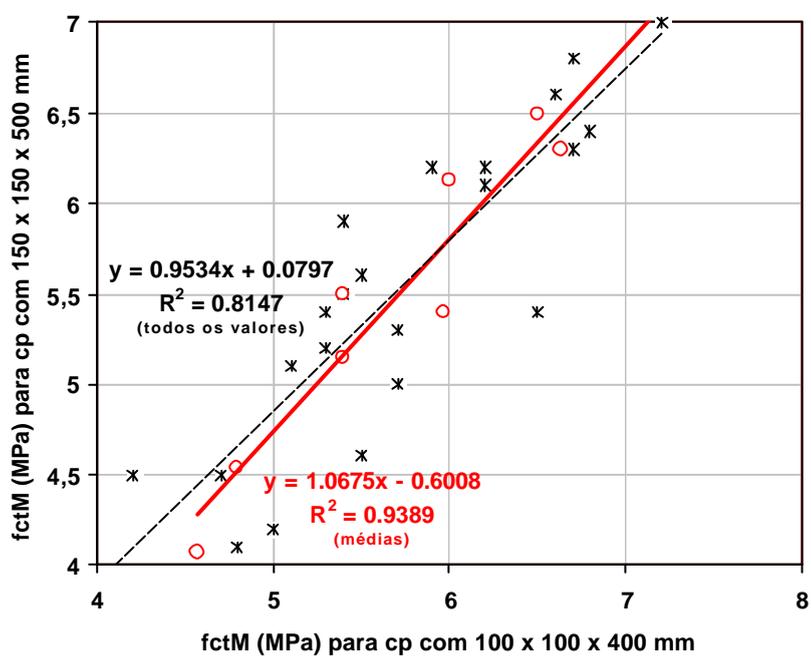


Figura 2.21 Correlação entre resistências para corpos-de-prova de diferentes dimensões (CAD).

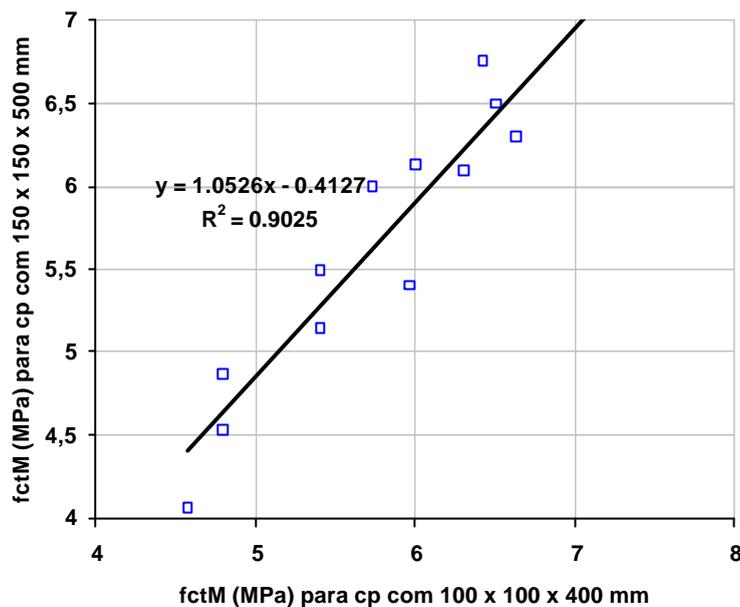


Figura 2.22 Correlação entre resistências médias de CCP convencional e CAD.

Com o intuito de comprovar por meio de análises estatísticas a proximidade entre as resistências para corpos-de-prova nas duas dimensões estudadas, primeiramente verificou-se a normalidade dos resultados por meio do teste Kolmogorov – Smirnov (teste K-S), quando se constatou que todos os ensaios realizados (para as duas dimensões de amostras) seguiram uma distribuição normal, conforme se observa nas Tabelas A5.1 a A5.4 e Figuras A5.1 a A5.4 do Anexo 5.

Posteriormente foram realizados testes de hipótese confrontando os corpos-de-prova de 100 x 100 x 400 mm *versus* aqueles de 150 x 150 x 500 mm, verificando que para todas as relações a/c e métodos de cura estudados, não houve diferença significativa entre as resistências à tração na flexão para as duas dimensões. Os resultados do teste de hipótese “t” estão apresentados nas Tabelas A5.5 e A5.6 e nas Figuras A5.5 e A5.6 do Anexo 5, e confirmam a possibilidade de se utilizar amostras de dimensões reduzidas com segurança para determinar a resistência à tração na flexão do concreto.

A realização do estudo utilizando corpos-de-prova com dimensões convencionais e com dimensões reduzidas permitiu constatar que o peso da amostra passou de 27 Kgf para 8 Kgf, com a redução no tamanho do corpo-de-prova. Ainda, para os corpos-de-prova em dimensões reduzidas observou-se uma economia de até 64% no material usado na moldagem e em até 66% na carga empregada para a ruptura dos mesmos.

Diante dos estudos realizados, não há como evitar que, tecnologistas de concreto sejam estimulados a estudar comparativamente valores de resistências para os corpos-de-prova convencionais e de dimensões reduzidas, neste último caso recomendando-se 100 x 100 x 400 mm pelas razões expostas.

Estes fatores levam a conclusões importantes a serem consideradas em diversas situações de pesquisas ou de obras, e em especial, para levantar o debate junto aos órgãos normativos sobre a viabilidade de utilização de amostras reduzidas para o ensaio de dois cutelos.

2.3.4 Moldagem de Corpos-de-Prova para Ensaio à Fadiga

Por meio dos resultados dos ensaios em tração na flexão estática dos corpos-de-prova de diferentes dimensões e dos ensaios com métodos de cura distintos, pode-se optar pela mistura com relação $a/c = 0,365$ e pela cura (G) em que o concreto ficou sete dias em câmara úmida, envolto em filme de PVC, e posteriormente ficou em cura seca ao ar em ambiente de laboratório, para realizar as moldagens definitivas do concreto de alto desempenho que seriam ensaiados à fadiga. Este método de cura foi escolhido por apresentar os resultados que mais se aproximaram do valor desejado (6,1 MPa na Pista Experimental em WTUD em 1997) na idade mais avançada, uma vez que os ensaios de fadiga seriam realizados com, no mínimo, 180 dias de cura.

A moldagem definitiva dos corpos-de-prova que seriam ensaiados à fadiga foi realizada em uma betoneira de eixo vertical, onde a colocação dos materiais na betoneira seguiu a ordem indicada no item 2.3.2.

Foram realizadas quatro moldagens definitivas, denominadas de A, B, C e D, cada uma com 21 corpos-de-prova, totalizando 84 amostras, sendo que da moldagem D, em 9 corpos-de-prova aplicou-se a cura química. Do total de amostras, três, de cada betonada, foram ensaiados à tração na flexão estática aos 91 dias, com o intuito de verificar a resistência. Os demais corpos-de-prova permaneceram em bancada ao ar no laboratório até a data de início dos ensaios de fadiga. Os resultados de resistência à tração na flexão estática das moldagens definitivas para o concreto de alto desempenho, que seria ensaiado à fadiga, estão apresentados na Tabela 2.16.

Tabela 2.16 Resultados das moldagens definitivas utilizando os corpos-de-prova de dimensões 100 x 100 x 400 mm

Moldagem	Amostra	$f_{ct,f91}$ (MPa)	Média (MPa)	s (MPa)	cv (%)
A	1	6,00	5,80	0,14	2,44
	2	5,70			
	3	5,70			
B	1	5,30	5,70	0,29	5,06
	2	6,00			
	3	5,70			
C	1	5,60	5,90	0,29	4,99
	2	5,80			
	3	6,30			
D	1	5,60	5,75	0,09	1,64
	2	5,80			
	3	5,80			

Na Tabela A5.7 e na Figura A5.7 do Anexo 5 é possível verificar que os resultados de resistência à tração na flexão para cada moldagem enquadram-se em uma distribuição normal, pois o nível de significância encontrado foi superior a 0,05. Assim, posteriormente, foi verificado se existiria diferença significativa entre as resistências obtidas entre as quatro moldagens, por meio de análise de variância, quando se constatou um nível de significância de 0,75, o que indica que não existe diferença significativa entre as resistências obtidas para cada moldagem (A, B, C e D) e que as amostras das quatro moldagens podem ser utilizadas nos ensaios à fadiga com segurança. Estes resultados podem ser visualizados na Tabela A5.8 e na Figura A5.8 do Anexo 5.

Como é possível observar, as amostras de CAD apresentaram resistência à tração na flexão que variou de 5,3 a 6,3 MPa, o que indica a resistência de um concreto de alto desempenho utilizado em pavimentação e que o modelo à fadiga para o CAD, que será apresentado no capítulo de análise dos resultados, será adequadamente utilizado para resistências que se enquadrem nestes valores, considerando que estes foram utilizados para o desenvolvimento do modelo.

2.4 Métodos de Ensaio à Fadiga

Conforme descrito anteriormente no item 2.2.4, foram realizadas cinco moldagens do concreto convencional com 21 corpos-de-prova cada, totalizando 105 amostras, sendo que foram reservadas para os ensaios dinâmicos à fadiga 90 amostras.

Para o concreto de alto desempenho foram realizadas 4 moldagens, com 21 corpos-de-prova cada, sendo que 70 corpos-de-prova foram reservados para os ensaios à fadiga, uma vez que o número de corpos-de-prova utilizado para cada ensaio seria inferior àquele utilizado nos ensaios com o concreto convencional.

Os corpos-de-prova que seriam utilizados para os ensaios à fadiga, depois de retirados da cura úmida, foram armazenados em uma sala com temperatura e umidade ambiente, em local não suscetível a impacto ou qualquer outro fator que pudesse comprometer a estrutura do corpo-de-prova, permanecendo nestas condições por aproximadamente seis meses, até o momento do ensaio. Adotou-se o tempo de espera de pelo menos seis meses anteriormente ao início dos ensaios à fadiga para que fosse possível garantir uma hidratação avançada e homogênea para todas as amostras de concreto, minimizando-se, desta maneira, diferenças entre resistências, o que influenciaria a posterior modelagem do comportamento à fadiga.

No início do mês de setembro de 2003 teve início o primeiro ensaio à fadiga, realizado em uma máquina servo-hidráulica da MTS (*Material Test System*) com capacidade máxima de 10.000 kN, existente no Laboratório de Metalurgia do Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo (IPT), e que está apresentado na Figura 2.23. Todos os ensaios dinâmicos ocorreram neste mesmo equipamento e local.

Os primeiros ensaios realizados foram apenas testes, usando amostras que, apesar de terem a mesma dosagem dos demais corpos-de-prova, não eram representativas das resistências das moldagens definitivas, uma vez que foram misturadas em betoneira distinta onde se observou que parte do cimento ficou preso ao fundo da betoneira, apresentando, conseqüentemente, menor teor de cimento do que os concretos definitivos. Estas amostras foram confeccionadas com o material restante da moldagem definitiva dos corpos-de-prova de concreto convencional, sendo ensaiadas à fadiga com um tempo de cura inferior ao dos concretos definitivos (aproximadamente 3 meses), servindo apenas como um primeiro contato com o equipamento dinâmico, ajudando no aprendizado de como operá-lo.

A máquina servo-hidráulica da MTS, utilizada para os ensaios dinâmicos, apresenta a visualização da carga aplicada em volts, sendo necessário utilizar uma tabela de calibração para transformar a carga existente em kN para volts. A faixa nominal de 20 kN, conforme apresentado na Tabela 2.17, foi utilizada para as transformações nos ensaios realizados.

Um osciloscópio foi conectado ao equipamento de ensaios dinâmicos com o intuito de mostrar, com precisão, a carga aplicada e para que fosse possível a visualização de um gráfico do tipo senóide que era gerado pelas cargas cíclicas aplicadas ao corpo-de-prova de concreto. Esta senóide visualizada no osciloscópio está apresentada na Figura 2.24.

Tabela 2.17 Valores utilizados para transformar kN para volts

Indicação na máquina (Volts)	Força equivalente (kN)	Valor verdadeiro convencional (kN)	Erro	
			Exat. (%)	Repet. (%)
0,000	0,000	0,000	0,0	0,0
1,000	2,000	1,9942	0,3	0,3
3,000	6,000	5,9827	0,3	0,1
5,000	10,000	9,9667	0,3	0,1
7,000	14,000	13,9540	0,3	0,0
9,000	18,000	17,9415	0,3	0,0



Figura 2.23 Máquina servo-hidráulica da MTS para ensaios à fadiga.

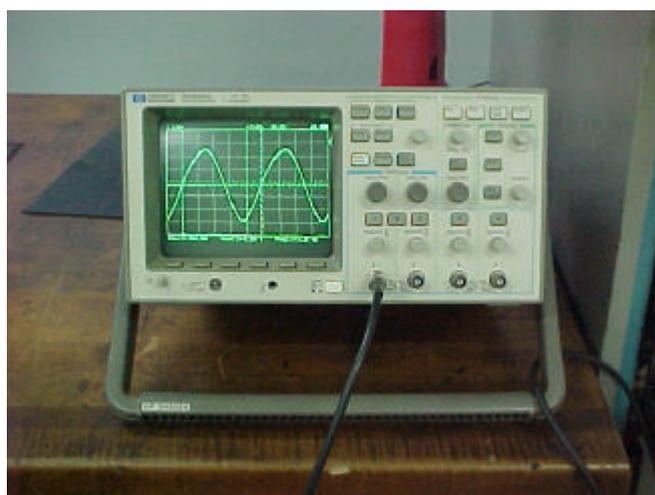


Figura 2.24 Osciloscópio – visualização da senóide gerada a partir das cargas cíclicas.

2.4.1 Ensaios à Fadiga no Concreto Convencional

Os ensaios à fadiga no concreto convencional buscavam determinar o comportamento deste material quando submetido aos seguintes casos:

1. com uma tensão constante e uma freqüência de 10 Hz, determinar a relação entre tensões ($RT = \frac{S_{max}}{f_{ctm}}$) que levasse o concreto à ruptura com um número de ciclos à fadiga de aproximadamente $N = 10^5$;
2. com a mesma relação entre tensões (RT) obtida para $N = 10^5$ com freqüência de 10 Hz, determinar o número de ciclos (N) necessários para a ruptura do concreto com freqüências de 1 Hz e 5 Hz;
3. com a mesma relação entre tensões (RT) obtida para $N = 10^5$ com uma freqüência de 10 Hz, determinar o número de ciclos para a ruptura quando o corpo-de-prova estiver saturado;
4. com a tensão constante e com freqüência de 10 Hz, determinar a relação entre tensões (RT) que levasse o concreto à ruptura com número de ciclos à fadiga de aproximadamente $N = 10^6$;
5. com a mesma relação entre tensões (RT) obtida para $N = 10^6$ com uma freqüência de 10 Hz, determinar o número de ciclos para a ruptura quando o corpo-de-prova estivesse saturado;
6. com uma relação entre tensões (RT) inferior àquelas obtidas anteriormente, determinar o número de ciclos para a ruptura quando o corpo-de-prova estivesse saturado e com freqüência de 10 Hz;
7. Com a freqüência de 10 Hz, determinar o número de ciclos (N) necessários para a ruptura da amostra quando submetida a variações na relação entre tensões (RT) de uma forma crescente (ensaio à tensão variável);
8. Com a freqüência de 10 Hz, determinar o número de ciclos (N) necessários para a ruptura da amostra quando submetida a variações na relação entre tensões (RT) de uma forma decrescente (ensaio à tensão variável);

Estes oito tipos de ensaios foram escolhidos com o intuito de atingir um dos objetivos deste trabalho, que seria determinar a resistência à fadiga do concreto convencional em nível experimental (nenhum trabalho nacional havia buscado tal tarefa com um concreto convencional para pavimentação). Com os resultados dos itens enumerados, seria possível desenvolver um modelo de fadiga do concreto convencional no estado seco e outro no estado saturado, comparando e discutindo as diferenças e similaridades destes dois modelos; seria possível também observar qual a influência da freqüência de aplicação de carga na resistência à fadiga do concreto, fator que está intimamente ligado com as condições reais de solicitação do concreto em pista e que tem sido muito discutido no meio profissional; e ainda, determinar qual o comportamento do concreto à fadiga quando ocorrer variação de tensões, tentando-se aproximar das condições de campo onde as tensões não são constantes. Com estas análises e outras que seriam realizadas ao longo do trabalho, poder-se-ia questionar e talvez esclarecer alguns dos principais pontos referentes ao desenvolvimento de modelos de fadiga experimentais comumente empregados para se dimensionar pavimentos de concreto.

Para todos os ensaios realizados no concreto convencional, uma tensão mínima de tração na flexão foi aplicada aos corpos-de-prova com o intuito de garantir que não haveria deslocamento dos corpos-de-prova e para simular uma tensão mínima devido à temperatura, como ocorre em condições reais de pista (Balbo e Severi, 2002). A tensão mínima aplicada em todos os ensaios foi de 7% da tensão de ruptura estática do concreto à tração na flexão, ou seja, $\sigma_{min} = 0,07$.

Os ensaios à fadiga foram realizados utilizando-se pedaços de borracha de aproximadamente 35 mm de largura, 120 mm de comprimento e 2,5 mm de espessura, que foram colocados entre os apoios e o corpo-de-prova e entre os dois pontos de aplicação de carga e o corpo-de-

prova, a fim de evitar qualquer tipo de folga entre o corpo-de-prova e o dispositivo de ensaio à tração na flexão cíclico.

Os ensaios com $N = 10^5$, $N = 10^6$, e variando tensão, que foram conduzidos a uma frequência de 10 Hz e os ensaios a frequências de 1 Hz e 5 Hz, foram realizados com o concreto no estado seco. As Figuras 2.25, 2.26 e 2.27 ilustram os ensaios à fadiga realizados com o concreto no estado seco. As Figuras 2.28 e 2.29 denotam a ruptura do corpo-de-prova, que ocorreu sempre (durante os testes) no terço médio, da mesma forma que o ensaio de tração na flexão estático.

Os ensaios à fadiga com tensão variável foram realizados de duas maneiras: (a) variando a tensão de forma crescente; e (b) variando a tensão de forma decrescente. No primeiro caso, determinou-se três níveis de relação entre tensões que variaram de forma crescente, onde os níveis de relação entre tensões empregados foram $RT_1 = 0,75$, $RT_2 = 0,79$ e $RT_3 = 0,83$, sendo que foram aplicados para cada um dos três níveis de tensões, o seguinte número de ciclos: $RT_1 = 50.000$ ciclos, $RT_2 = 30.000$ ciclos e $RT_3 =$ livre (até ruptura do corpo-de-prova). No segundo caso, em que a relação entre tensões variou de maneira decrescente, foram determinados dois níveis de relações entre tensões que foram $RT_1 = 0,85$ e $RT_2 = 0,83$, sendo aplicado um número de 5.000 ciclos para RT_1 e um número de ciclos livre (até que se atingisse a ruptura) para RT_2 . Estes níveis de variação foram determinados, pelo fato de que seria possível comparar estes resultados com aqueles obtidos para relação entre tensões constante e igual a 0,83. A frequência nos ensaios à tensão variável foi de 10 Hz.

Os ensaios com amostras saturadas foram realizados para três níveis de relação entre tensões, quais sejam, 0,73, 0,79 e 0,83, com o intuito de construir um modelo à fadiga com estes resultados e também para comparar o número de ciclos possíveis para amostras secas e para amostras saturadas, considerado um mesmo nível de tensão, no caso dos níveis de relação entre tensões de 0,79 e de 0,83.

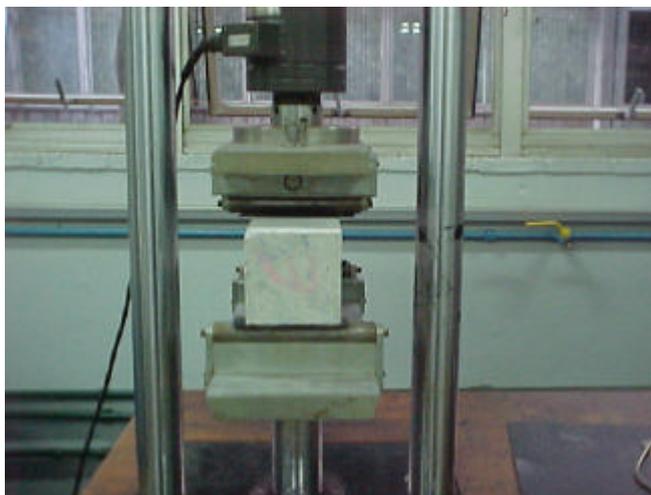


Figura 2.25 Ensaios à fadiga vista frontal – amostra seca.



Figura 2.26 Ensaio à fadiga vista lateral – amostra seca.



Figura 2.27 Ensaio à fadiga vista completa – amostra seca.



Figura 2.28 Ensaio à fadiga – ruptura do corpo-de-prova seco – vista completa.



Figura 2.29 Ensaio à fadiga – ruptura do corpo-de-prova seco – vista lateral.

Para os ensaios à fadiga com amostras saturadas, os corpos-de-prova permaneceram em imersão em tanque com água por um período de sete dias, a fim de apresentarem uma saturação completa no momento do ensaio, estando ilustrado na Figura 2.30.

Durante os testes com amostras saturadas recorreu-se à utilização de três pedaços de pano encharcados com água, que foram enrolados nos terços médios do corpo-de-prova, após estes terem sido ajustados no equipamento de ensaio dinâmico.

As Figuras 2.31, 2.32 e 2.33 ilustram os ensaios de fadiga realizados com o concreto no estado saturado, mostrando a utilização dos panos úmidos para manter o corpo-de-prova saturado. As Figuras 2.34 e 2.35 denotam a ruptura do corpo-de-prova saturado, que ocorreu no terço médio, da mesma forma que o ensaio à tração na flexão estática.



Figura 2.30 Corpos-de-prova imersos em tanque com água.



Figura 2.31 Ensaaios à fadiga vista frontal – amostra saturada.

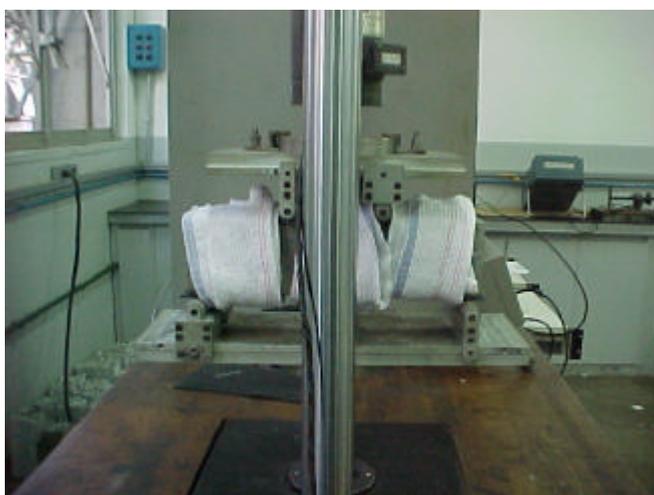


Figura 2.32 Ensaaios à fadiga vista lateral – amostra saturada.

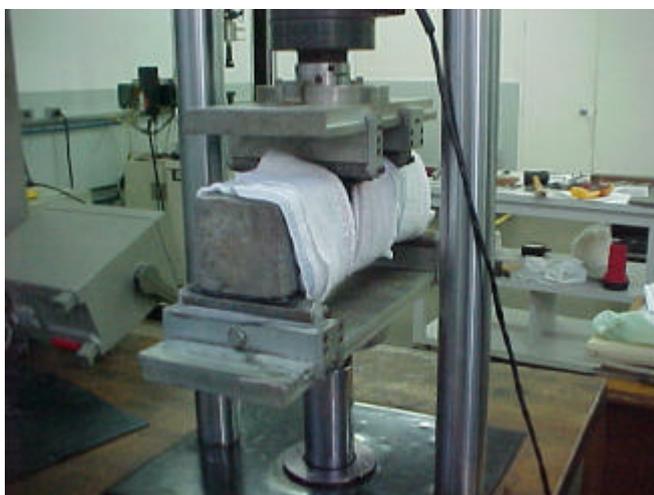


Figura 2.33 Ensaaios à fadiga vista completa – amostra saturada.



Figura 2.34 Ensaio à fadiga – ruptura do corpo-de-prova saturado – vista completa.



Figura 2.35 Ensaio à fadiga – ruptura do corpo-de-prova saturado – vista lateral.

2.4.2 Ensaio à Fadiga no Concreto de Alto Desempenho

Os ensaios à fadiga no concreto de alto desempenho buscavam determinar o comportamento deste material quando submetido aos seguintes casos:

1. com uma tensão constante e uma frequência de 10 Hz, determinar a relação entre tensões ($RT = \frac{S_{max}}{f_{ctm}}$) que leve o concreto à ruptura a um número de ciclos à fadiga de aproximadamente $N = 10^5$;
2. com a mesma relação entre tensões (RT) obtida para $N = 10^5$ com frequência de 10 Hz, determinar o número de ciclos (N) necessários para a ruptura do concreto com frequência de 5 Hz;
3. com a mesma relação entre tensões (RT) obtida para $N = 10^5$ com uma frequência de 10 Hz, determinar o número de ciclos para a ruptura quando o corpo-de-prova estiver saturado;
4. com uma tensão constante e frequência de 10 Hz, determinar a relação entre tensões que provoque a ruptura do concreto a um número de ciclos à fadiga de aproximadamente $N = 5 \times 10^5$;

5. com a tensão constante e com frequência de 10 Hz, determinar a relação entre tensões (RT) que leve o concreto à ruptura a um número de ciclos à fadiga de aproximadamente $N = 10^6$;
6. com a mesma relação entre tensões (RT) obtida em alguns dos ensaios secos com uma frequência de 10 Hz, determinar o número de ciclos que leve à ruptura do concreto quando a tensão mínima for superior àquela utilizada nos demais ensaios ($\sigma_{\min} = 0,07$);
7. Com a frequência de 10 Hz, determinar o número de ciclos (N) necessários para a ruptura do concreto quando submetido a variações na relação entre tensões conforme a história de tensões da Rodovia Castello Branco (ensaio à tensão variável).

Os sete tipos de ensaios enumerados foram determinados a fim de alcançar alguns dos objetivos desta pesquisa, quais sejam, de mensurar, em laboratório, a resistência à fadiga do mesmo concreto de alto desempenho utilizado na construção da Rodovia Castello Branco, podendo-se comparar o comportamento à fadiga do CAD quando seco ou saturado, do CAD com diferentes frequências de aplicações de carga, tentando-se utilizar um nível de frequência usualmente adotado em ensaios em laboratório e outro mais próximo das condições reais de campo; seria possível também observar qual a influência que a tensão mínima estaria exercendo na resistência à fadiga, ainda que, em pista os níveis de tensões mínimas no pavimento sofram influência de vários aspectos não mensuráveis em laboratório, tais como, as condições climáticas e as próprias variações da σ_{\min} em função das cargas solicitadas; ainda, construir um modelo à fadiga, em laboratório, para o CAD, podendo-se comparar com aquele resultante de ensaios com o concreto convencional; e principalmente, confrontar com o modelo obtido em campo, por meio da imposição dos mesmos níveis de tensões ocorridos em pista, permitindo assim, uma calibração entre ambos os modelos (não há notícia, neste caso, de qualquer trabalho desta natureza).

Para todos os ensaios realizados, uma tensão mínima de tração na flexão foi aplicada aos corpos-de-prova com o intuito de garantir que não haveria deslocamento dos corpos-de-prova e para simular uma tensão mínima devido à temperatura, como ocorre em condições de pista. A tensão mínima aplicada em praticamente todos os ensaios foi de 7% da tensão de ruptura estática do concreto à tração na flexão. Apenas em quatro ensaios especificados posteriormente, a tensão mínima aplicada foi superior ao valor de 7% de $f_{ct,f}$.

Os ensaios à fadiga foram realizados utilizando-se pedaços de borracha de aproximadamente 35 mm de largura, 120 mm de comprimento e 2,5 mm de espessura, que foram colocados entre os apoios e o corpo-de-prova, a fim de evitar qualquer tipo de folga entre o corpo-de-prova e o dispositivo de ensaio à tração na flexão cíclico.

Os ensaios com $N = 10^5$, $N = 5 \times 10^5$, $N = 10^6$, variando tensão e com diferentes níveis de tensão mínima, que foram conduzidos a uma frequência de aplicação das cargas de 10 Hz e os ensaios com frequências de 5 Hz, foram realizados com o concreto no estado seco, sendo a amostra posicionada no equipamento de ensaio dinâmico da mesma forma que os ensaios no concreto convencional, conforme se observou nas Figuras 2.25, 2.26 e 2.27. A ruptura dos corpos-de-prova, durante os ensaios, ocorreu sempre no terço médio, da mesma forma que verificado nos ensaios com o concreto convencional e que usualmente ocorre nos ensaios estático em tração na flexão, podendo-se verificar tal ocorrido nas Figuras 2.36 e 2.37.

Os ensaios à fadiga executados com tensão mínima maior que $\sigma_{\min} = 0,07$, foram realizados em dois níveis de relações entre tensões, quais sejam, $RT = 0,73$ e $RT = 0,78$ e para dois níveis de tensão mínima: $\sigma_{\min} = 0,20$ e $\sigma_{\min} = 0,40$. Esses níveis de tensão mínima foram adotados arbitrariamente, pois se pretendia avaliar três níveis distintos. A frequência de aplicação de cargas nestes ensaios foi de 10 Hz.



Figura 2.36 Ensaio à fadiga – ruptura do corpo-de-prova seco – vista lateral.



Figura 2.37 Ensaio à fadiga – ruptura do corpo-de-prova seco – vista completa.

Nos ensaios variando tensão, esta variou conforme a história de tensões reais que levaram à ruptura do concreto utilizado na rodovia Castello Branco. Foram escolhidas as tensões aplicadas em placas de seção T1-A, para ESRD (conforme apresentado no Capítulo 1), por serem as tensões mais críticas ocorridas dentre as seções e tipos de eixos analisados em Balbo (1999). A Tabela 2.18 apresenta as cargas, tensões, número de ciclos, porcentagem de cada nível de tensão em função do número de ciclos total, relações entre tensões (relação entre a tensão medida em pista e a tensão de ruptura estática em laboratório) e carga aplicada no laboratório em função da resistência estática à tração na flexão medida em laboratório.

Os ensaios com amostras saturadas foram realizados em um único nível de relação entre tensões, uma vez que já no primeiro corpo-de-prova ensaiado se observou que a relação entre tensões em função da resistência estática do concreto seco (como foi o caso dos ensaios no concreto convencional) não era representativa da resistência do concreto saturado, conforme observado também nos ensaios estáticos. A relação entre tensões utilizada nos ensaios foi $RT = 0,83$, em função da resistência estática do CAD saturado.

Para os ensaios à fadiga no concreto saturado, os corpos-de-prova permaneceram em imersão em tanque com água por um período de sete dias, com o intuito de que estivessem completamente saturados no instante do ensaio, conforme realizado para o concreto convencional e visualizado na Figura 2.30.

Assim como os ensaios saturados com o concreto convencional, recorreu-se a pedaços de pano úmidos para manter o corpo-de-prova saturado durante o ensaio, conforme ilustrado nas Figuras 2.31, 2.32 e 2.33. As Figuras 2.38 e 2.39 denotam a ruptura do corpo-de-prova de concreto de alto desempenho saturado, que ocorreu no terço médio, da mesma forma que nos ensaios no concreto convencional.

Tabela 2.18 Tensões e cargas obtidas na Castelo Branco e aplicadas nos ensaios laboratoriais

Q_{pista} (kN)	S (MPa)	N_i	%	RT	$Q_{\text{laboratório}}$ (N)
40	2,32	8.780	6,35	0,39	6.357
50	2,66	10.870	7,84	0,44	7.172
60	2,96	8.780	6,35	0,49	7.987
70	3,28	8.840	6,39	0,55	8.965
80	3,54	4.250	3,07	0,59	9.617
90	3,72	17.310	12,52	0,62	10.106
100	3,90	40.470	29,28	0,65	10.595
110	4,10	26.190	18,95	0,68	11.084
120	4,26	7.660	5,54	0,71	11.573
130	4,42	1.850	1,33	0,74	12.062
140	4,56	1.400	1,01	0,76	12.388
150	4,68	1.170	0,85	0,78	12.714
160	4,78	480	0,35	0,80	13.040
170	4,85	250	0,17	0,81	13.203



Figura 2.38 Ensaio à fadiga vista lateral – amostra saturada.



Figura 2.39 Ensaaios à fadiga vista completa – amostra saturada.

CAPÍTULO 3

RESULTADOS DOS ENSAIOS À FADIGA

Neste capítulo estão apresentados os resultados obtidos para os ensaios à fadiga realizados nos concretos estudados. Os tratamentos estatísticos dos resultados estarão sendo apresentados no Capítulo 4 que compreende a análise dos dados obtidos nos testes.

3.1 Ensaaios à Fadiga no Concreto-Teste

Conforme mencionado no item 2.4, foram realizados alguns ensaios à fadiga em corpos-de-prova que não eram representativos das demais amostras moldadas em concreto convencional, uma vez que o concreto utilizado para a confecção destes corpos-de-prova denominados concreto-teste foi misturado em betoneira distinta, observando-se ao final da mistura que parte do cimento havia ficado preso ao fundo da betoneira, sendo as amostras utilizadas para um primeiro contato com o equipamento de ensaio dinâmico.

Os resultados obtidos para os corpos-de-prova de concreto-teste estão apresentados neste trabalho por se tratarem de valores bastante coerentes entre si e interessantes no que diz respeito a uma análise comparativa com os resultados obtidos para os ensaios com amostras definitivas. É importante mencionar, que a relação entre tensões aplicadas aqui foi em função dos resultados dos ensaios estáticos obtidos para amostras definitivas, o que não é representativo das amostras de concreto-teste.

A Tabela 3.1 e a Figura 3.1 apresentam os resultados obtidos para os ensaios à fadiga realizados no concreto-teste utilizando-se diversas relações entre tensões.

Tabela 3.1 Número de ciclos à fadiga com frequência de 10 Hz para o concreto-teste

Amostra	Relação entre tensões	Número de ciclos (N)	log N
1	0,72	237.000	5,374748
2	0,72	344.620	5,534540
3	0,75	10.660	4,025777
4	0,75	17.500	4,243038
5	0,75	23.500	4,371067
6	0,75	25.800	4,411619
7	0,80	3.460	3,539076
8	0,80	13.560	4,132259
9	0,80	87.130	4,940167
10	0,83	15.000	4,176091

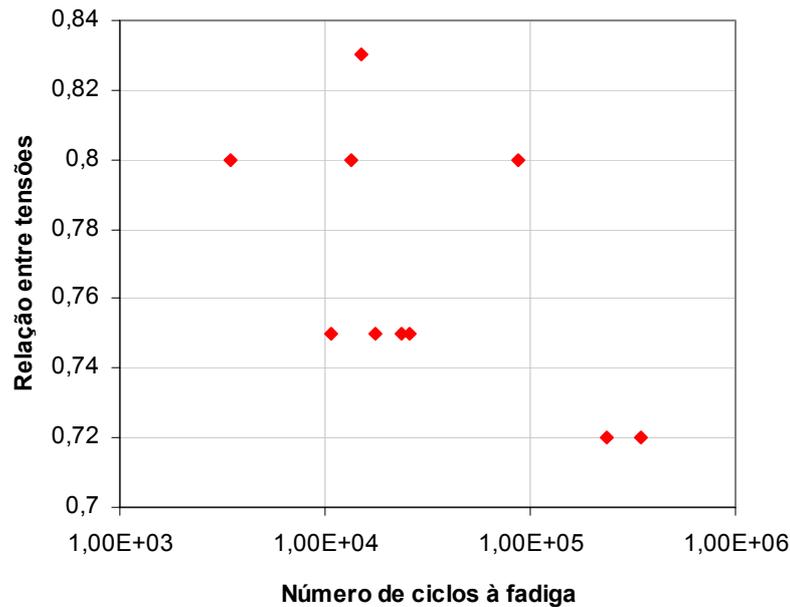


Figura 3.1 Número de ciclos à fadiga para o concreto-teste - frequência de 10 Hz.

3.2 Ensaio à Fadiga no Concreto Convencional

3.2.1 Ensaio com o Concreto Seco a Tensão Constante

A Tabela 3.2 e a Figura 3.2 apresentam os resultados obtidos para os ensaios à fadiga com tensão constante e frequência de 10 Hz, que buscavam alcançar um número de ciclos $N = 10^5$. A relação entre tensões (RT) obtida para o propósito foi $RT = 0,83$, ou seja, para atingir um número de ciclos de aproximadamente $N = 100.000$ foi necessário aplicar uma carga dinâmica com valor de 83% da carga estática que levaria o concreto à ruptura por tração na flexão.

Tabela 3.2 Número de ciclos à fadiga com frequência de 10 Hz e relação entre tensão constante ($RT = 0,83$)

Amostra	Relação entre tensões	Número de ciclos (N)	log N
1	0,83	28.160	4,449632
2	0,83	36.810	4,565965
3	0,83	37.200	4,570542
4	0,83	77.150	4,887335
5	0,83	103.080	5,013174
6	0,83	118.140	5,072396
7	0,83	121.930	5,086110
8	0,83	126.550	5,102262
9	0,83	127.120	5,104213
10	0,83	160.310	5,204960
11	0,83	163.420	5,213305
12	0,83	209.390	5,320955
MÉDIA		109.105	5,037844

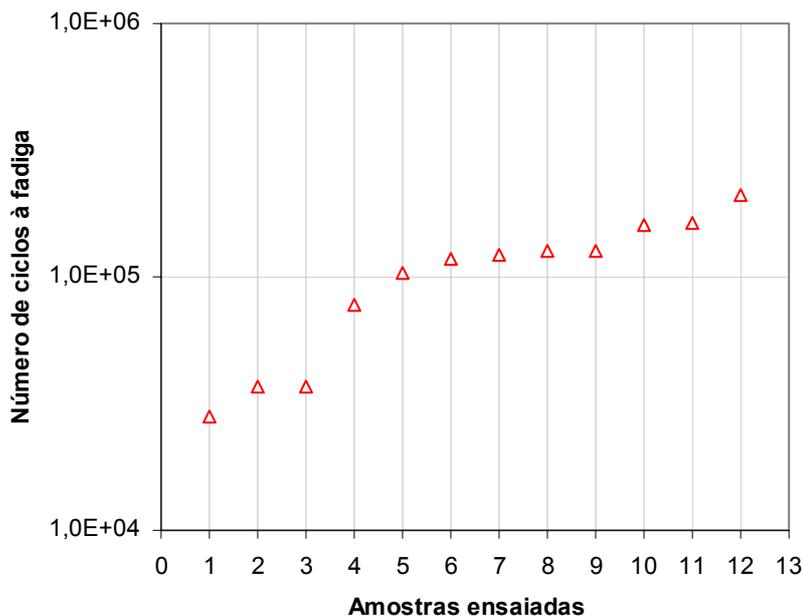


Figura 3.2 Número de ciclos à fadiga para relação entre tensões $RT = 0,83$ e frequência de 10 Hz.

Os resultados obtidos nos ensaios são bastante satisfatórios, pois indicam uma resistência à fadiga elevada, principalmente se comparados com os valores encontrados por outros autores, quando para alcançar 10^5 repetições de carga, os modelos experimentais determinados por Tepfers e Kutti (1979) e Yao (1990) necessitaram de uma relação entre tensões de 0,65; os modelos encontrados por Dominichini e Marchiona (1981) e o modelo Holandês de Stet e Frénay (1998) necessitaram de uma relação entre tensões de 0,55. Contudo, na ausência de maiores informações sobre a dosagem de concreto empregada por tais autores em seus estudos, torna-se difícil uma comparação direta de resultados.

Comparando os resultados experimentais obtidos neste trabalho, quando, para alcançar um número de ciclos à fadiga de 10^5 , necessitou-se de uma relação entre tensões de 0,83, com aqueles encontrados nos modelos semi-empíricos como os modelos ARE, RISC, USACE, NCHRP e aquele de Balbo (todos apresentados no Capítulo 1), que encontraram relações entre tensões que variavam de 0,55 até 0,70 para alcançar 10^5 repetições de carga, é possível observar que os presentes resultados experimentais são menos conservadores na previsão do número de ciclos suportáveis à fadiga, apesar de os concretos comparados serem diferentes.

Uma observação importante a fazer é que os materiais existentes e utilizados no Brasil para a fabricação de concretos não são os mesmos existentes em países europeus, norte americanos e orientais, o que pode justificar um melhor comportamento do concreto analisado neste trabalho, questionando os métodos de dimensionamento de pavimentos de concreto utilizados em nosso país, que consideram os modelos desenvolvidos pela PCA (1984), nos Estados Unidos.

Obtida a relação entre tensões $RT = 0,83$ que leva o concreto à ruptura a um número de ciclos à fadiga $N = 10^5$ com uma frequência de 10 Hz, partiu-se para os ensaios à fadiga com 5 Hz e 1 Hz, adotando-se a mesma relação entre tensões. Nas Tabelas 3.3 e 3.4 e nas Figuras 3.3 e 3.4 é possível observar os resultados obtidos para estes ensaios com menor frequência de aplicação de cargas.

Tabela 3.3 Número de ciclos à fadiga com freqüência de 5 Hz e relação entre tensões constante (RT = 0,83)

Amostra	Relação entre tensões	Número de ciclos (N)	log N
1	0,83	2.280	3,357934
2	0,83	2.360	3,372912
3	0,83	2.620	3,418301
4	0,83	4.040	3,606381
5	0,83	4.140	3,617000
6	0,83	10.430	4,018284
MÉDIA		4.311	3,634678

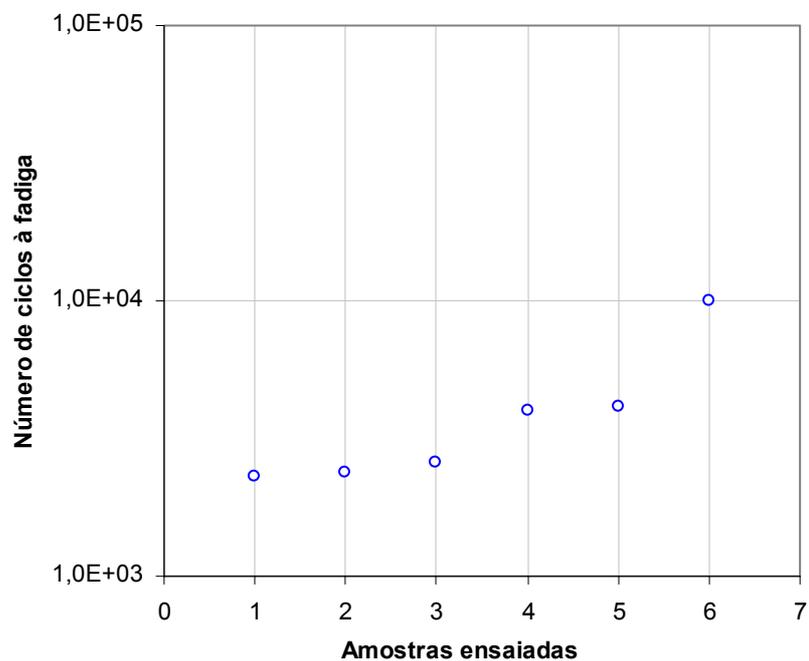


Figura 3.3 Número de ciclos à fadiga para relação entre tensões RT = 0,83 e freqüência de 5 Hz.

Tabela 3.4 Número de ciclos à fadiga com freqüência de 1 Hz e relação entre tensões constante (RT = 0,83)

Amostra	Relação entre tensões	Número de ciclos (N)	log N
1	0,83	3.560	3,193124
2	0,83	4.270	3,630427
3	0,83	4.620	3,664641
4	0,83	6.590	3,818885
5	0,83	13.830	4,140822
MÉDIA		6.574	3,817829

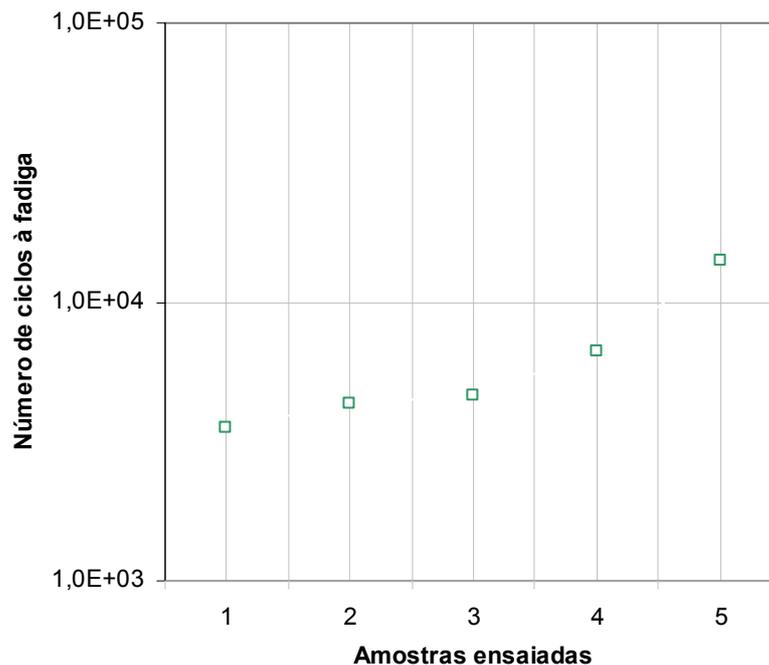


Figura 3.4 Número de ciclos à fadiga para relação entre tensões $RT = 0,83$ e frequência de 1 Hz.

Fazendo-se uma comparação entre os valores resultantes dos ensaios com 1 Hz, 5 Hz e 10 Hz, para uma relação entre tensões $RT = 0,83$, observa-se que com uma frequência de 10 Hz é possível atingir uma resistência à fadiga superior, da ordem de 94% e 96%, àquelas obtidas para frequências de 1 Hz e 5 Hz, respectivamente. Estes resultados podem ser melhor observados na Figura 3.5 e indicam que os ensaios experimentais em laboratório, utilizados para determinar o comportamento à fadiga de um pavimento de concreto, que são realizados, via de regra, a uma frequência de 10 Hz ou superior, superestimam o comportamento à fadiga do pavimento, uma vez que 10 Hz está muito acima das frequências reais ocorridas em pista.

Da mesma forma que os resultados obtidos neste trabalho, Zhang *et al.* (1996) constataram que uma frequência de aplicação de carga mais elevada possibilita ao concreto suportar um maior número de ciclos.

As resistências à fadiga obtidas para os ensaios com frequências de aplicação de carga de 1 Hz e 5 Hz, apresentaram-se muito próximas, podendo-se dizer que não existe diferença no comportamento à fadiga para essas duas frequências, quando adotada uma relação entre tensões de $RT = 0,83$. Porém, estas especulações somente serão comprovadas depois de realizadas as análises estatísticas para os ensaios em questão, mais especificamente por meio do teste de hipótese “t” de Student que será apresentado no Capítulo 4.

A Tabela 3.5 e a Figura 3.6 apresentam os resultados obtidos para os ensaios à fadiga com tensão constante e frequência de 10 Hz, que buscavam alcançar um número de ciclos $N = 10^6$. A relação entre tensões (RT) obtida para o propósito foi $RT = 0,79$, ou seja, para atingir um número de ciclos de aproximadamente $N = 1.000.000$ foi necessário aplicar uma carga dinâmica com valor de 79% da carga estática que levaria o concreto à ruptura por tração na flexão.

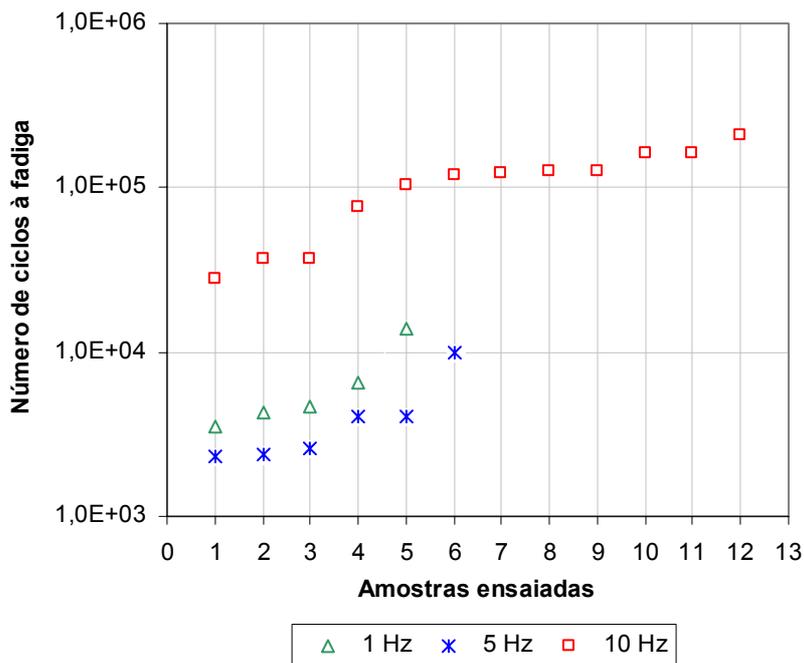


Figura 3.5 Número de ciclos à fadiga para relação entre tensões $RT = 0,83$ e frequências de 1 Hz, 5 Hz e 10 Hz.

Tabela 3.5 Número de ciclos à fadiga com frequência de 10 Hz e relação entre tensão constante ($RT = 0,79$)

Amostra	Relação entre tensões	Número de ciclos (N)	log N
1	0,79	582.620	5,765385
2	0,79	659.180	5,819004
3	0,79	753.800	5,877256
4	0,79	981.120	5,991722
5	0,79	1.116.700	6,047936
6	0,79	1.347.680	6,128295
7	0,79	1.535.290	6,186190
MÉDIA		996.627	5,998532

Os resultados observados na Tabela 3.5 e Figura 3.6 são bastante satisfatórios pois indicam que com uma tensão a 79% da resistência à tração na flexão estática, é possível atingir aproximadamente um milhão de ciclos, o que indica um concreto que suporta um número de ciclos à fadiga elevado a um nível de tensão relativamente alto. Este fato poderia indicar que o concreto em questão apresentaria uma vida útil favorável à fadiga.

Na Tabela 3.6 estão apresentados os resultados dos ensaios à fadiga realizados a níveis de tensão distintos daqueles apresentados neste item, que serviram de estudos para alcançar o número de ciclos desejados com seus respectivos níveis de tensão (expostos anteriormente neste item). Conjuntamente, todos os resultados serviram para construir um modelo à fadiga para o concreto convencional.

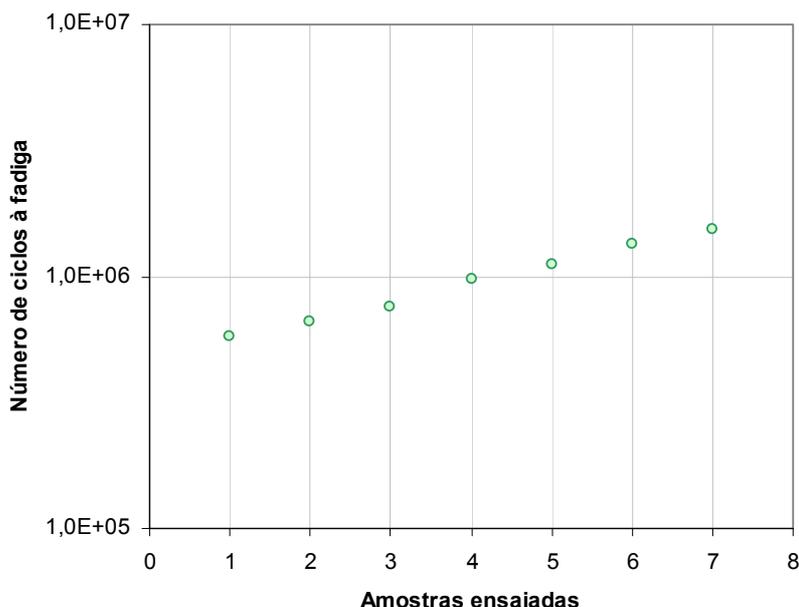


Figura 3.6 Número de ciclos à fadiga para relação entre tensões $RT = 0,79$ e frequência de 10 Hz.

Tabela 3.6 Número de ciclos à fadiga com frequência de 10 Hz e relação entre tensão constante

Amostra	Relação entre tensões	Número de ciclos (N)	log N
1	0,80	409.330	5,612073
2	0,80	433.120	5,636608
3	0,80	547.650	5,738503
4	0,85	11.780	4,071145
5	0,85	17.430	4,241297
6	0,85	29.160	4,464787

A Figura 3.7 apresenta os resultados obtidos para os ensaios à fadiga realizados com o concreto convencional no estado seco a uma tensão constante e frequência de 10 Hz. A análise destes resultados será discutida posteriormente, quando forem apresentadas as regressões necessárias para determinar um modelo de fadiga para este concreto.

Com os resultados dos ensaios à fadiga realizados no concreto convencional no estado seco e com frequência de 10 Hz, desenvolveu-se um modelo à fadiga por regressão linear dos dados que foi realizada com os valores de RT e de $\log N$, apresentada no capítulo de análise de resultados.

Uma observação importante a ser levantada neste instante é com relação aos cuidados na moldagem dos corpos-de-prova, podendo-se verificar que os resultados de resistência à fadiga obtidos para o concreto-teste foram inferiores àqueles obtidos nos ensaios realizados pelas moldagens definitivas. A resistência inferior das amostras do concreto-teste deve-se principalmente a dois motivos: (1) a mistura foi realizada em betoneira de 100 L (distinta das demais que foram misturadas em betoneira de 300 L); e, (2) parte do cimento não foi misturado, apresentando-se preso ao fundo da betoneira, o que proporcionou um concreto com consumo de cimento inferior àquele utilizado nos ensaios definitivos.

Esses fatores vêm confirmar as observações de alguns autores citados na revisão da literatura, como por exemplo Tepfers e Kutti (1979), indicando a influência do consumo de cimento e dos cuidados na preparação da mistura no desempenho à fadiga do material.

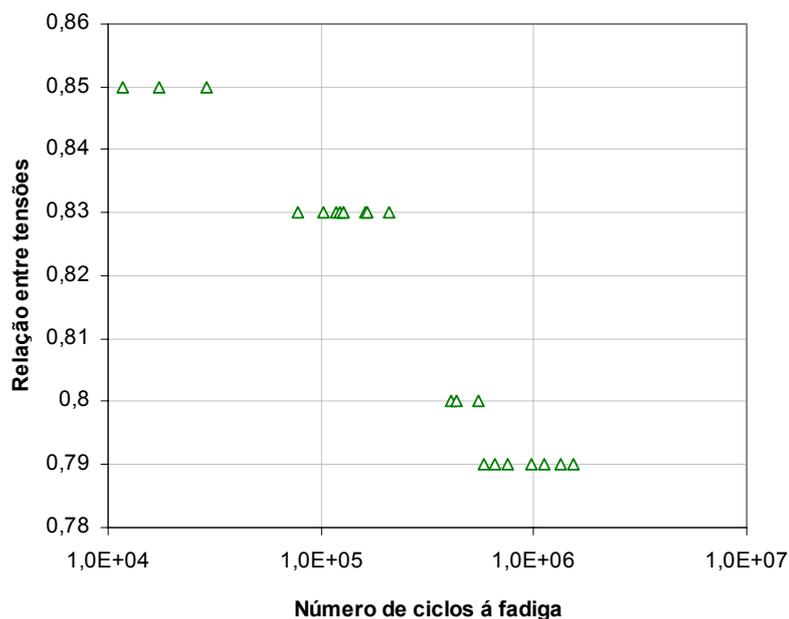


Figura 3.7 Número de ciclos à fadiga obtidos para o concreto convencional no estado seco com tensão constante a uma frequência de 10 Hz.

3.2.2 Ensaio com o Concreto Saturado a Tensão Constante

Os resultados obtidos para os ensaios à fadiga com amostras saturadas para os níveis de relação entre tensões $RT = 0,83$, $RT = 0,79$ e $RT = 0,73$ estão apresentados nas Tabelas 3.7, 3.8 e 3.9 respectivamente.

Por meio dos valores verificados nas referidas tabelas e na Figura 3.8 é possível observar que praticamente não existe diferença no número de ciclos à fadiga para duas das relações entre tensões ensaiadas, onde o número de ciclos médio foi de 5.636 ciclos para $RT = 0,83$ e de 7.486 ciclos para $RT = 0,79$. Estes dados permitem concluir que, para relações entre tensões elevadas, o nível de tensão aplicada proporciona uma pequena interferência na resistência à fadiga do concreto, quando este estiver saturado. Tais constatações estão confirmadas pela análise estatística dos dados, no Capítulo 4.

Comparando-se o concreto saturado com relação entre tensões $RT = 0,73$ com aqueles saturados e com $RT = 0,83$ e $RT = 0,79$, verifica-se que para o primeiro caso, a resistência à fadiga cresceu cerca de 80% em comparação aos outros dois casos, indicando que um concreto saturado com relação entre tensões de 0,73 apresenta expressiva melhoria.

Quando se comparam as resistências à fadiga de concretos secos e saturados, para uma relação entre tensões igual a 0,83, e para mesma frequência de aplicação de carga (10 Hz), verifica-se que o concreto no estado saturado suporta em torno de 5% da resistência à fadiga do concreto no estado seco, o que pode ser observado na Figura 3.9.

Tabela 3.7 Número de ciclos à fadiga para amostras saturadas com frequência de 10 Hz e relação entre tensões $RT = 0,83$

Amostra	Relação entre tensões	Número de ciclos (N)	log N
1	0,83	2.030	3,307496
2	0,83	2.100	3,322219
3	0,83	2.900	3,462398
4	0,83	3.730	3,571708
5	0,83	17.420	4,241048
MÉDIA		5.636	3,750970

Tabela 3.8 Número de ciclos à fadiga para amostras saturadas com frequência de 10 Hz e relação entre tensões $RT = 0,79$

Amostra	Relação entre tensões	Número de ciclos (N)	log N
1	0,79	4.000	3,602059
2	0,79	4.810	3,682145
3	0,79	7.390	3,868644
4	0,79	7.800	3,892094
5	0,79	13.430	4,128076
MÉDIA		7.486	3,874249

Tabela 3.9 Número de ciclos à fadiga para amostras saturadas com frequência de 10 Hz e relação entre tensões $RT = 0,73$

Amostra	Relação entre tensões	Número de ciclos (N)	log N
1	0,73	34.370	4,536179
2	0,73	37.960	4,579326
3	0,73	42.510	4,628491
4	0,73	49.110	4,691169
5	0,73	67.400	4,828659
MÉDIA		46.270	4,665299

A Figura 3.10 ilustra a comparação entre os resultados dos ensaios à fadiga com concretos secos e saturados para uma relação entre tensões igual a 0,79 e para uma frequência de 10 Hz, sendo possível verificar que o concreto no estado saturado representa menos que 1% do número de ciclos à fadiga do concreto no estado seco. Estas conclusões são de relevante importância do ponto de vista prático de dimensionamento e construção de um pavimento de concreto, podendo acarretar em situações problemáticas (pavimentos mal drenados) se desconsideradas. Aliás, isto é um indicativo da importância da futura consideração de gradientes hidráulicos em placas de concreto em serviço. O fato de concretos saturados resistirem a um menor número de ciclos à fadiga do que concretos secos, também foi verificado nas pesquisas de Cornelissen e Lewis (1986) e Raithby e Galloway (1974).

Os resultados dos ensaios à fadiga realizados no concreto convencional no estado saturado e com frequência de 10 Hz foram também utilizados para desenvolver um modelo de fadiga por regressão linear dos dados utilizando os valores de RT e de $\log N$, estando tal modelo apresentado no capítulo de análise de resultados.

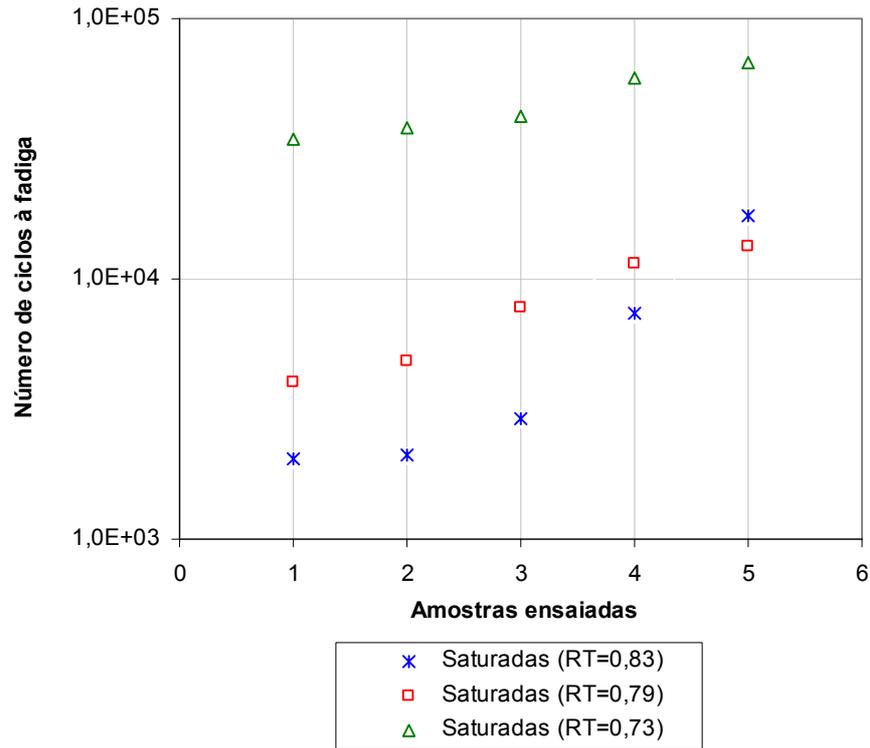


Figura 3.8 Número de ciclos à fadiga para amostras saturadas.

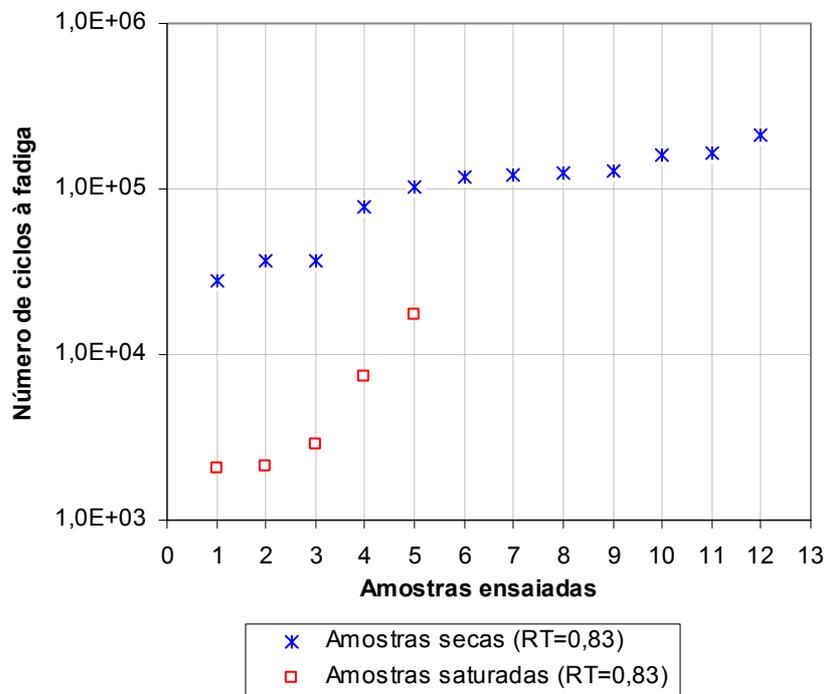


Figura 3.9 Número de ciclos à fadiga para amostras secas e saturadas com RT=0,83.

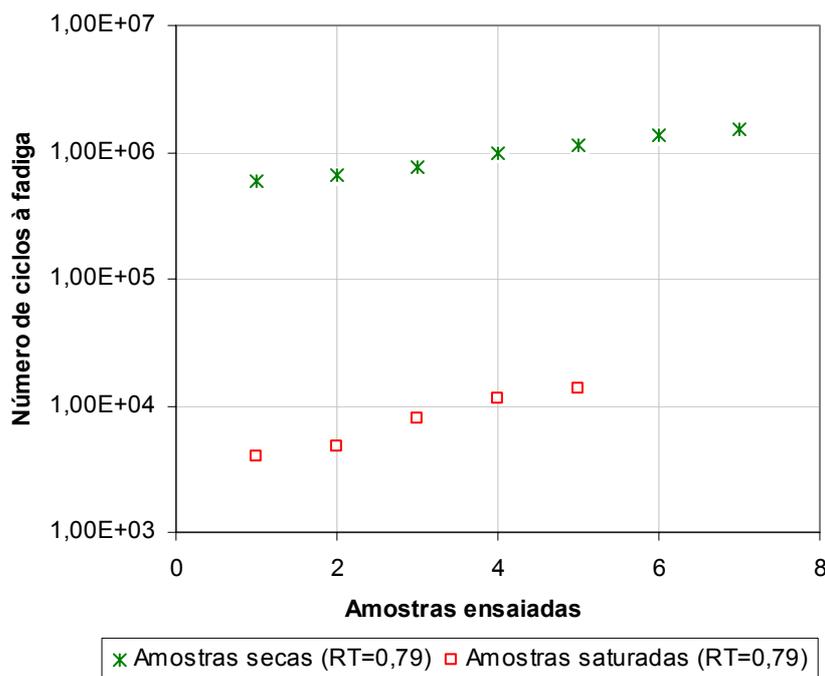


Figura 3.10 Número de ciclos à fadiga para amostras secas e saturadas com RT=0,79.

3.2.3 Ensaio com Tensão Variável

Os resultados dos ensaios à fadiga com tensão variável (conforme método de ensaio descrito no item 2.4.1, Capítulo 2) com a tensão variando de forma crescente, estão apresentados na Tabela 3.10 onde é possível verificar que o número de ciclos (N) atingido foi bastante elevado, resultando em $N_{\text{médio}} = 198.767$ ciclos. Estes resultados comparados àqueles obtidos nos ensaios com tensão constante ($RT = 0,83$), para uma mesma frequência, podem ser visualizados na Figura 3.11 e levam a crer que existe pouca influência da variação de tensões, quando aplicadas de forma crescente, no comportamento à fadiga do concreto, uma vez que o número de ciclos obtidos para $RT = 0,83$ foi próximo. Autores como Zhang *et al.* (1997) e Cornelissen e Reinhardt (1984) obtiveram as mesmas conclusões.

Contudo, para afirmar com segurança o exposto acima com base em uma estatística simplesmente descritiva é necessário analisar mais profundamente os resultados obtidos. Estas análises estão apresentadas no Capítulo 4 por meio do teste de hipótese “t” de Student, quando será verificado que existe diferença significativa entre os testes com tensão constante e com tensão variável de forma crescente.

A Tabela 3.11 apresenta os resultados obtidos para os ensaios à fadiga com a tensão variando de forma decrescente, que apresentou $N_{\text{médio}} = 34.458$. A Figura 3.11 ilustra de forma mais clara os valores encontrados, onde é possível observar, que o número de ciclos obtidos foi inferior àqueles resultantes para os ensaios à tensão constante $RT = 0,83$, e inferiores também àqueles obtidos para tensão variável de forma crescente. Este fato leva a crer que existe maior influência da variação de tensões no comportamento à fadiga do concreto quando a tensão é aplicada de forma decrescente. Estes resultados concordam com aqueles encontrados por Hilsdorf e Kesler (1966), Holmen (1982), Oh (1991a) e Zhang *et al.* (1997).

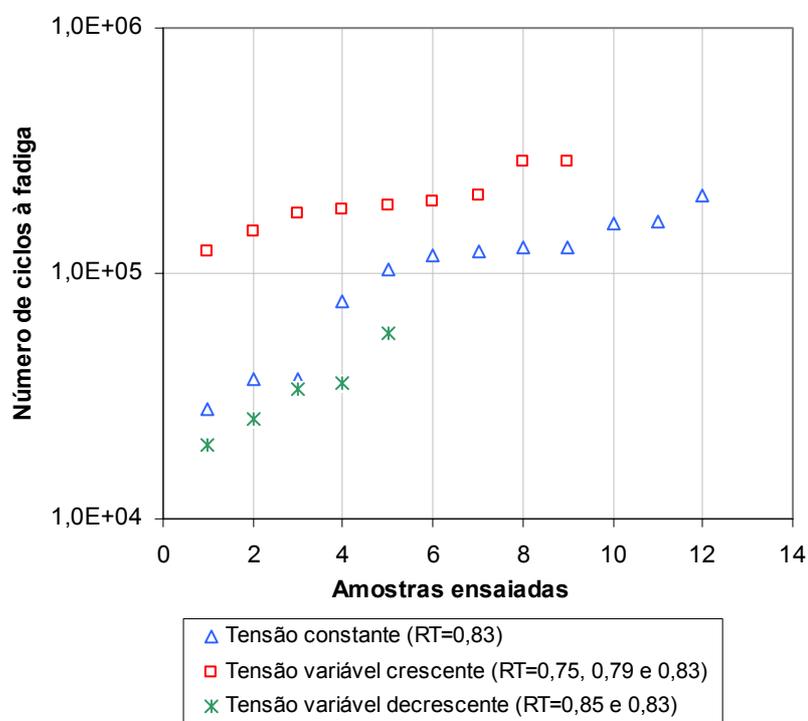
No Capítulo 4 são apresentadas análises estatísticas para o concreto convencional, tendo-se como principais objetivos determinar a normalidade dos resultados obtidos para cada ensaio realizado, comparar os diversos testes dois a dois, verificando se existe diferença significativa entre os mesmos e desenvolver modelos experimentais de fadiga.

Tabela 3.10 Número de ciclos à fadiga com frequência de 10 Hz e tensão variável crescente

Amostra	Relação entre tensões	Número de ciclos (N)	log N
1	0,75 , 0,79 e 0,83	123.130	5,090363
2	0,75 , 0,79 e 0,83	148.010	5,170291
3	0,75 , 0,79 e 0,83	173.840	5,240149
4	0,75 , 0,79 e 0,83	183.420	5,263446
5	0,75 , 0,79 e 0,83	188.690	5,275748
6	0,75 , 0,79 e 0,83	195.990	5,292233
7	0,75 , 0,79 e 0,83	205.870	5,313593
8	0,75 , 0,79 e 0,83	284.510	5,454097
9	0,75 , 0,79 e 0,83	285.440	5,455514
MÉDIA		198.766	5,298343

Tabela 3.11 Número de ciclos à fadiga com frequência de 10 Hz e tensão variável decrescente

Amostra	Relação entre tensões	Número de ciclos (N)	log N
1	0,85 e 0,83	19.970	4,300378
2	0,85 e 0,83	25.630	4,408748
3	0,85 e 0,83	33.710	4,527758
4	0,85 e 0,83	35.490	4,550106
5	0,85 e 0,83	57.490	4,759592
MÉDIA		34.458	4,537290

**Figura 3.11** Número de ciclos à fadiga para tensão constante e tensão variável.

3.3 Ensaios à Fadiga no Concreto de Alto Desempenho

3.3.1 Ensaios com o Concreto Seco a Tensão Constante

A Tabela 3.12 e a Figura 3.12 apresentam os resultados obtidos para os ensaios à fadiga com tensão constante e frequência de 10 Hz, que buscavam alcançar um número de ciclos de aproximadamente 10^5 . A relação entre tensões (RT) obtida para o propósito foi $RT = 0,73$, o que significa que para se atingir um número de ciclos de aproximadamente $N = 100.000$ foi necessário aplicar uma carga dinâmica com valor de 73% da carga estática que levaria o concreto à ruptura por tração na flexão.

Tabela 3.12 Número de ciclos à fadiga com frequência de 10 Hz e relação entre tensões constante ($RT = 0,73$)

Amostra	Relação entre tensões	Número de ciclos (N)	log N
1	0,73	104.320	5,018364
2	0,73	175.200	5,243534
3	0,73	181.150	5,258038
4	0,73	183.360	5,263604
5	0,73	199.630	5,300225
6	0,73	270.770	5,432600
MÉDIA		185.738	5,268901

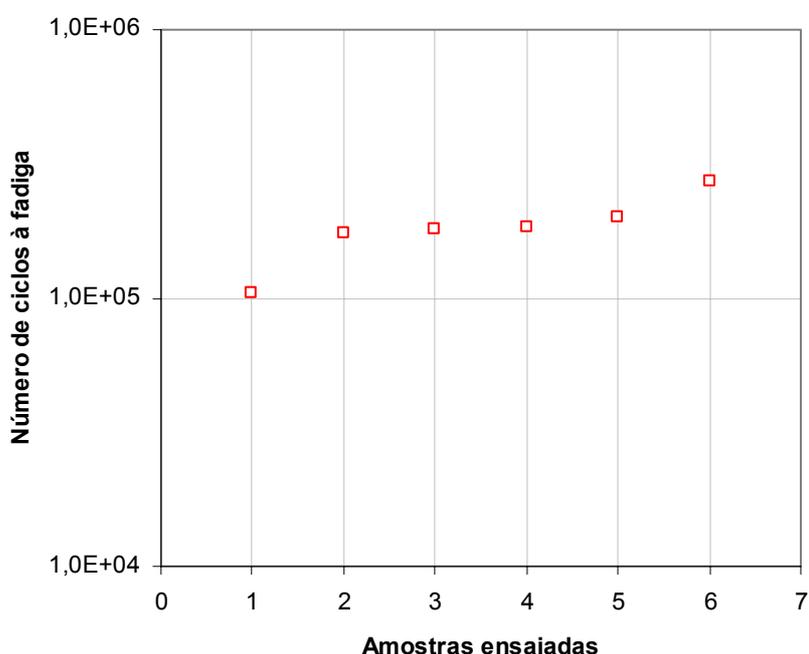


Figura 3.12 Número de ciclos à fadiga para relação entre tensões $RT = 0,73$ e frequência de 10 Hz.

Os resultados obtidos nos ensaios apresentam resistência à fadiga elevada, quando comparados com os modelos experimentais de autores como Yao (1990) e Tepfers e Kutti (1979) que obtiveram uma relação entre tensões de 0,65 para alcançar 10^5 repetições de carga. Contudo, estes autores realizaram ensaios à fadiga no concreto convencional, certamente diferente do concreto de alto desempenho empregado no presente estudo.

Uma comparação mais balizada e de extrema importância para esta pesquisa é resultante da confrontação entre a relação entre tensões obtida em laboratório e aquela obtida em campo (Balbo, 1999) para o mesmo concreto de alto desempenho. No primeiro caso (laboratório), para alcançar a média de 185.738 ciclos, foi necessária uma relação entre tensões de $RT = 0,73$, enquanto que para o segundo caso (campo) a relação entre tensões necessária para atingir o mesmo número de ciclos (calculado a partir do modelo de fadiga proposto por Balbo, 1999) foi $RT = 0,60$. Esta comparação indicaria que os ensaios em laboratório superestimariam a vida de fadiga do concreto.

Obtida a relação entre tensões $RT = 0,73$ que leva o concreto à ruptura a um número de ciclos à fadiga de aproximadamente 10^5 com uma frequência de 10 Hz, realizou-se ensaios à fadiga com frequência de 5 Hz, adotando-se a mesma relação entre tensões, com o intuito de observar se, da mesma forma que ocorreu com o concreto convencional, o número de ciclos à fadiga reduziria com a redução da frequência de aplicação de cargas. A Tabela 3.13 e a Figura 3.13 apresentam os resultados obtidos para o CAD com frequência de 5 Hz.

Tabela 3.13 Número de ciclos à fadiga com frequência de 5 Hz e relação entre tensões constante ($RT = 0,73$)

Amostra	Relação entre tensões	Número de ciclos (N)	log N
1	0,73	6.420	3,807535
2	0,73	17.690	4,247728
3	0,73	17.730	4,248708
4	0,73	18.780	4,273696
5	0,73	19.280	4,285107
6	0,73	19.720	4,294907
MÉDIA		16.603	4,220195

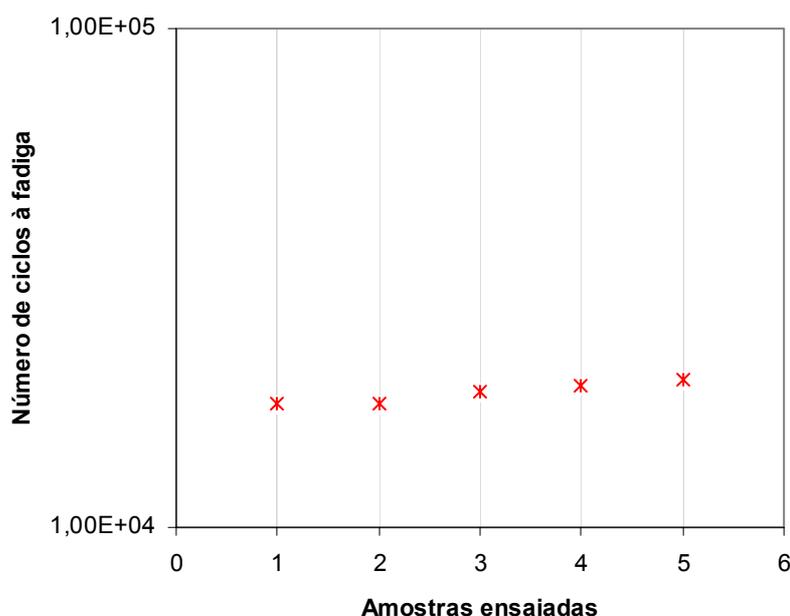


Figura 3.13 Número de ciclos à fadiga para relação entre tensões $RT = 0,73$ e frequência de 5 Hz.

Comparando-se os resultados dos ensaios com 5 Hz e 10 Hz, para uma relação entre tensões $RT = 0,73$, é possível observar que o CAD se comportou da mesma forma que o concreto convencional, reduzindo a resistência à fadiga com o decréscimo da frequência de aplicação da carga. Esta redução foi da ordem de 90% quando se reduziu a frequência de 10 Hz para 5 Hz. Este comportamento é observado na Figura 3.14 e indica que os ensaios em laboratório a uma frequência de 10 Hz estariam superestimando o comportamento à fadiga de um pavimento de concreto, uma vez que em condições reais de pista, geralmente ocorrem frequências inferiores a este valor.

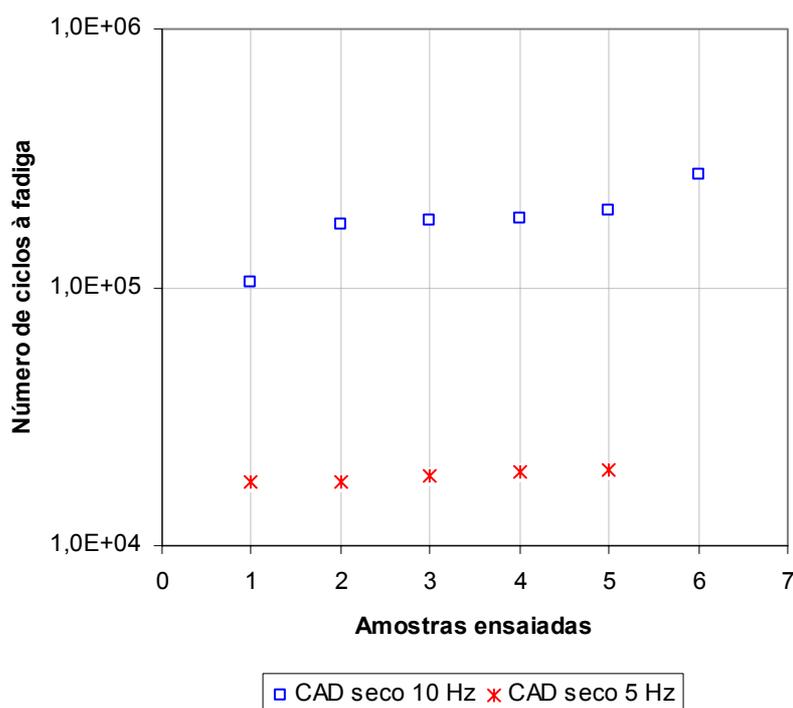


Figura 3.14 Número de ciclos à fadiga para relação entre tensões $RT = 0,73$ e frequências de 5 Hz e 10 Hz.

Com o intuito de construir um modelo experimental à fadiga para o concreto de alto desempenho, foi necessária a realização de ensaios que atingissem aproximadamente 5×10^5 ciclos e aproximadamente 10^6 ciclos.

A Tabela 3.14 e a Figura 3.15 apresentam os resultados obtidos para os ensaios à fadiga com tensão constante e frequência de 10 Hz, que buscavam alcançar um número de ciclos $N = 5 \times 10^5$. A relação entre tensões obtida para o propósito foi $RT = 0,69$, ou seja, para atingir um número de ciclos de aproximadamente $N = 500.000$ foi necessário aplicar uma carga dinâmica com valor de 69% da carga estática que levaria o concreto à ruptura por tração na flexão.

Na Tabela 3.15 e na Figura 3.16 são apresentados os valores obtidos nos ensaios à fadiga com tensão constante e frequência de 10 Hz, que buscavam atingir um número de ciclos $N = 10^6$. A relação entre tensões obtida para o propósito foi $RT = 0,65$, o que indica um resultado mais satisfatório quando comparado àquele obtido em campo, onde para se atingir um milhão de repetições foi necessária uma relação entre tensões de $RT = 0,35$ (Balbo, 1999).

Tabela 3.14 Número de ciclos à fadiga com freqüência de 10 Hz e relação entre tensões constante (RT = 0,69)

Amostra	Relação entre tensões	Número de ciclos (N)	log N
1	0,69	3.730	3,571708
2	0,69	397.230	5,599042
3	0,69	424.430	5,627806
4	0,69	427.680	5,631119
5	0,69	444.650	5,648018
6	0,69	480.380	5,881585
7	0,69	521.230	5,717029
MÉDIA		385.618	5,586158

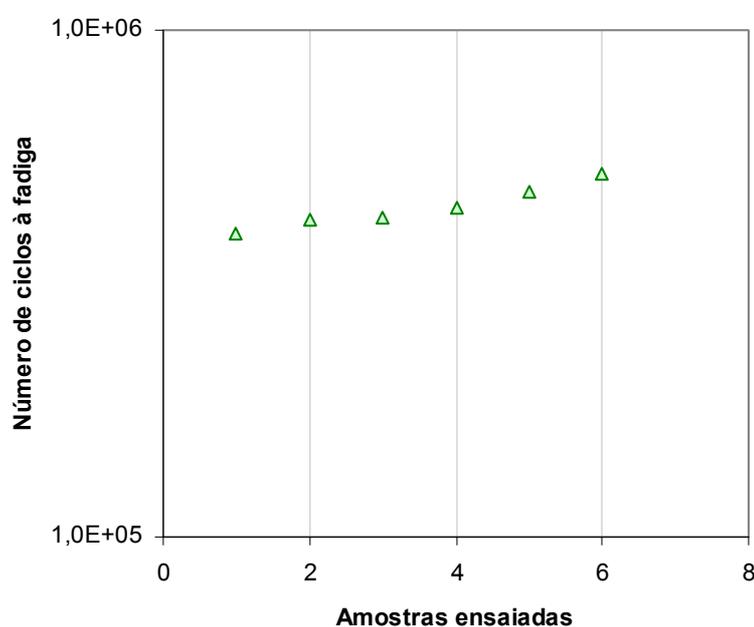


Figura 3.15 Número de ciclos à fadiga para relação entre tensões RT = 0,69 e freqüência 10 Hz.

Tabela 3.15 Número de ciclos à fadiga com freqüência de 10 Hz e relação entre tensões constante (RT = 0,65)

Amostra	Relação entre tensões	Número de ciclos (N)	log N
1	0,65	635.150	5,802876
2	0,65	749.080	5,874528
3	0,65	764.650	5,883463
4	0,65	899.530	5,951109
5	0,65	997.460	5,998895
6	0,65	1.165.050	6,066345
MÉDIA		868.486	5,938763

A Tabela 3.16 apresenta os resultados dos ensaios à fadiga realizados em três níveis de tensão distintos daqueles apresentados anteriormente, que foram realizados com o intuito de atingir os números de ciclos previamente estipulados e relatados anteriormente neste item.

A Figura 3.17 ilustra os resultados obtidos para os ensaios à fadiga realizados no CAD no estado seco para vários níveis de tensão constante e uma frequência de 10 Hz. A análise destes resultados encontra-se no Capítulo 4, quando estarão desenvolvidas as regressões lineares dos dados obtidos.

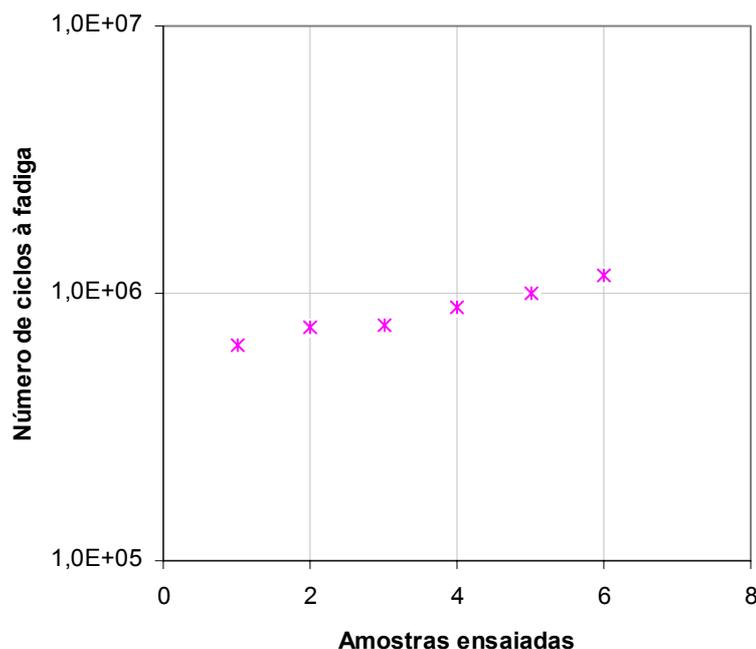


Figura 3.16 Número de ciclos à fadiga para relação entre tensões RT = 0,65 e frequência 10 Hz.

Tabela 3.16 Número de ciclos à fadiga com frequência de 10 Hz e relação entre tensões constante

Amostra	Relação entre tensões	Número de ciclos (N)	log N
1	0,78	21.050	4,323252
2	0,78	22.980	4,36135
3	0,78	25.970	4,414472
4	0,78	26.520	4,426511
5	0,78	29.430	4,46879
6	0,78	32.440	4,511081
7	0,80	8.290	3,918555
8	0,80	8.970	3,952792
9	0,80	9.850	3,993437
10	0,83	7.230	3,859138
11	0,83	7.800	3,892095
12	0,83	8.220	3,914872

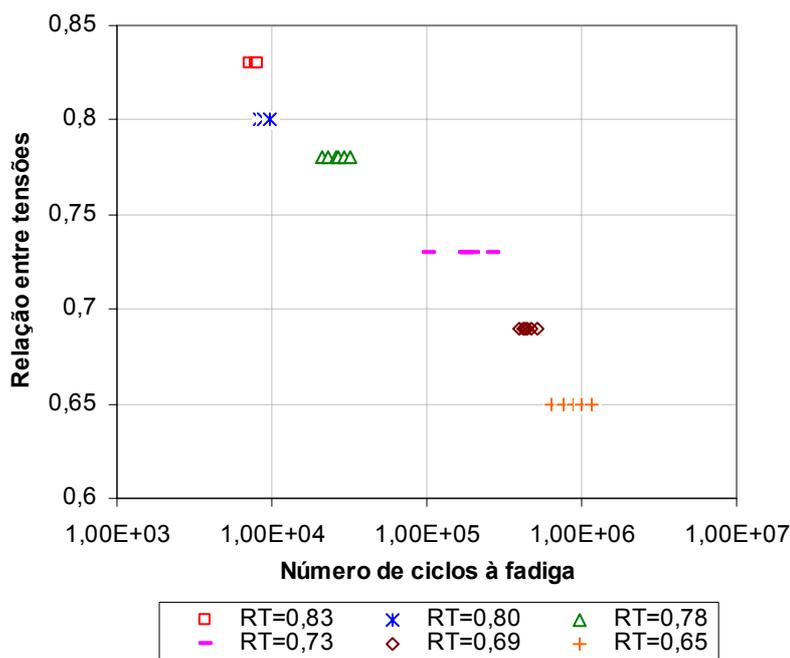


Figura 3.17 Número de ciclos à fadiga obtido para o CAD no estado seco com tensão constante a uma frequência de 10 Hz.

3.3.2 Ensaio com o Concreto Saturado a Tensão Constante

Como o concreto de alto desempenho apresentou resistência estática distinta para os estados seco e saturado, a relação entre tensões exposta neste item foi determinada em função da resistência à tração na flexão estática ($f_{ct,f}$) do concreto no estado saturado que foi de 7,0 MPa.

A Tabela 3.17 apresenta os resultados dos ensaios à fadiga realizados em amostras saturadas para o nível de relação entre tensões (em função da resistência estática do concreto saturado) de $RT = 0,83$. Se o nível da relação entre tensões fosse considerada em função da resistência estática do concreto seco, o resultado seria superior à própria resistência estática, apresentando uma relação de $RT = 1,06$.

A Figura 3.18 ilustra os resultados obtidos para o concreto seco e saturado para um nível de relação entre tensões de $RT = 0,83$, sendo estes em função, respectivamente, da resistência estática seca e da resistência estática saturada. A representação gráfica mostra claramente que o número de ciclos à fadiga para o concreto saturado é superior ao do concreto seco, da mesma forma que ocorre na resistência estática, onde possivelmente esteja a resposta para tal comportamento.

Tabela 3.17 Número de ciclos à fadiga para amostras saturadas com frequência de 10 Hz e relação entre tensões $RT = 0,83$ (em função da resistência estática saturada)

Amostra	Relação entre tensões	Número de ciclos (N)	log N
1	0,83	9.600	3,982271
2	0,83	12.220	4,087071
3	0,83	12.580	4,099681
4	0,83	14.940	4,174351
5	0,83	21.720	4,33686
MÉDIA		14.212	4,152655

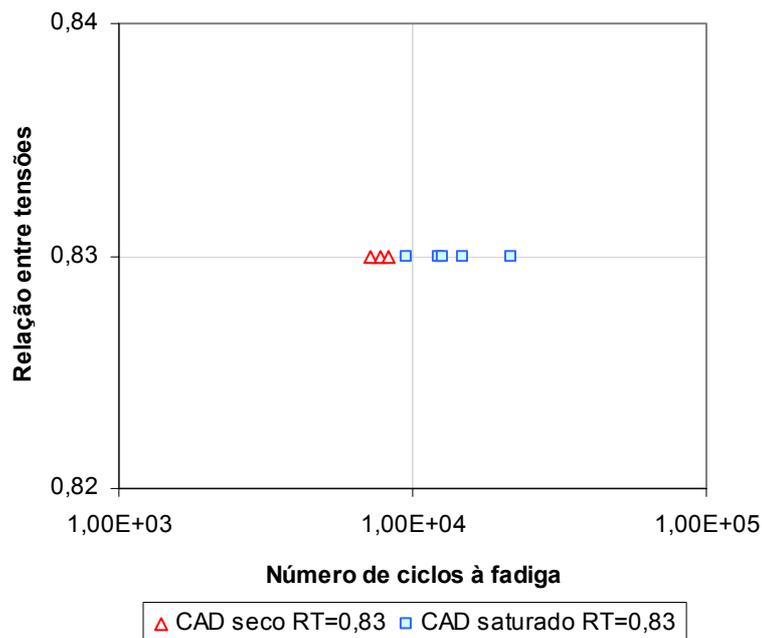


Figura 3.18 Número de ciclos à fadiga para amostras secas e saturadas com RT = 0,83.

3.3.3 Ensaio do Concreto com Diferente Tensão Mínima ($\sigma_{\min}/f_{ct,f}$)

Com o intuito de verificar se ocorreriam alterações no número de ciclos à fadiga do CAD (seco) com o aumento da relação entre tensões mínima ($\sigma_{\min}/f_{ct,f} = R$), que para todos os ensaios foi $R = 0,07$, foram arbitrados dois novos valores: $R = 0,20$ e $R = 0,40$. Com estes dois novos níveis de tensão mínima foram realizados ensaios com relações entre tensões máximas de $RT = 0,73$ e $RT = 0,78$, mantendo-se cada ensaio com RT constante

Nas Tabelas 3.18 e 3.19 estão apresentados os resultados dos ensaios à fadiga com tensões mínimas de, respectivamente, $R = 0,20$ e $R = 0,40$, para uma relação entre tensões $RT = 0,73$. A Figura 3.19 ilustra estes resultados em conjunto com os valores obtidos nos ensaios à fadiga com $R = 0,07$, podendo-se observar que existe pouca ou nenhuma influência do aumento de R no número de ciclos à fadiga, possivelmente pelo fato de se ter aumentado a tensão mínima em função da relação entre tensões, o que significa uma elevação pequena comparada ao comportamento em campo onde as tensões mínimas crescem em maior grandeza, não estando apenas em função das cargas do tráfego, mas também do clima.

Tabela 3.18 Número de ciclos à fadiga para amostras secas com frequência de 10 Hz, relação entre tensões $RT = 0,73$ e $R = 0,20$

Amostra	RT	R	Número de ciclos (N)	log N
1	0,73	0,20	138.090	5,140162
2	0,73	0,20	171.120	5,233301
3	0,73	0,20	185.070	5,267336
4	0,73	0,20	188.820	5,276048
5	0,73	0,20	190.090	5,278959
6	0,73	0,20	230.120	5,361954
	MÉDIA		183.885	5,264546

Tabela 3.19 Número de ciclos à fadiga para amostras secas com frequência de 10 Hz, relação entre tensões $RT = 0,73$ e $R = 0,40$

Amostra	RT	R	Número de ciclos (N)	log N
1	0,73	0,40	127.080	5,104077
2	0,73	0,40	165.090	5,217721
3	0,73	0,40	182.430	5,261096
4	0,73	0,40	199.330	5,299573
5	0,73	0,40	209.620	5,321433
6	0,73	0,40	243.720	5,386891
	MÉDIA		187.878	5,273877

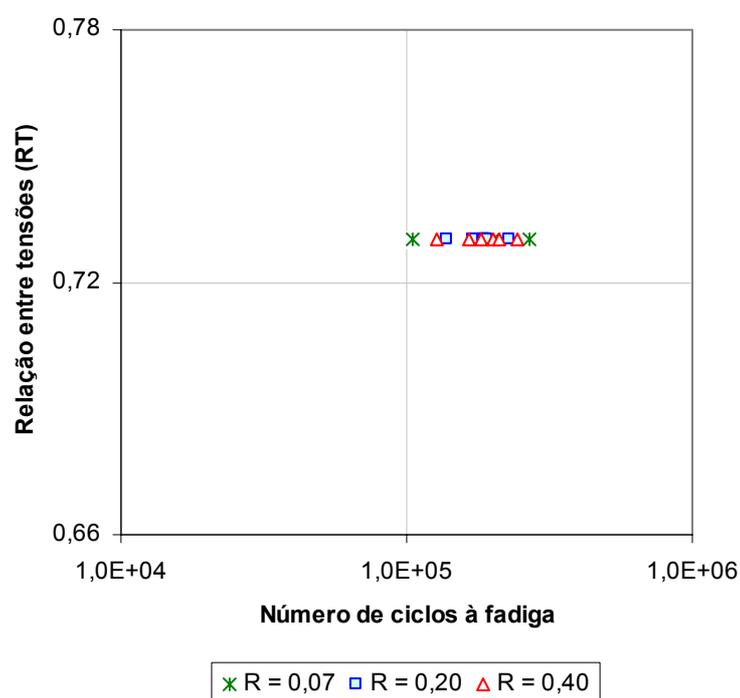


Figura 3.19 Número de ciclos à fadiga para amostras secas com $RT = 0,73$ e diferentes tensões mínimas (R).

As Tabelas 3.20 e 3.21 apresentam os resultados dos ensaios à fadiga com tensões mínimas de, respectivamente, $R = 0,20$ e $R = 0,40$, para uma relação entre tensões $RT = 0,78$.

Tabela 3.20 Número de ciclos à fadiga para amostras secas com frequência de 10 Hz, relação entre tensões $RT = 0,78$ e $R = 0,20$

Amostra	RT	R	Número de ciclos (N)	log N
1	0,78	0,20	20.040	4,301898
2	0,78	0,20	21.990	4,342225
3	0,78	0,20	27.820	4,444357
4	0,78	0,20	29.070	4,463445
5	0,78	0,20	29.370	4,467904
6	0,78	0,20	33.090	4,519697
	MÉDIA		26.896	4,429698

Tabela 3.21 Número de ciclos à fadiga para amostras secas com frequência de 10 Hz, relação entre tensões $RT = 0,78$ e $R = 0,40$

Amostra	RT	R	Número de ciclos (N)	log N
1	0,78	0,40	19.690	4,294246
2	0,78	0,40	23.240	4,306125
3	0,78	0,40	26.720	4,426755
4	0,78	0,40	29.190	4,465264
5	0,78	0,40	31.990	4,505136
6	0,78	0,40	37.560	4,574737
MÉDIA			28.060	4,448173

Na Figura 3.20 pode-se visualizar os resultados obtidos para os ensaios à fadiga com relação entre tensões constante ($RT = 0,78$), para diferentes níveis de tensões mínimas, podendo-se observar que, da mesma forma que ocorreu para $RT = 0,73$, praticamente não ocorreram variações no comportamento à fadiga para os diferentes níveis de R.

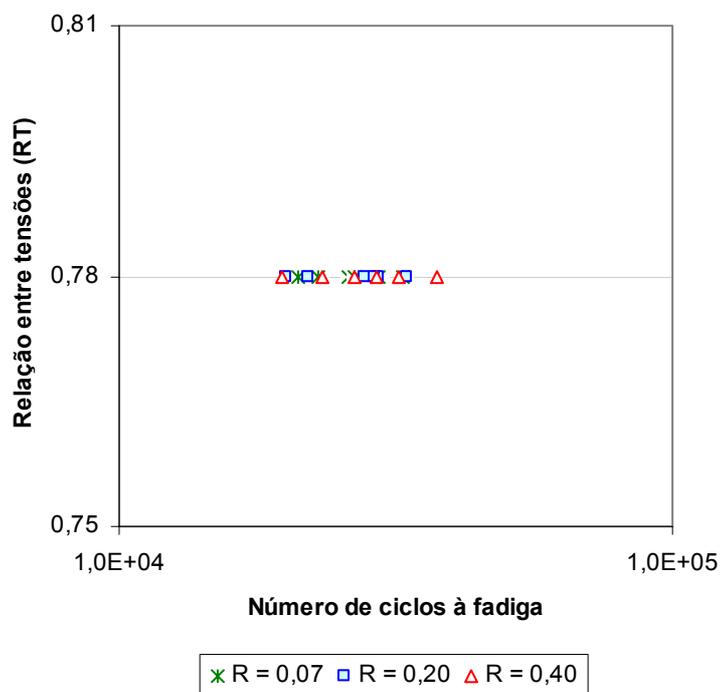


Figura 3.20 Número de ciclos à fadiga para amostras secas com $RT = 0,78$ e diferentes tensões mínimas (R).

3.3.4 Ensaios do CAD com Tensão Variável Conforme a História de Tensões no WTUD na Rodovia Castelo Branco

A Tabela 3.22 e a Figura 3.21 apresentam o número de ciclos obtidos nos ensaios à fadiga realizados no laboratório para cada nível de tensão obtido em campo. Os resultados mostraram que o número de ciclos necessários para levar o concreto à ruptura, em laboratório, foi de 5 a 6 vezes superior àquele obtido em campo. Isto significa que, para cada um dos níveis de tensão ocorridos em campo (e que levaram à ruptura do concreto), foram necessários de 5 a 6 ciclos de repetições, para que ocorresse a ruptura em laboratório. Estes resultados confirmam que os

ensaios laboratoriais superestimam a vida útil de um pavimento de concreto devido aos diversos fatores já discutidos neste trabalho.

Os resultados obtidos nos ensaios variando tensão, em laboratório, foram posteriormente confrontados com aqueles obtidos em campo, podendo-se fazer uma calibração do comportamento à fadiga em campo e em laboratório, que se tratou de um dos objetivos explícitos deste trabalho.

Tabela 3.22 Número de ciclos à fadiga para amostras secas com frequência de 10 Hz e relação entre tensões variando conforme a história de tensões da Castelo Branco

σ (MPa)	RT	Número de ciclos à fadiga					
		Ensaio 1	Ensaio 2	Ensaio 3	Ensaio 4	Ensaio 5	Ensaio 6
Número de ciclos aplicados na Primeira série							
2,32	0,39	8.779	8.779	8.779	8.779	8.779	8.779
2,66	0,44	10.862	10.862	10.862	10.862	10.862	10.862
2,96	0,49	8.773	8.773	8.773	8.773	8.773	8.773
3,28	0,55	8.835	8.835	8.835	8.835	8.835	8.835
3,54	0,59	4.242	4.242	4.242	4.242	4.242	4.242
3,72	0,62	17.305	17.305	17.305	17.305	17.305	17.305
3,90	0,65	40.470	40.470	40.470	40.470	40.470	40.470
4,10	0,68	26.187	26.187	26.187	26.187	26.187	26.187
4,26	0,71	7.654	7.654	7.654	7.654	7.654	7.654
4,42	0,74	1.845	1.845	1.845	1.845	1.845	1.845
4,56	0,76	1.399	1.399	1.399	1.399	1.399	1.399
4,68	0,78	1.161	1.161	1.161	1.161	1.161	1.161
4,78	0,80	476	476	476	476	476	476
4,85	0,81	238	238	238	238	238	238
Número de ciclos aplicados na Segunda série							
Idem à primeira série							
Número de ciclos aplicados na Terceira série							
Idem à primeira série							
Número de ciclos aplicados na Quarta série							
Idem à primeira série							
Número de ciclos aplicados na Quinta série							
Idem à primeira série							
Número de ciclos aplicados na Sexta série (ruptura)							
σ (MPa)	RT						
2,32	0,39	8.779	8.779	8.779	8.779	8.779	8.779
2,66	0,44	10.862	10.862	10.862	10.862	10.862	10.862
2,96	0,49	8.773	8.773	8.773	8.773	8.773	8.773
3,28	0,55	8.835	8.835	8.835	8.835	8.835	8.835
3,54	0,59	4.242	4.242	4.242	4.242	4.242	4.242
3,72	0,62	17.305	17.305	17.305	17.305	17.305	17.305
3,90	0,65	40.470	40.470	40.470	40.470	40.470	40.470
4,10	0,68	26.187	26.187	26.187	26.187	26.187	26.187
4,26	0,71	5.260	7.654	7.654	7.654	7.654	7.654
4,42	0,74	0	740	950	1.845	1.845	1.845
4,56	0,76	0	0	0	130	1.399	1.399
4,68	0,78	0	0	0	0	1.161	1.161
4,78	0,80	0	0	0	0	476	476
4,85	0,81	0	0	0	0	170	200

σ (MPa)	RT	Número de ciclos totais (à ruptura)					
2,32	0,39	52.674	52.674	52.674	52.674	52.674	52.674
2,66	0,44	65.172	65.172	65.172	65.172	65.172	65.172
2,96	0,49	52.638	52.638	52.638	52.638	52.638	52.638
3,28	0,55	53.010	53.010	53.010	53.010	53.010	53.010
3,54	0,59	25.452	25.452	25.452	25.452	25.452	25.452
3,72	0,62	103.830	103.830	103.830	103.830	103.830	103.830
3,90	0,65	242.820	242.820	242.820	242.820	242.820	242.820
4,10	0,68	157.122	157.122	157.122	157.122	157.122	157.122
4,26	0,71	43.530	45.924	45.924	45.924	45.924	45.924
4,42	0,74	9.250	9.990	10.200	11.070	11.070	11.070
4,56	0,76	7.000	7.000	7.000	7.130	8.394	8.394
4,68	0,78	5.850	5.850	5.850	5.850	6.966	6.966
4,78	0,80	2.400	2.400	2.400	2.400	2.856	2.856
4,85	0,81	1.250	1.250	1.250	1.250	1.420	1.450
Total		821.998	825.132	825.342	826.342	829.348	829.378

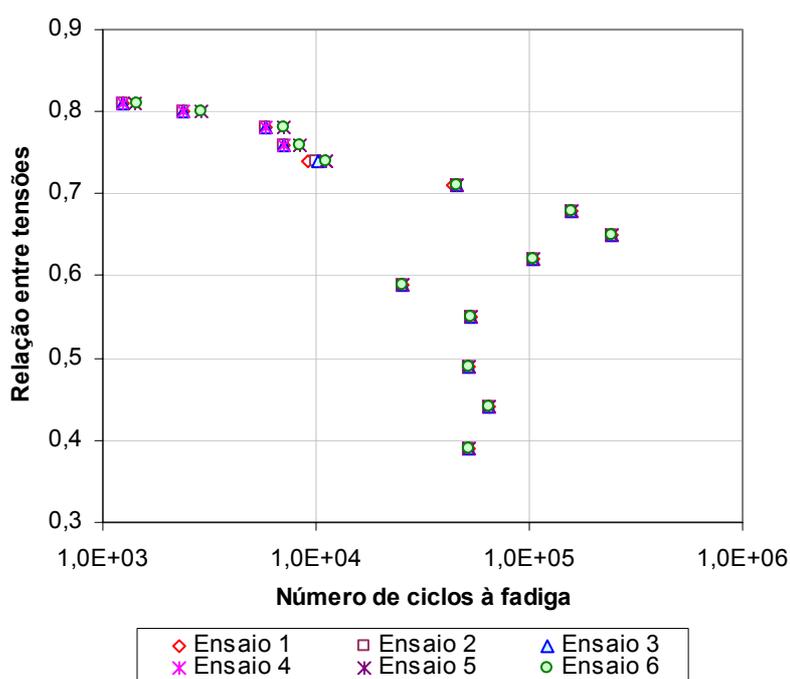


Figura 3.21 Número de ciclos à fadiga para amostras secas com freqüência de 10 Hz e relação entre tensões variando conforme a história de tensões da Castelo Branco.

Infelizmente, por questões de limitações do equipamento de ensaio dinâmico empregado na pesquisa, as tensões não foram aplicadas aleatoriamente nos testes laboratoriais, conforme ocorreu em pista. Seria muito importante que esta situação pudesse ser considerada no futuro, o que permitiria uma proximidade ainda maior com as condições reais em campo.

No Capítulo 4 serão apresentadas análises estatísticas para os ensaios desenvolvidos com o CAD, objetivando-se determinar a normalidade dos resultados obtidos para cada ensaio realizado, comparar os diversos testes dois a dois, verificando se existe diferença significativa entre eles e desenvolver modelos experimentais à fadiga.

ANÁLISE DOS RESULTADOS E MODELAGEM À FADIGA

A resistência à fadiga do concreto convencional e do concreto de alto desempenho foi avaliada por meio da realização de 160 ensaios à fadiga em tração na flexão, construindo-se modelos matemático-estatísticos de fadiga para ambos os concretos em situações diversas, considerando-se diferentes níveis de tensão (σ_{\max} e σ_{\min}) aplicados.

Os modelos de fadiga obtidos neste trabalho serão descritos neste capítulo e, para analisá-los, primeiramente é apresentada uma avaliação estatística formal dos resultados obtidos e, posteriormente, comparações dos resultados entre si e entre os modelos obtidos e outros propostos em experimentos similares, realizados no passado em outros países, já percorridos na revisão bibliográfica dessa tese.

Por fim, mas não menos importante, é buscada uma calibração da relação laboratório-campo para o CAD estudado, conforme descrito nos objetivos do trabalho realizado. Uma aplicação dos modelos desenvolvidos é apresentada, ao final deste capítulo, buscando avaliar os impactos do emprego desses modelos nacionais de degradação por fadiga em projetos de pavimentos de concreto rodoviários, inferindo-se dados a partir de um caso real.

4.1 Análise Estatística dos Resultados

As análises estatísticas contidas neste capítulo tiveram como metas fundamentais: (a) inferir sobre a distribuição normal de resultados de fadiga para diferentes níveis de tensão considerando diferentes frequências de aplicação de carga e condições de umidade dos concretos; (b) comprovar por meio de testes de distribuição de probabilidade a normalidade dos resultados de ensaios; (c) realizar testes de hipótese (“t” de *Student*) comparando pares de ensaios, para verificação e comprovação da diversidade entre resultados; (d) realizar análises de variância para comparar três ou mais grupos de resultados de ensaios para comprovação ou não da diversidade entre os mesmos; e (e) realizar as regressões lineares dos dados para estabelecer modelos de fadiga descritos matematicamente. Para a realização das análises estatísticas dos resultados obtidos nos ensaios de fadiga foi utilizado o programa computacional STATGRAPHICS Plus Version 7.0 – SGRTS7.

Inicialmente, foi desenvolvido o sumário dos resultados que consta dos parâmetros que resumem os dados encontrados por meio de análises estatísticas tais como, média, mediana, quartis, moda, desvio padrão e coeficiente de variação. Posteriormente pretendia-se verificar se os resultados obtidos nos ensaios à fadiga representavam uma distribuição Normal (Gauss). Para isto aplicou-se o teste de Kolmogorov – Smirnov (teste K-S). Segundo Costa Neto (1977) um fenômeno é normal quando os valores da variável que o exprime encontram abrigo sob a curva normal (curva de sinos).

Moore (2000) esclarece que todas as distribuições normais têm a mesma forma global. A curva de densidade exata para uma distribuição normal particular é caracterizada por sua média μ e seu desvio padrão s . O desvio padrão é a medida natural de dispersão para distribuições normais. Na análise estatística 68% dos valores de uma distribuição normal se localizam entre $\mu \pm s$, 95% entre $\mu \pm 2s$; e 99,7% entre $\mu \pm 3s$. Ou seja, quanto mais os valores se situarem no intervalo central do sino, a normalidade estará mais acentuada. Uma outra forma de

representação da normalidade é o diagrama de probabilidade normal que demonstra onde os resultados se enquadram com relação aos dados citados acima.

A partir dos testes de normalidade realizados, foi possível constatar que todos os ensaios à fadiga, executados neste trabalho, seguem uma distribuição normal conforme se verá adiante. Após esta constatação, foi executada análise da variância (ANOVA). Este tipo de análise é possível ser realizado para dois ou mais grupos de resultados simultaneamente. Deste modo, foi aplicada para verificar se existia diferença significativa entre as médias de alguns dos experimentos que se julgava apresentarem resultados sem diferença significativa.

Após esta análise, aplicou-se o teste de hipótese paramétrico “t” de *Student* para comparar, dois a dois, se havia diferenças significativas entre as médias, possibilitando determinar quais ensaios atingem um maior número de ciclos à fadiga. Tal teste parte da hipótese de que não existe diferença significativa entre as médias (H_0 : Diferença entre as médias = 0) contra a hipótese alternativa (H_1 : Diferença entre as médias \neq 0). Considerando-se um nível de confiança de 95%, pode-se dizer que quando o resultado do teste for superior a 0,05 a hipótese nula não é rejeitada. Conseqüentemente, quando o valor do teste for inferior a 0,05 a hipótese nula é rejeitada.

Para complementar tais análises, foram construídos os diagramas em caixas. A caixa central tem suas extremidades nos quartis (25% e 75%) e assim abrange a metade interna dos dados. O segmento de reta dentro da caixa assinala a mediana. As linhas em ambos os extremos se estendem em até a maior e a menor observações isoladas. Quando existe a ocorrência de algum ponto com uma alta dispersão comparado aos demais valores, esse ponto é apresentado isoladamente.

Para se atingir um dos objetivos principais desta tese, qual seja, determinar modelos de ruptura por fadiga para o concreto convencional e para o concreto de alto desempenho, foi necessário realizar análises de regressão linear com os pares de resultados de ensaios à fadiga (RT e log N). Aproveitou-se também para determinar modelos para o concreto convencional saturado e com diferentes frequências de aplicação das cargas.

Segundo Spiegel (1978) um dos principais objetivos do ajustamento estatístico é estimar uma das variáveis (a variável dependente) em função da outra (a variável independente). Tal processo de estimativa costuma designar-se regressão. Uma boa maneira de determinar se há relação entre as duas variáveis é traçar um gráfico chamado diagrama de dispersão, em que os pontos obtidos no experimento são ajustados resultando no modelo de regressão. Quanto mais próximos os resultados do experimento estiverem da curva de regressão, maior é a correlação entre as variáveis, o que garante uma maior confiança nos resultados obtidos a partir do modelo determinado.

Na seqüência estarão apresentadas todas as análises estatísticas realizadas para os ensaios à fadiga no concreto, que foram introduzidas neste capítulo por serem de primordial importância na verificação dos resultados alcançados, principalmente por se tratarem de ensaios não conduzidos anteriormente no Brasil.

4.1.1 Sumário dos Resultados

Nas Tabelas 4.1 a 4.10 apresenta-se o sumário dos resultados para todos os ensaios à fadiga realizados que inclui alguns parâmetros estatísticos (descritivos) relacionados aos ensaios tais como média, mediana, variância, desvio padrão, coeficiente de variação, etc.

Com o intuito de ilustrar a interpretação dos valores obtidos nas referidas tabelas, selecionou-se a Tabela 4.1 que apresenta os dados estatísticos para os ensaios no concreto convencional seco com freqüências de 10, 5 e 1 Hz para desenvolver uma breve discussão. Desta Tabela observa-se que a média dos resultados dos ensaios com $RT = 0,83$ e $f = 10$ Hz foi 109.105 enquanto que para $f = 5$ Hz foi 4.311 e para $f = 1$ Hz foi 6.574. Ainda se constata que 50% dos valores de $f = 10$ Hz foram superior a 120.035 enquanto para $f = 5$ Hz e $f = 1$ Hz foram superiores a 3.330 e 4.620, respectivamente. Para a freqüência de 10 Hz o valor que mais se repetiu foi 103.080 enquanto que para 5 e 1 Hz foi 2.360 e 4.270, respectivamente.

O valor mínimo obtido para as freqüências de 10 , 5 e 1 Hz foi de, respectivamente, 28.160, 2.280 e 3.560 e o máximo foi de 209.390, 10.430 e 13.830. Pelo fato de apresentar um intervalo entre os resultados bastante expressivo nos valores de 181.230, 8.150 e 10.270 para as freqüências de 10, 5 e 1 Hz, respectivamente, observa-se que o coeficiente de variação dos três ensaios foi elevado, pois obteve-se 51,33% , 72,11% e 64,02% para as referidas freqüências. Apesar disto é possível observar que a freqüência de 10 Hz apresentou resultados com maior homogeneidade do que as outras duas.

Nos ensaios, 25% dos valores foram inferiores a 57.175, 2.360 e 4.270, enquanto que 25% dos resultados foram iguais ou superiores a 143.715, 4.140 e 6.590 para as freqüências de 10, 5 e 1 Hz, respectivamente. Esta discussão leva a crer que existe uma diferença significativa entre os resultados de $f = 10$ Hz e aqueles de 5 e 1 Hz, ao mesmo tempo em que parece não existir diferença significativa entre os valores para f de 5 e de 1 Hz. Todavia, não se pode afirmar que as diferenças sejam ou não significativas sem testar a hipótese de igualdade de duas médias (teste “t” que será apresentado adiante) e, sem antes determinar se os valores obtidos seguem uma distribuição Normal.

Tabela 4.1 Sumário dos resultados para nível de tensão constante ($RT=0,83$) e freqüências distintas no concreto convencional

Variável	f = 10 Hz	f = 5 Hz	f = 1 Hz
Número de Amostra	12	6	5
Média (ciclos)	109.105	4.311	6.574
Mediana (ciclos)	120.035	3.330	4.620
Moda (ciclos)	103.080	2.360	4.270
Variância (ciclos ²)	3.137E9	9667136	17715130
Desvio Padrão (ciclos)	5.6011	3.109	4.208
Mínimo (ciclos)	28.160	2.280	3.560
Máximo (ciclos)	209.390	10.430	13.830
Amplitude (ciclos)	181.230	8.150	10.270
Primeiro Quartil (ciclos)	57.175	2.360	4.270
Terceiro Quartil (ciclos)	143.715	4.140	6.590
Coeficiente de Variação (%)	51,33	72,11	64,02

Tabela 4. 2 Sumário dos resultados para diferentes níveis de tensão e frequência constante (f=10 Hz) no concreto convencional

Variável	RT = 0,79	RT = 0,80	RT = 0,85
Número de Amostra	7	3	3
Média (ciclos)	996.627	463.366	19.456
Mediana (ciclos)	981.120	433.120	17.430
Moda (ciclos)	753.800	409.330	11.780
Variância (ciclos ²)	1.287E1	5.469E9	78596633
Desvio Padrão (ciclos)	358.769	73.954	8.865,47
Mínimo (ciclos)	582.620	409.330	11.780
Máximo (ciclos)	1535290	547.650	29.160
Amplitude (ciclos)	952.670	138.320	17.380
Primeiro Quartil (ciclos)	659.180	409.330	11.780
Terceiro Quartil (ciclos)	1347680	547.650	29.160
Coeficiente de Variação (%)	35,99	15,96	45,56

Tabela 4.3 Sumário dos resultados para diferentes níveis de tensão no concreto convencional saturado

Variável	RT = 0,83	RT = 0,79	RT = 0,73
Número de Amostra	5	5	5
Média (ciclos)	5.636	7.486	46.270
Mediana (ciclos)	2.900	7.390	42.510
Moda (ciclos)	2.100	4.810	37.960
Variância (ciclos ²)	43871930	13688030	169836550
Desvio Padrão (ciclos)	6.623	3.699	13.032
Mínimo (ciclos)	2.030	4.000	34.370
Máximo (ciclos)	17.420	13.430	67.400
Amplitude (ciclos)	15.390	9.430	33.030
Primeiro Quartil (ciclos)	2.100	4.810	37.960
Terceiro Quartil (ciclos)	3.730	7.800	49.110
Coeficiente de Variação (%)	117,52	49,42	28,16

Tabela 4.4 Sumário dos resultados para tensão variável (crescente e decrescente) no concreto convencional

Variável	Crescente	Decrescente
Número de Amostra	9	6
Média (ciclos)	198.766	34.458
Mediana (ciclos)	188.690	33.710
Moda (ciclos)	183.420	25.630
Variância (ciclos ²)	3.02E9	204983320
Desvio Padrão (ciclos)	54.974	14.317
Mínimo (ciclos)	123.130	19.970
Máximo (ciclos)	285.440	57.490
Amplitude (ciclos)	162.310	37.520
Primeiro Quartil (ciclos)	173.840	25.630
Terceiro Quartil (ciclos)	205.870	35.490
Coeficiente de Variação (%)	27,65	41,54

Tabela 4.5 Sumário dos resultados para nível de tensão constante (RT=0,73) e frequências distintas no CAD

Variável	f = 10 Hz	f = 5 Hz
Número de Amostra	6	6
Média (ciclos)	185.738	16.603
Mediana (ciclos)	182.255	18.255
Moda (ciclos)	175.200	17.690
Variância (ciclos ²)	2.83E9	25553306
Desvio Padrão (ciclos)	53.273	5.055
Mínimo (ciclos)	104.320	6.420
Máximo (ciclos)	270.770	19.720
Amplitude (ciclos)	166.450	1.330
Primeiro Quartil (ciclos)	175.200	17.690
Terceiro Quartil (ciclos)	199.630	19.280
Coeficiente de Variação (%)	28,68	30,44

Tabela 4.6 Sumário dos resultados para diferentes níveis de tensão e frequência constante (f=10 Hz) no CAD

Variável	RT = 0,69	RT = 0,65	RT = 0,78	RT = 0,80	RT = 0,83
Número de Amostra	7	6	6	3	3
Média (ciclos)	385.618	868.486	26.398	9.036	7.750
Mediana (ciclos)	427.680	832.090	26.245	8.970	7.800
Moda (ciclos)	424.430	749.080	22.980	8290	7.230
Variância (ciclos ²)	3.00E10	3.70E11	7288696	611.733	246.900
Desvio Padrão (ciclos)	173.255	192.371	4.157	782	496
Mínimo (ciclos)	3.730	635.150	21.050	8.290	7.230
Máximo (ciclos)	521.230	1165050	32.440	9.850	8.220
Amplitude (ciclos)	517.500	529.900	11.390	1.560	990
Primeiro Quartil (ciclos)	397.230	749.080	22.980	8.290	7.230
Terceiro Quartil (ciclos)	480.380	997.460	29.430	9.850	8.220
Coeficiente de Variação (%)	44,92	22,15	15,75	8,65	6,41

Tabela 4.7 Sumário dos resultados para nível de tensão constante com CAD saturado

Variável	RT = 0,83
Número de Amostra	5
Média (ciclos)	14.212
Mediana (ciclos)	12.580
Moda (ciclos)	12.220
Variância (ciclos ²)	21200520
Desvio Padrão (ciclos)	4.604
Mínimo (ciclos)	9.600
Máximo (ciclos)	21.720
Amplitude (ciclos)	12.120
Primeiro Quartil (ciclos)	12.220
Terceiro Quartil (ciclos)	14.940
Coeficiente de Variação (%)	32,39

Tabela 4.8 Sumário dos resultados para tensão máxima constante (RT = 0,73) e diferentes tensões mínima no CAD

Variável	R = 0,20	R = 0,40
Número de Amostra	6	6
Média (ciclos)	183.885	187.878
Mediana (ciclos)	186.945	190.880
Moda (ciclos)	171.120	165.090
Variância (ciclos ²)	892412590	1.59e9
Desvio Padrão (ciclos)	29.873	39.918
Mínimo (ciclos)	138.090	127.080
Máximo (ciclos)	230.120	243.720
Amplitude (ciclos)	92.030	116.640
Primeiro Quartil (ciclos)	171.120	165.090
Terceiro Quartil (ciclos)	190.090	209.620
Coeficiente de Variação (%)	16,24	21,24

Tabela 4.9 Sumário dos resultados para tensão máxima constante (RT = 0,78) e diferentes tensões mínima no CAD

Variável:	R = 0,20	R = 0,40
Número de Amostra	6	6
Média (ciclos)	26.896	28.064
Mediana (ciclos)	28.445	27.953
Moda (ciclos)	21.990	23.236
Variância (ciclos ²)	24227986	40426426
Desvio Padrão (ciclos)	4.922	6.358
Mínimo (ciclos)	20.040	19.690
Máximo (ciclos)	33.090	37.561
Amplitude (ciclos)	13.050	17.871
Primeiro Quartil (ciclos)	21.990	23.236
Terceiro Quartil (ciclos)	29.370	31.990
Coeficiente de Variação (%)	18,30	22,65

Tabela 4.10 Sumário dos resultados para tensão variável no CAD (história real)

Variável:	CAD variável
Número de Amostra	6
Média (ciclos)	826.256
Mediana (ciclos)	825.842
Moda (ciclos)	825.342
Variância (ciclos ²)	7908815
Desvio Padrão (ciclos)	2.812
Mínimo (ciclos)	821.998
Máximo (ciclos)	829.378
Amplitude (ciclos)	7.380
Primeiro Quartil (ciclos)	825.132
Terceiro Quartil (ciclos)	829.348
Coeficiente de Variação (%)	0,34

4.1.2 Análises de Distribuição Normal dos Resultados

Para testar a hipótese de que existe ou não diferença significativa entre os números de ciclos à fadiga obtidos para cada dois pares de ensaio realizados, deve-se, anteriormente, testar se as amostras provêm de uma população Normal.

Para cada um dos ensaios à fadiga realizados no concreto convencional e no concreto de alto desempenho foi verificado se os resultados obtidos seguem uma distribuição normal, aplicando-se o teste estatístico de Kolmogorov – Smirnov (teste K-S), cujos resultados estão sendo apresentados nas Tabelas 4.11 a 4.19 e ilustrado nas Figuras 4.1 a 4.9.

A partir das análises estatísticas de normalidade, verificou-se que todos os resultados obtidos para os ensaios à fadiga realizados no concreto convencional e no concreto de alto desempenho seguem uma distribuição normal, pois aplicando o teste K-S obteve-se um nível de significância maior que 0,05 para todas as amostragens, conforme se verifica na seqüência.

Tabela 4.11 Teste K-S para nível de tensão constante (RT=0,83) e freqüências distintas no concreto convencional

Variável	f = 10 Hz	f = 5 Hz	f = 1 Hz
Estimativa estatística de KOLMOGOROV DPLUS	0,158305	0,355352	0,298481
Estimativa estatística de KOLMOGOROV DMINUS	0,147409	0,256736	0,236965
Estimativa estatística global	0,150385	0,355352	0,298481
Nível de significância aproximado	0,948945	0,434824	0,764553

Tabela 4.12 Teste K-S para diferentes níveis de tensão e freqüência constante (f=10 Hz) no concreto convencional

Variável	RT = 0,79	RT = 0,80	RT = 0,85
Estimativa estatística de KOLMOGOROV DPLUS	0,179317	0,325397	0,257081
Estimativa estatística de KOLMOGOROV DMINUS	0,124257	0,232486	0,196467
Estimativa estatística global	0,179317	0,325397	0,257081
Nível de significância aproximado	0,977996	0,908508	0,988827

Tabela 4.13 Teste K-S para diferentes níveis de tensão no concreto convencional saturado

Variável	RT = 0,83	RT = 0,79	RT = 0,73
Estimativa estatística de KOLMOGOROV DPLUS	0,413237	0,266179	0,213742
Estimativa estatística de KOLMOGOROV DMINUS	0,293076	0,173036	0,180586
Estimativa estatística global	0,413237	0,266179	0,213742
Nível de significância aproximado	0,360425	0,870581	0,976332

Tabela 4.14 Teste K-S para tensão variável (crescente e decrescente) no concreto convencional

Variável	Crescente	Decrescente
Estimativa estatística de KOLMOGOROV DPLUS	0,226373	0,271266
Estimativa estatística de KOLMOGOROV DMINUS	0,162804	0,155785
Estimativa estatística global	0,226373	0,271266
Nível de significância aproximado	0,745655	0,855467

Tabela 4.15 Teste K-S para nível de tensão constante (RT=0,83) e freqüências distintas no CAD

Variável	f = 10 Hz	f = 5 Hz
Estimativa estatística de KOLMOGOROV DPLUS	0,230466	0,268763
Estimativa estatística de KOLMOGOROV DMINUS	0,254927	0,418442
Estimativa estatística global	0,254927	0,418442
Nível de significância aproximado	0,830361	0,24419

Tabela 4.16 Teste K-S para diferentes níveis de tensão e freqüência constante (f=10 Hz) no CAD

Variável	RT = 0,69	RT = 0,65	RT = 0,78	RT = 0,80	RT = 0,83
Estimativa estatística de KOLMOGOROV DPLUS	0,216893	0,205325	0,137742	0,200635	0,185671
Estimativa estatística de KOLMOGOROV DMINUS	0,383861	0,112573	0,108508	0,184137	0,206746
Estimativa estatística global	0,383861	0,205325	0,137742	0,200635	0,206746
Nível de significância aproximado	0,253649	0,962032	0,999854	0,999736	0,999536

Tabela 4.17 Teste K-S para tensão máxima constante e mínima distinta no CAD

Variável	RT = 0,73 e R = 0,20	RT = 0,73 e R = 0,40	RT = 0,78 e R = 0,20	RT = 0,80 e R = 0,40
Estimativa estatística de KOLMOGOROV DPLUS	0,251059	0,126327	0,173916	0,109509
Estimativa estatística de KOLMOGOROV DMINUS	0,18249	0,11738	0,241066	0,0990355
Estimativa estatística global	0,251059	0,126327	0,241066	0,109509
Nível de significância aproximado	0,843868	0,999979	0,876622	1

Tabela 4.18 Teste K-S para nível de tensão constante com CAD saturado

Variável	RT = 0,83 Saturado
Estimativa estatística de KOLMOGOROV DPLUS	0,238499
Estimativa estatística de KOLMOGOROV DMINUS	0,158256
Estimativa estatística global	0,238499
Nível de significância aproximado	0,938589

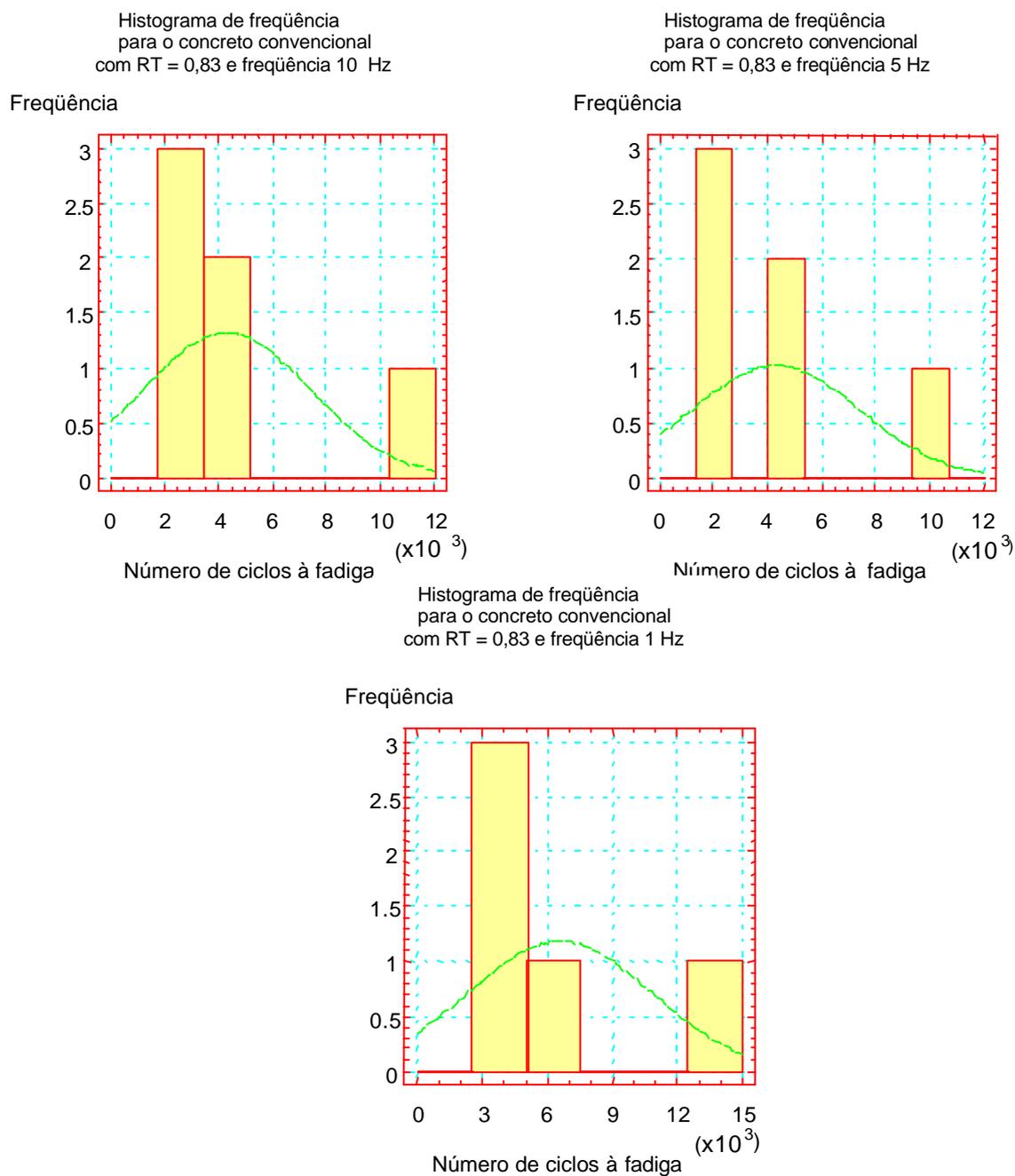
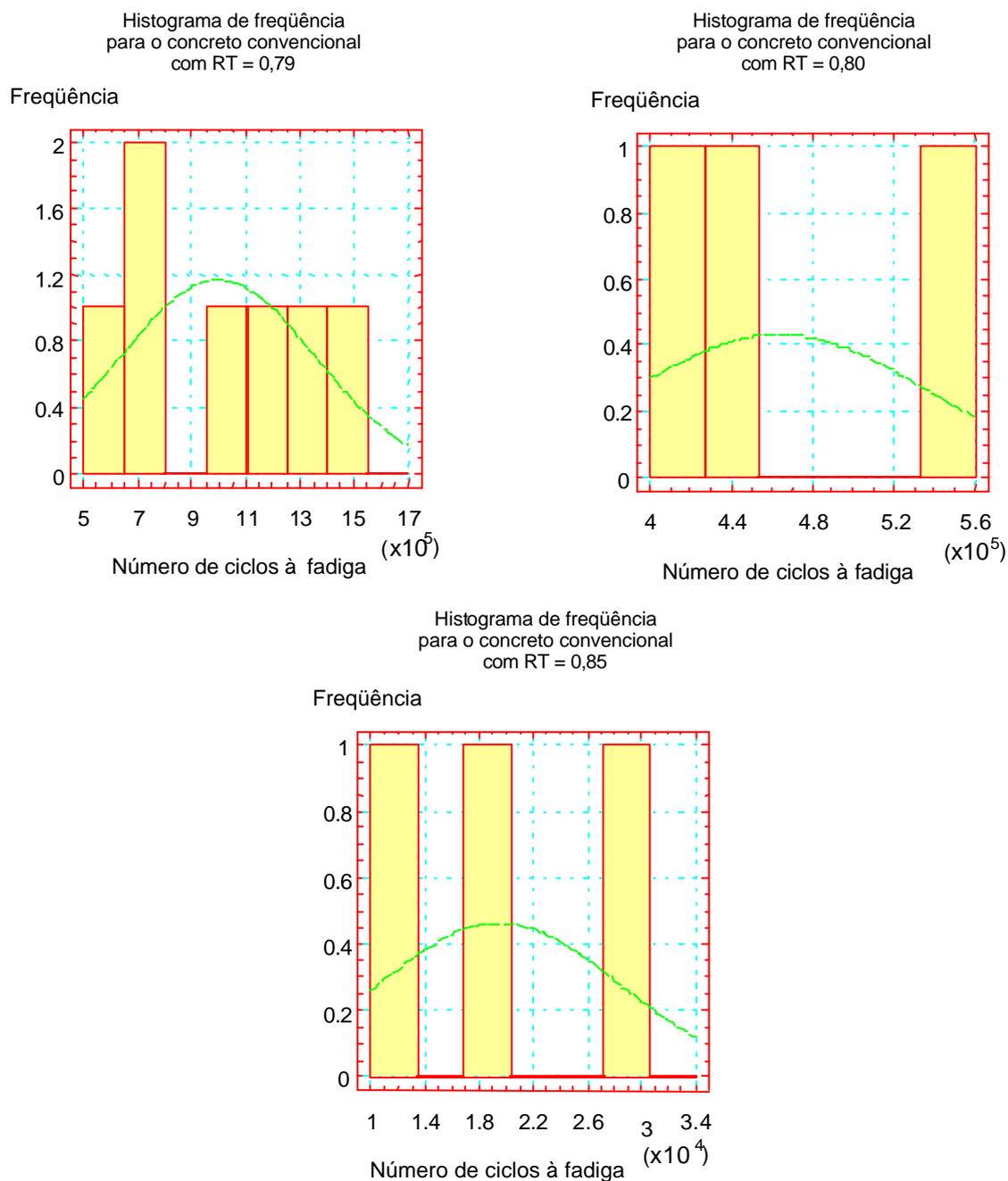
**Figura 4.1** Análises de distribuição normal para (RT=0,83) e frequências distintas no concreto convencional.

Tabela 4.19 Teste K-S para tensão variável no CAD (história real)

Variável	Tensão variável
Estimativa estatística de KOLMOGOROV DPLUS	0,154608
Estimativa estatística de KOLMOGOROV DMINUS	0,197475
Estimativa estatística global	0,197475
Nível de significância aproximado	0,973418

**Figura 4.2** Análises de distribuição normal para diferentes níveis de tensão e frequência constante ($f=10$ Hz) no concreto convencional.

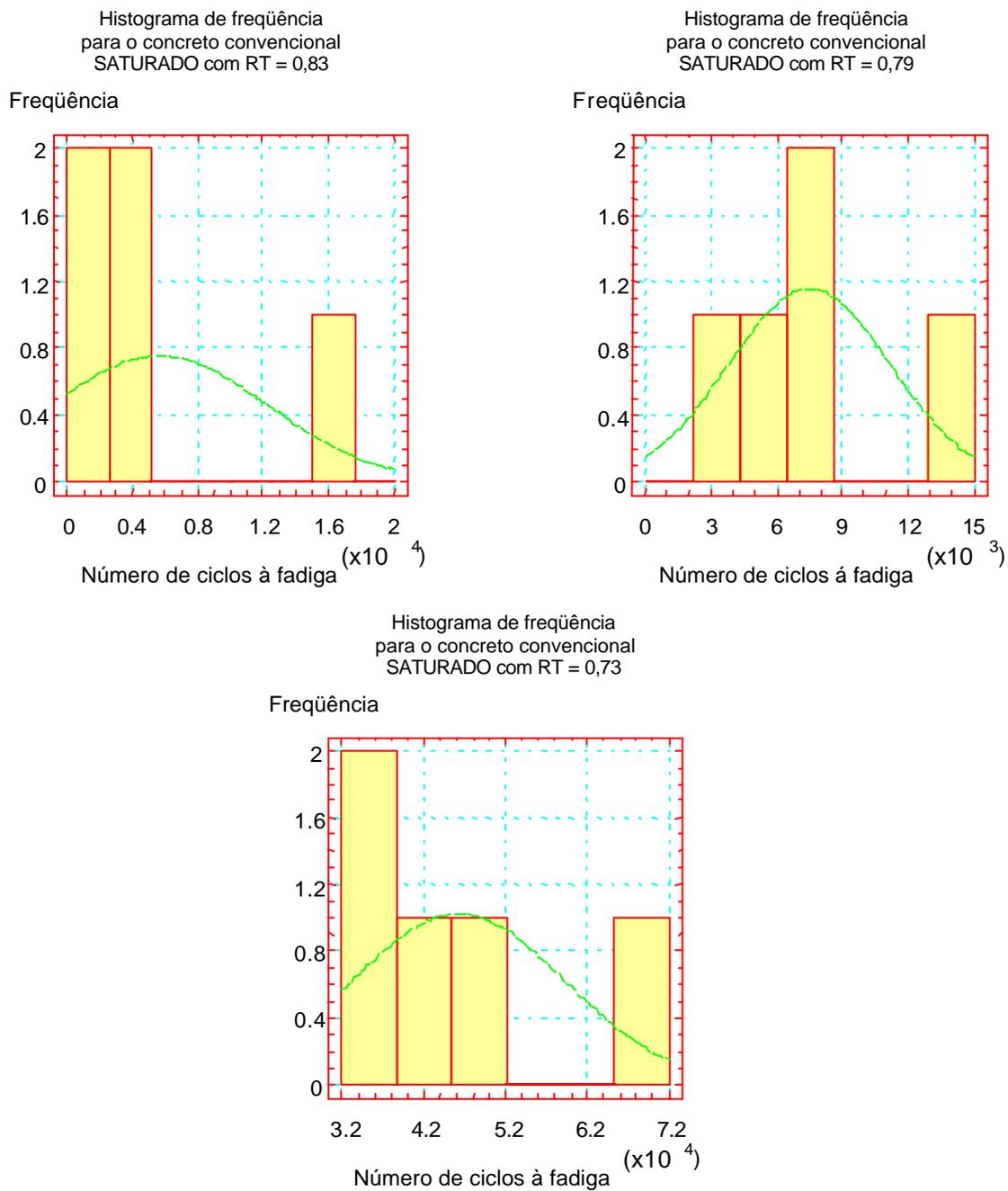


Figura 4.3 Análises de distribuição normal para diferentes níveis de tensão no concreto convencional saturado.

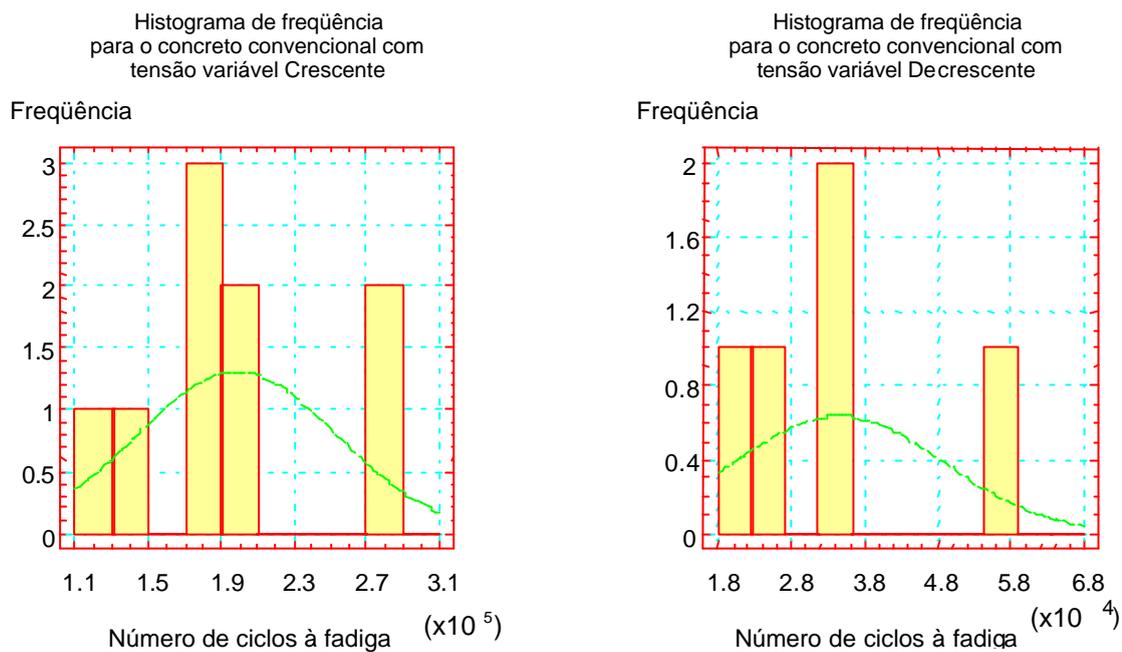


Figura 4.4 Análises de distribuição normal para tensão variável crescente e decrescente no concreto convencional.

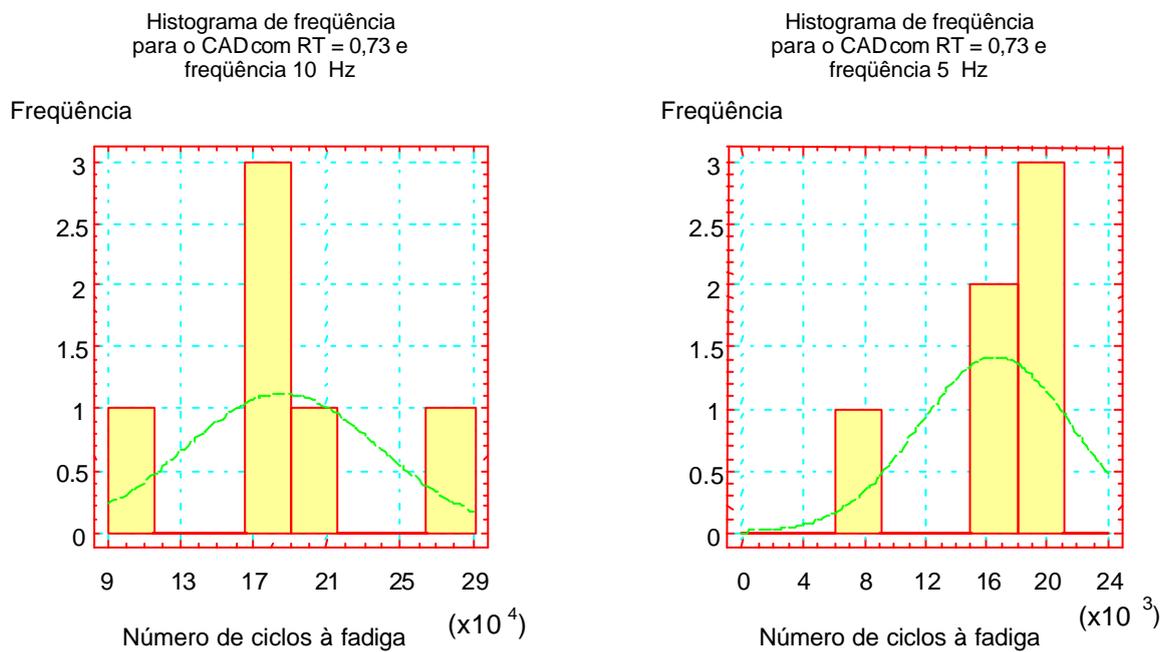
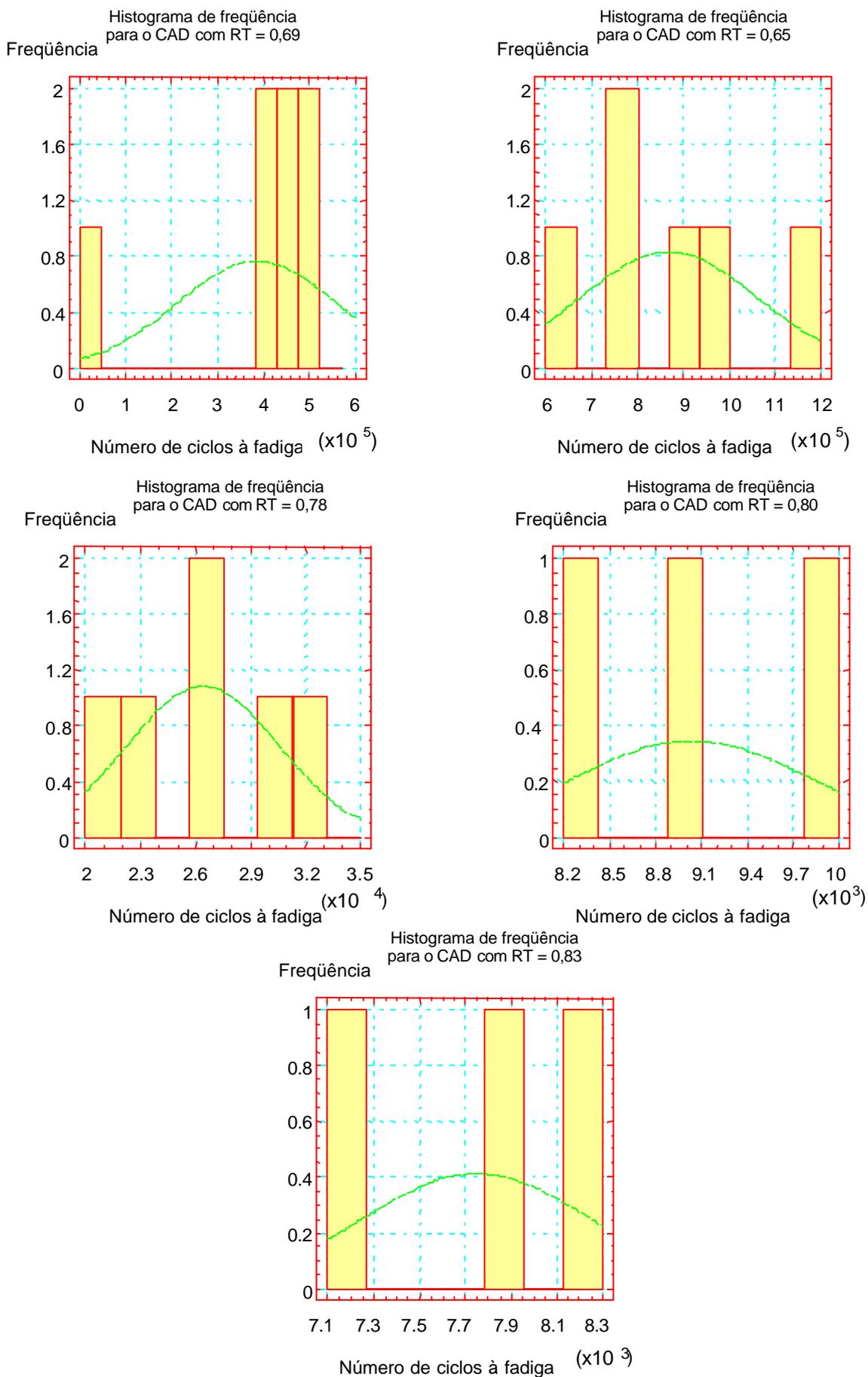


Figura 4.5 Análises de distribuição normal para (RT=0,73) e frequências distintas no CAD.



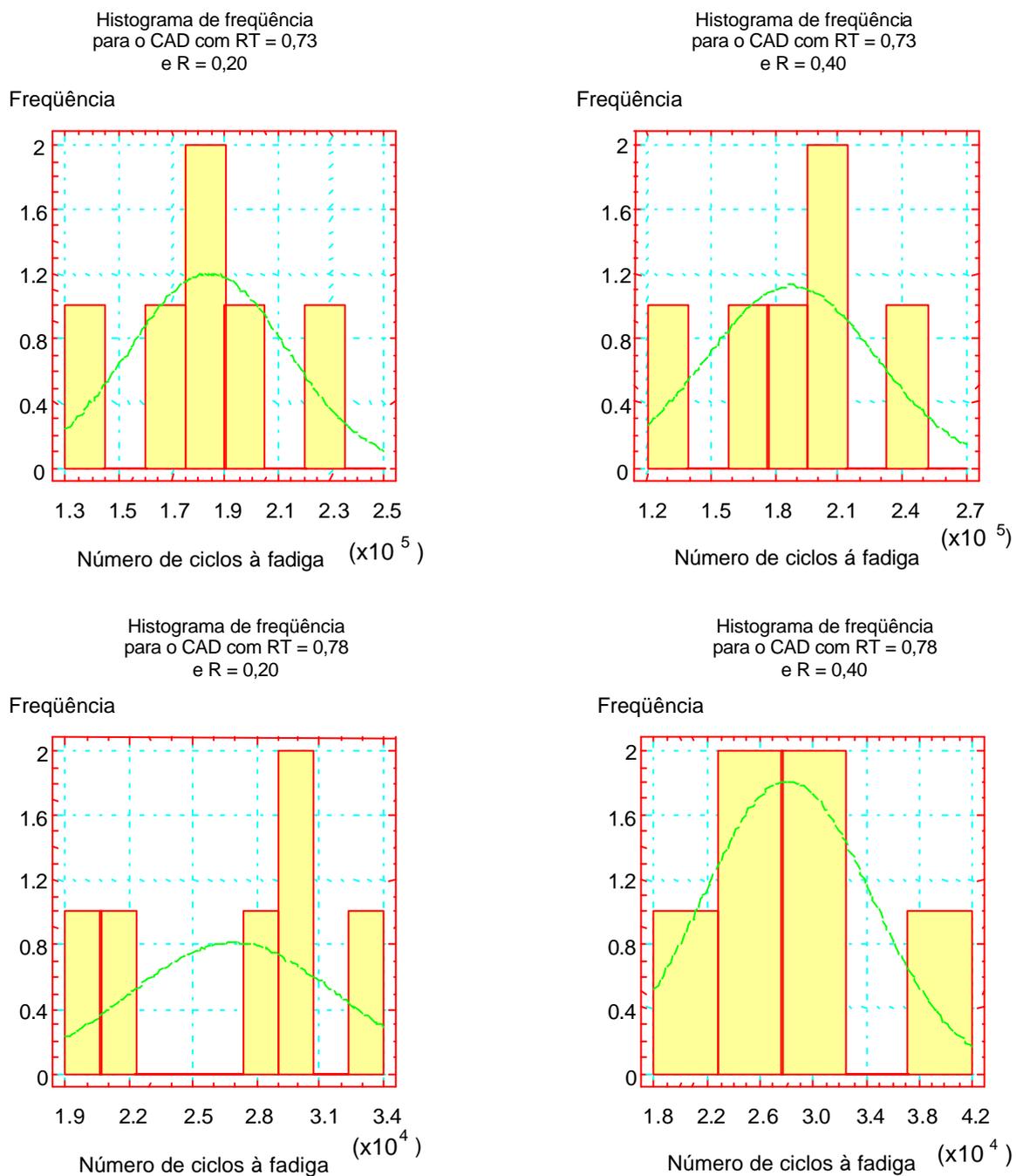


Figura 4.7 Análises de distribuição normal para tensão máxima constante e mínima distinta no CAD.

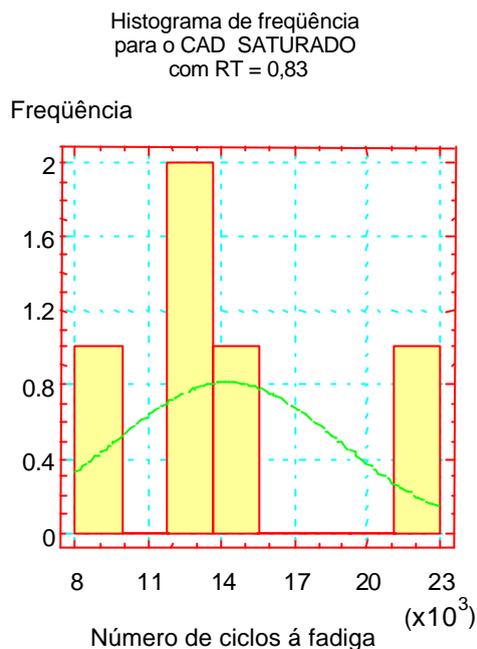


Figura 4.8 Análises de distribuição normal para nível de tensão constante com CAD saturado.

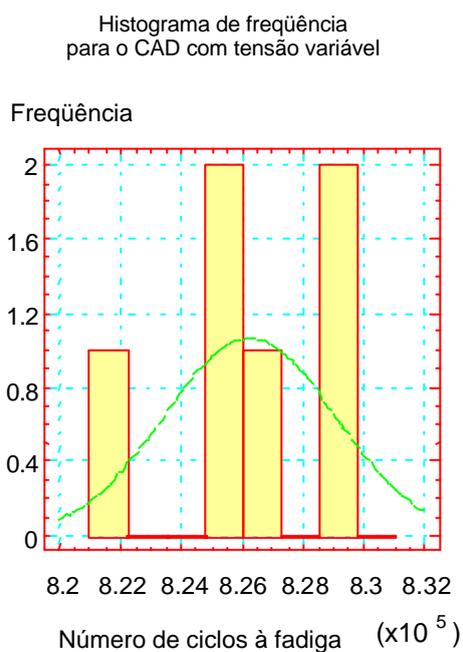


Figura 4.9 Análises de distribuição normal para tensão variável no CAD (história real em pista conforme Balbo, 1999).

4.1.3 Testes de Probabilidade Normal

O teste de probabilidade é uma outra forma de representação da normalidade que apresenta a reta perfeita de normalidade e os pontos obtidos durante os ensaios à fadiga. Quanto mais próximos da reta de probabilidade normal estiverem os pontos, maior sua normalidade. Os resultados obtidos a partir deste teste estão ilustrados nas Figuras 4.10 a 4.18.

Diagrama de probabilidade normal
para o concreto convencional
com RT = 0,83 e frequência 10 Hz

Porcentagem Cumulativa

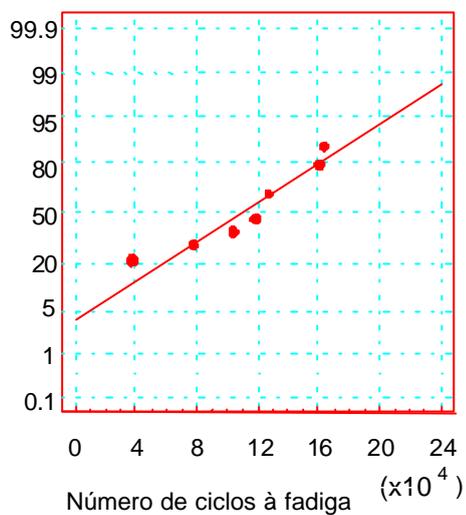


Diagrama de probabilidade normal
para o concreto convencional
com RT = 0,83 e frequência 5 Hz

Porcentagem Cumulativa

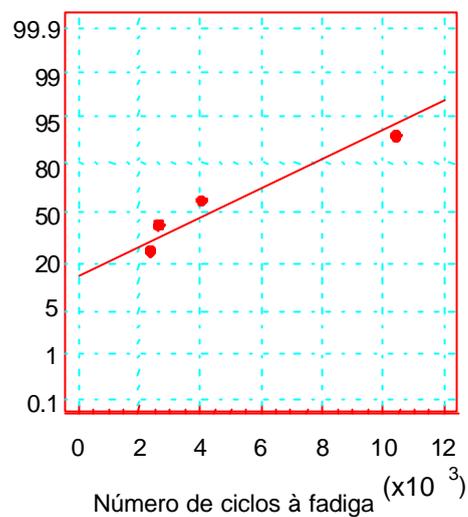


Diagrama de probabilidade normal
para o concreto convencional
com RT = 0,83 e frequência 1 Hz

Porcentagem Cumulativa

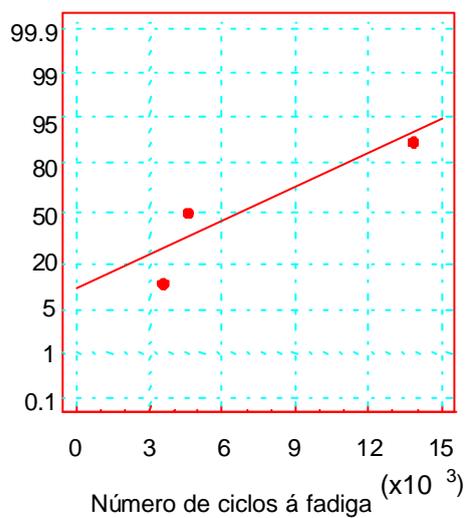


Figura 4.10 Análises de probabilidade normal para (RT=0,83) e frequências distintas no concreto convencional.

Diagrama de probabilidade normal
para o concreto convencional
com RT = 0,79

Porcentagem Cumulativa

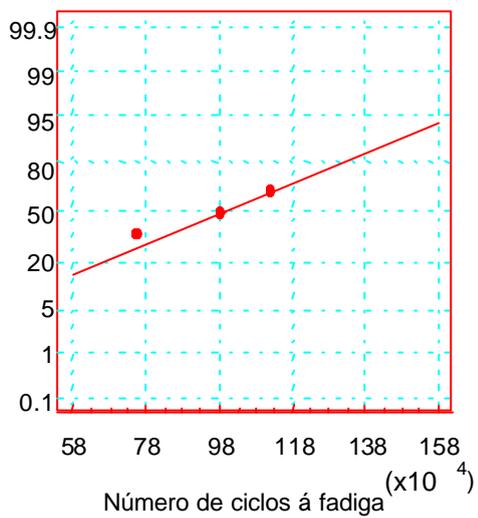


Diagrama de probabilidade normal
para o concreto convencional
com RT = 0,80

Porcentagem Cumulativa

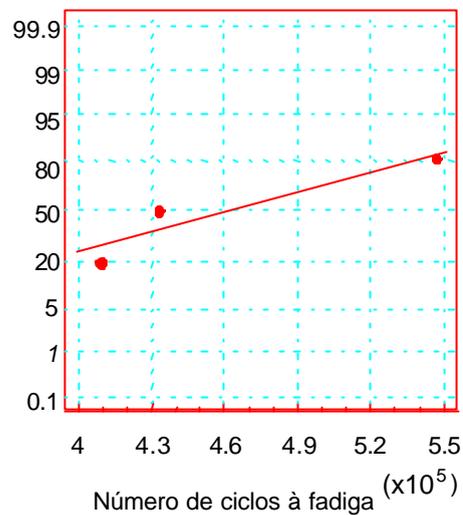


Diagrama de probabilidade normal
para o concreto convencional
com RT = 0,85

Porcentagem Cumulativa

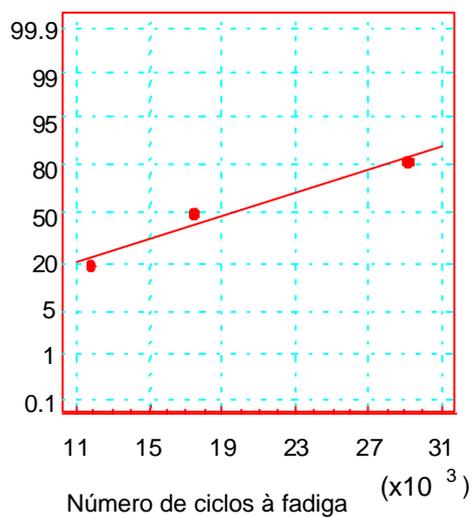


Figura 4.11 Análises de probabilidade normal para diferentes níveis de tensão e frequência constante ($f=10$ Hz) no concreto convencional.

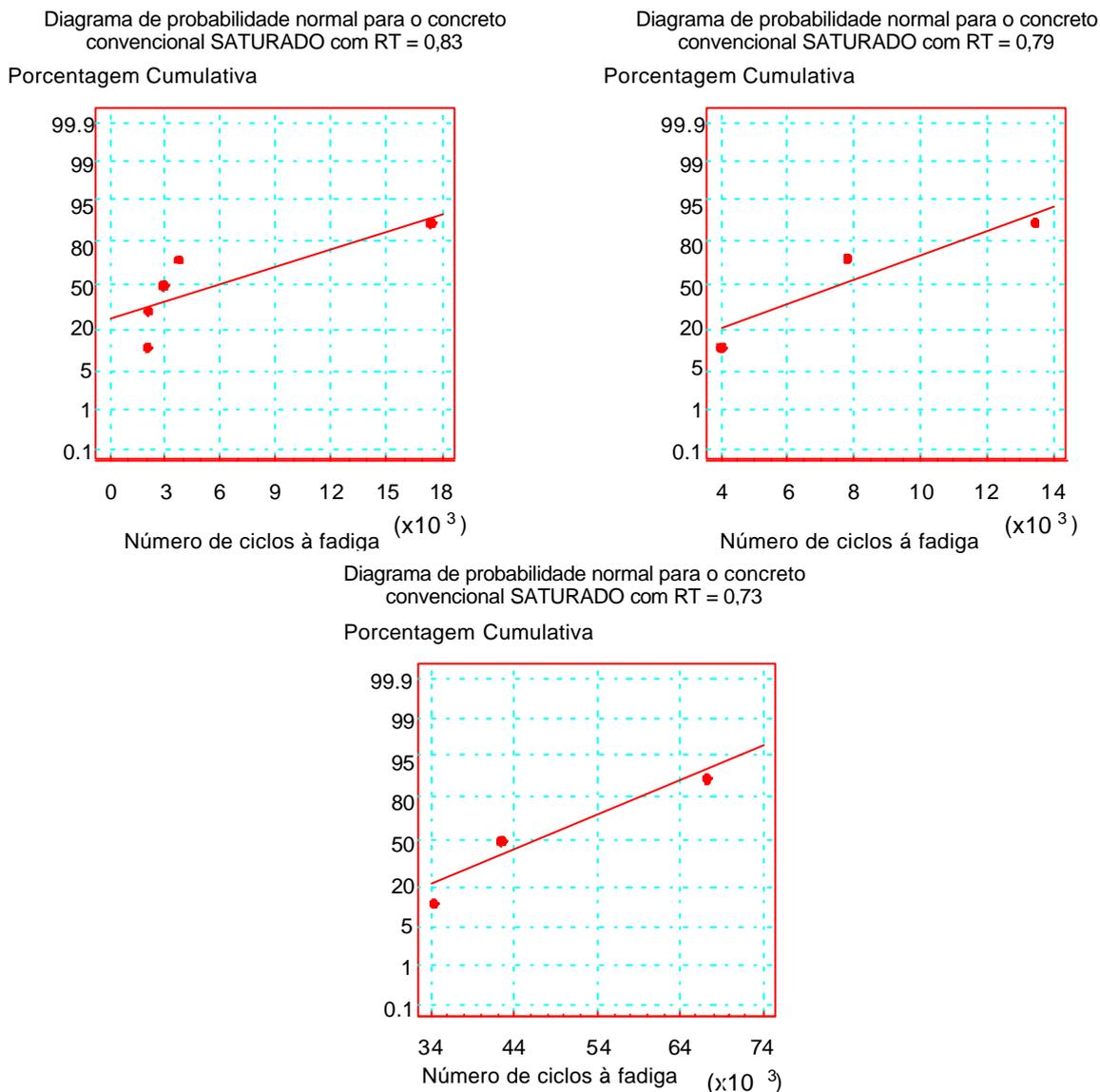


Figura 4.12 Análises de probabilidade normal para diferentes níveis de tensão no concreto convencional saturado.

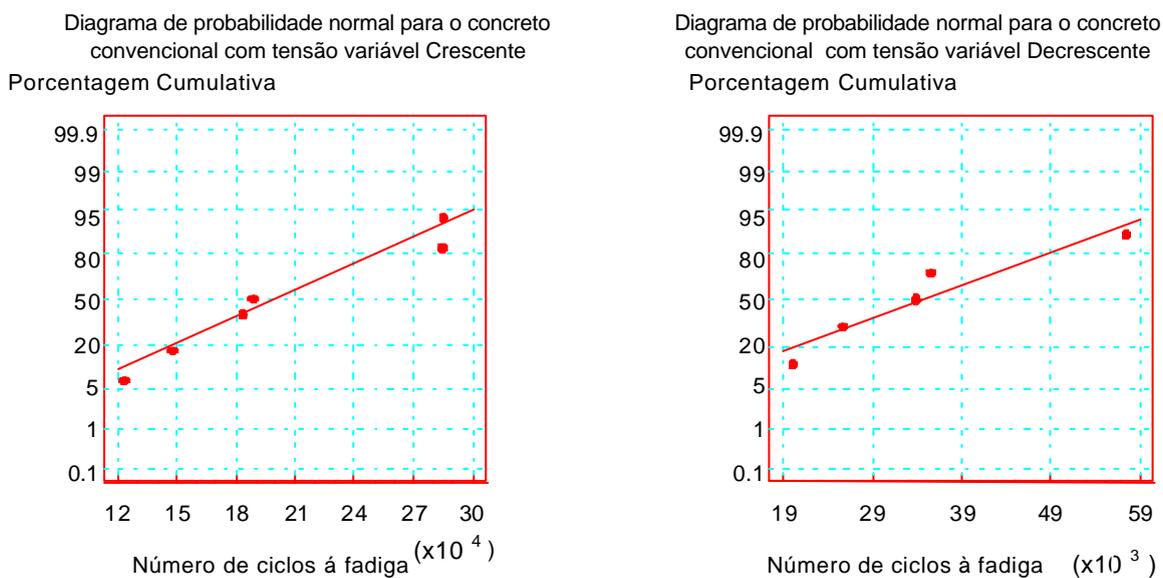


Figura 4.13 Análises de probabilidade normal para tensão variável crescente e decrescente no concreto convencional.

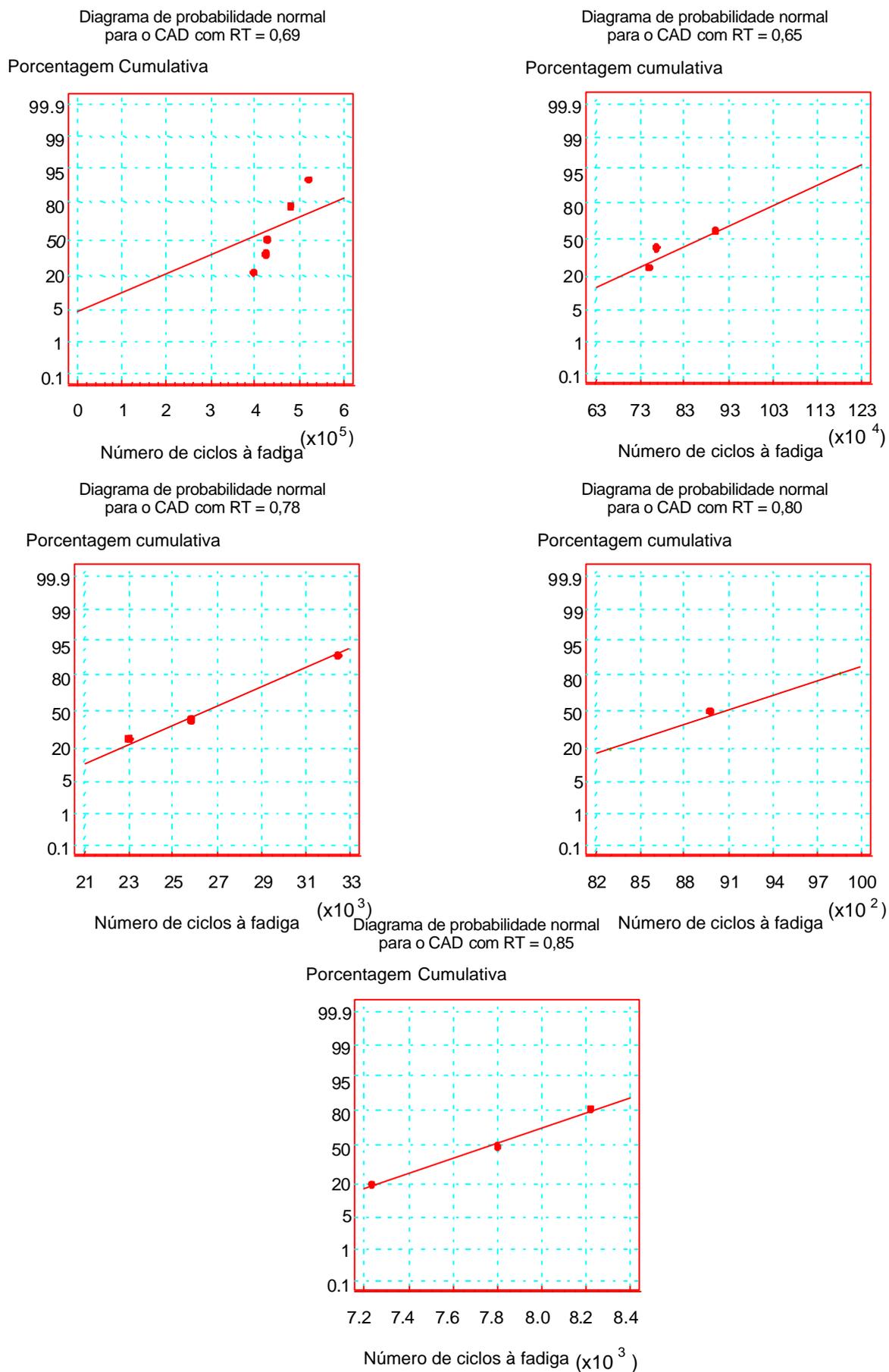


Figura 4.14 Análises de probabilidade normal para diferentes níveis de tensão e frequência constante ($f=10$ Hz) no CAD.

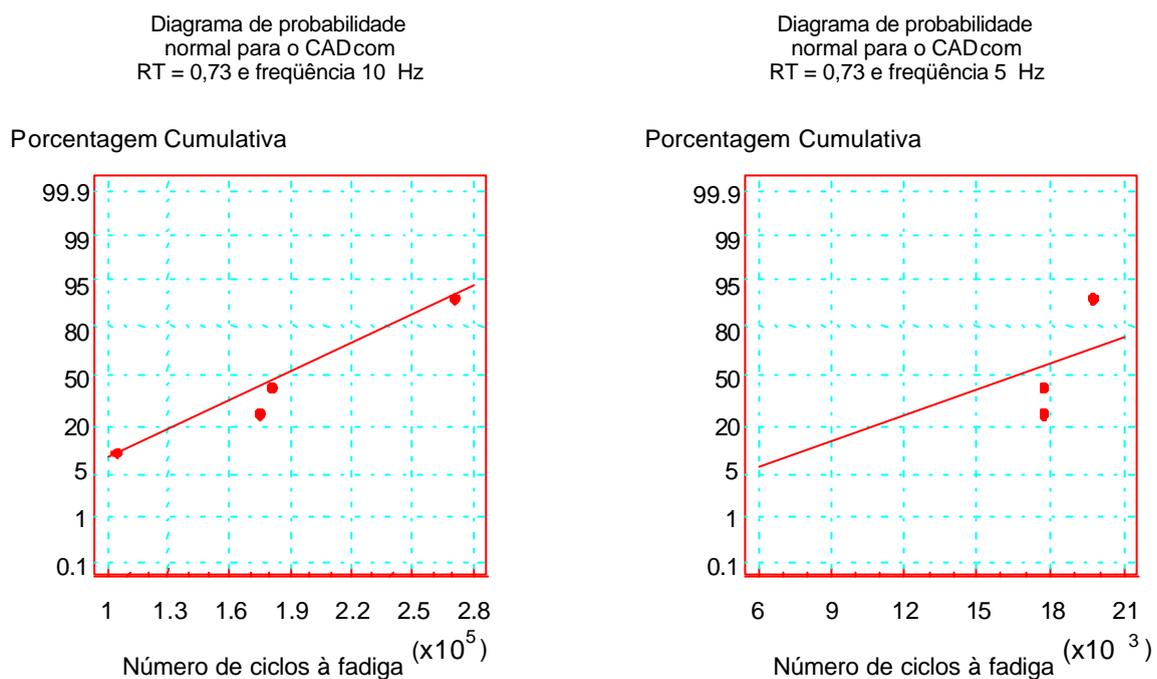


Figura 4.15 Análises de probabilidade normal para (RT=0,73) e freqüências distintas no CAD.

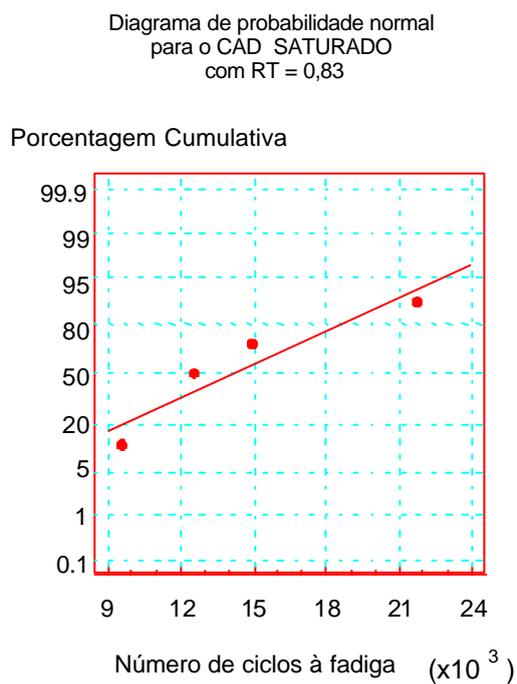


Figura 4.16 Análises de probabilidade normal para nível de tensão constante com CAD saturado.

Diagrama de probabilidade normal
para o CAD com RT = 0,73
e R = 0,20

Porcentagem Cumulativa

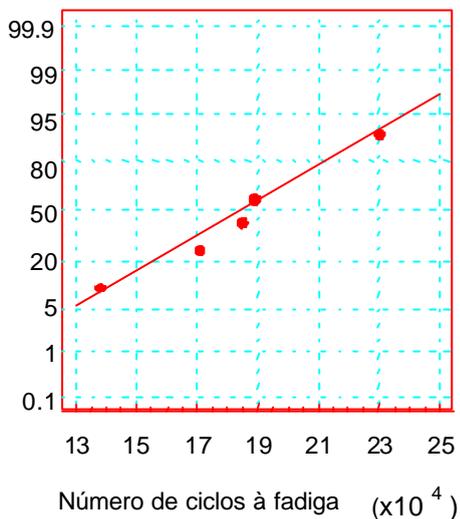


Diagrama de probabilidade normal
para o CAD com RT = 0,73
e R = 0,40

Porcentagem Cumulativa

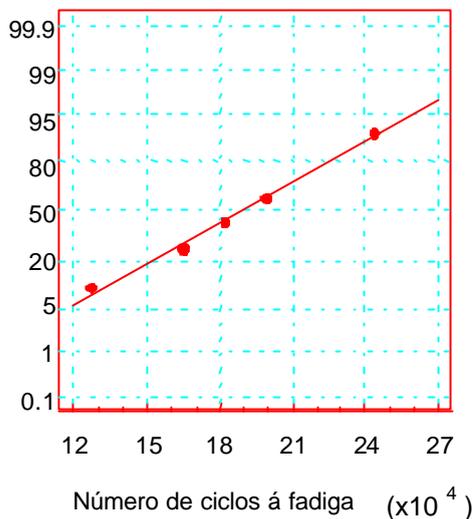


Diagrama de probabilidade normal
para o CAD com RT = 0,78
e R = 0,20

Porcentagem Cumulativa

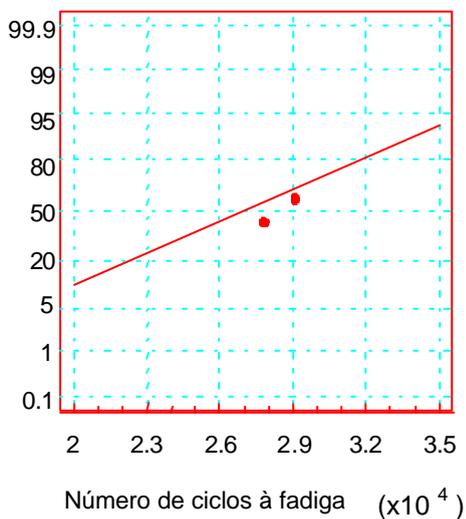


Diagrama de probabilidade normal
para o CAD com RT = 0,78
e R = 0,40

Porcentagem Cumulativa

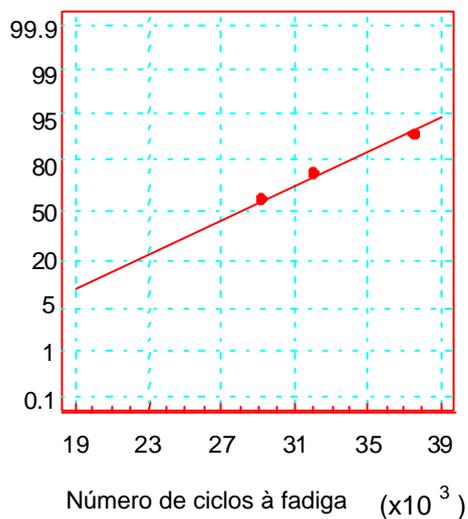


Figura 4.17 Análises de probabilidade normal para tensão máxima constante e mínima distinta no CAD.

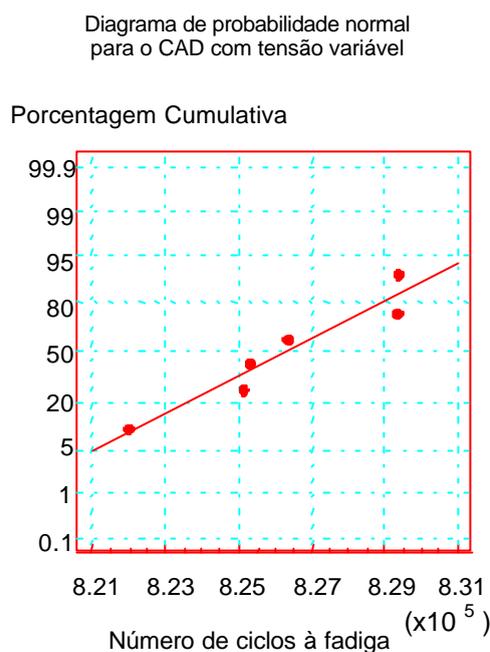


Figura 4.18 Análises de probabilidade normal para tensão variável no CAD (história real em pista conforme Balbo, 1999).

4.1.4 Análises de Variância

Os testes de análise de variância permitem verificar se existe ou não diferença significativa entre três ou mais ensaios distintos. Desta forma foram realizados apenas para aqueles que se julgava não existirem diferença significativa. Comprovando-se tal expectativa, não seria necessário realizar o teste de hipótese (dois a dois) para tais ensaios. Para os ensaios que se esperava uma diferença significativa entre os resultados fez-se direto o teste de hipótese “t” de *Student*.

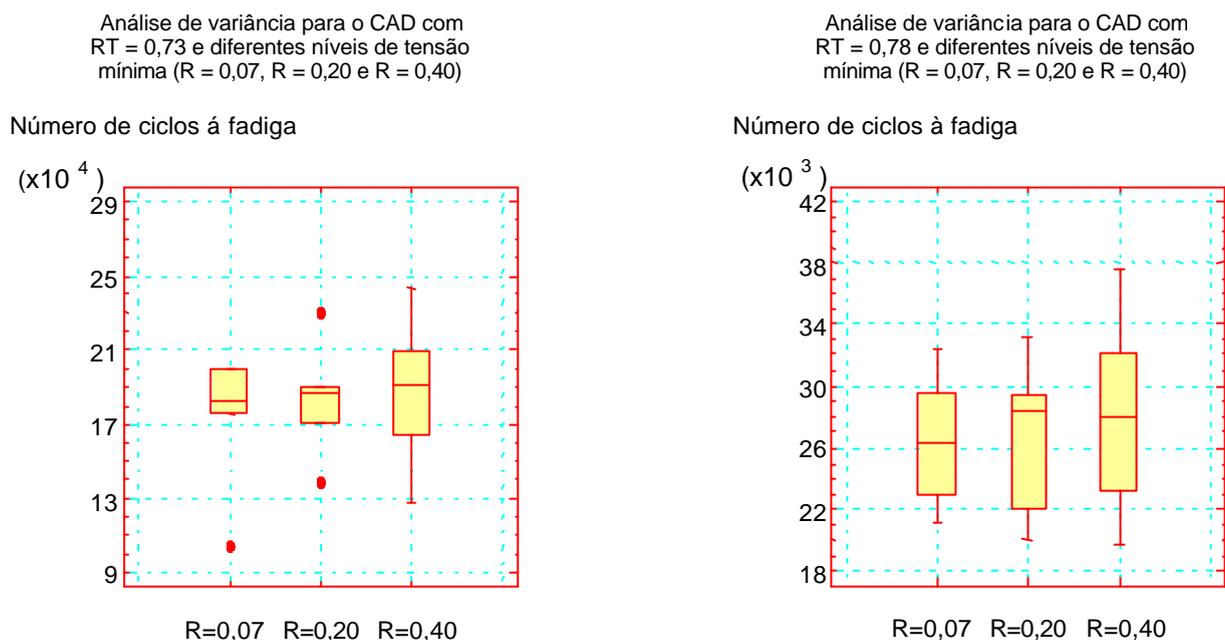
Os ensaios para os quais se esperava não apresentarem diferença significativa entre seus resultados, necessitando de uma análise de variância, foram aqueles realizados no CAD com tensão máxima constante e tensão mínima distinta. Os resultados da análise de variância são apresentados nas Tabelas 4.20 e 4.21 e ilustrados nas Figuras 4.19, onde se verifica que realmente não existe diferença significativa entre os resultados obtidos para os ensaios com $RT = 0,73$ e variando a tensão mínima (R) em 0,07, 0,20 e 0,40. Da mesma forma não houve diferença significativa para os ensaios com $RT = 0,78$ variando R em 0,07, 0,20 e 0,40.

Tabela 4.20 Análise de variância para $RT = 0,73$ e tensão mínima distinta no CAD

Nível de confiança: 95 %				
Fonte-variação	Soma-quadrados	Média-quadrados	Amplitude-F	Nível-significância
Entre grupos	4,7922E7	2,3961E7	0,014	0,9866
Fora dos grupos	2,6620E10	1,7746E9		
Total (corrigido)	2,6668E10			

Tabela 4.21 Análise de variância para RT = 0,78 e tensão mínima distinta no CAD

Nível de confiança: 95 %				
Fonte-variação	Soma-quadrados	Média-quadrados	Amplitude-F	Nível-significância
Entre grupos	8,5148E6	4257409	0,156	0,8570
Fora dos grupos	4,0952E8	27301570		
Total (corrigido)	4,1804E8			

**Figura 4.19** Representação gráfica da análise de variância para tensão máxima constante e diferentes tensões mínimas.

4.1.5 Testes de Hipótese “t” de Student

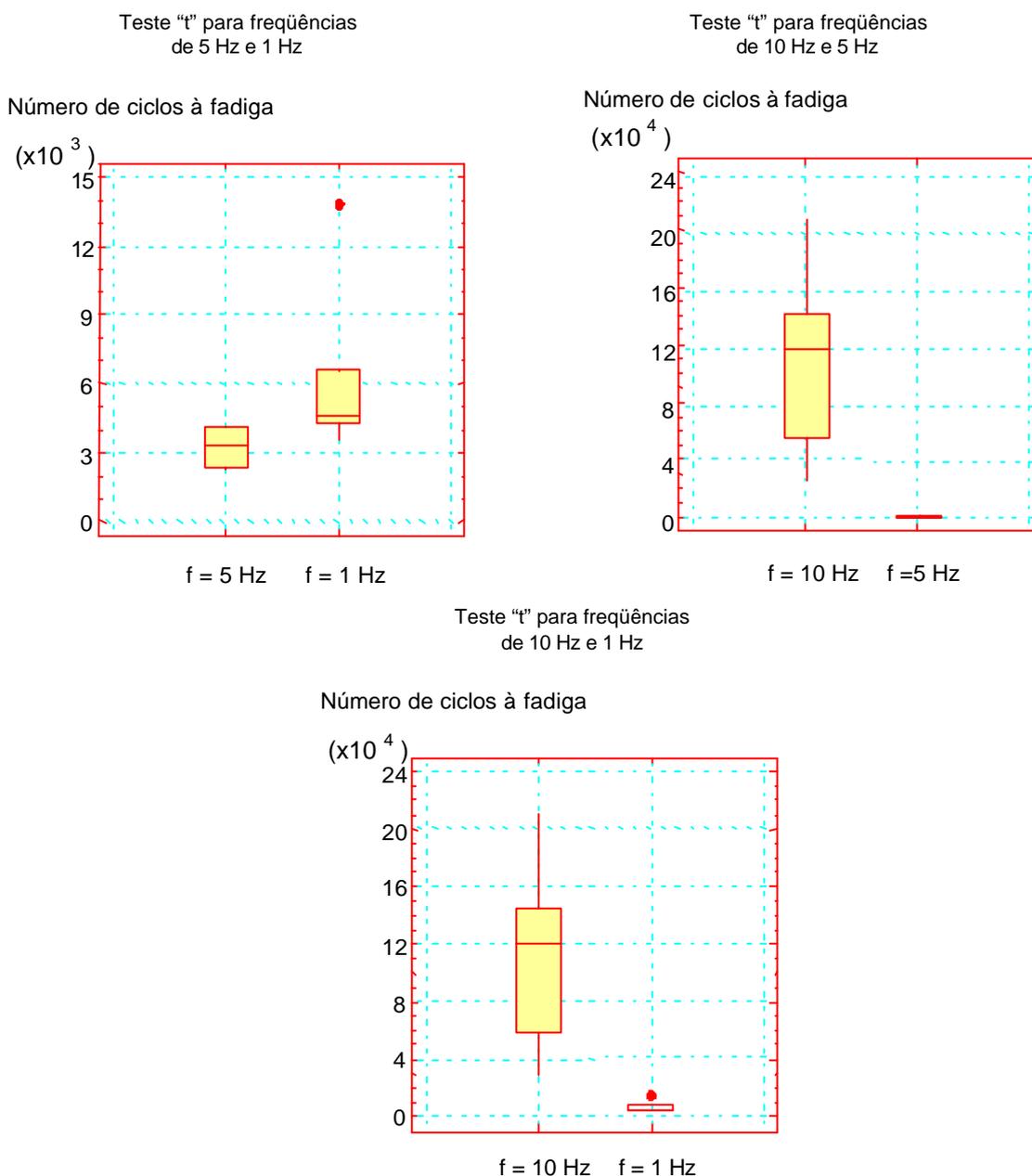
Os testes de hipótese “t” de *Student* foram realizados para pares de ensaios comparáveis a fim de verificar se existia diferença significativa entre estes. O teste assume a hipótese de que a diferença entre os ensaios é nula ($H_0 = 0$), ou seja, de que não existe diferença significativa entre os resultados de dois ensaios distintos; neste caso o resultado do teste mostraria “NÃO rejeita H_0 ”; todavia, quando existir diferença significativa entre os ensaios, o teste indicaria “REJEITA H_0 ”. Os valores obtidos nos teste estão apresentados nas Tabelas 4.22 a 4.30.

4.1.5.1 Tensão Constante (RT = 0,83) e Diferentes Níveis de Frequências no Concreto Convencional

Na Tabela 4.22 é possível verificar estatisticamente o que já havia sido sugerido no Capítulo 3, qual seja, que não existe diferença significativa entre os resultados obtidos para os ensaios com frequência de 5 e 1 Hz, e de que existe diferença entre aqueles com frequência de 10 e 5 Hz e de 10 e 1 Hz. A Figura 4.20 ilustra estes resultados.

Tabela 4.22 Teste de hipótese “t” de *Student* para diferentes frequências

Hipótese do Teste:	H0: Dif = 0		Alpha = 0.05
Variável	5 Hz x 1 Hz	10 Hz x 5 Hz	10 Hz x 1 Hz
Estatística calculada	-1.02662	4.50966	4.01172
valor-p	0.331398	0.000356352	0.00113201
Resultado	NAO rejeita H0	REJEITA H0	REJEITA H0

**Figura 4.20** Representação gráfica do teste de hipótese “t” de *Student* para diferentes frequências no concreto convencional.

4.1.5.2 Diferentes Níveis de Tensão e Frequência de 10 Hz no Concreto Convencional

Verifica-se na Tabela 4.23 que os testes de hipótese comparando pares de ensaios com diferentes níveis de tensão máxima e com frequência de 10 Hz apresentaram diferença significativa entre seus resultados, podendo-se visualizar mais claramente tais constatações na Figura 4.21.

Tabela 4.23 Teste de hipótese “t” de *Student* para diferentes níveis de tensão

Hipótese do Teste	H0: Dif = 0	Alpha = 0.05
Variável	0,83 x 0,79	0,79 x 0,80
Estatística calculada	-8.5661	2.46973
valor-p	1.42135E-7	0.0387268
Resultado	REJEITA H0	REJEITA H0

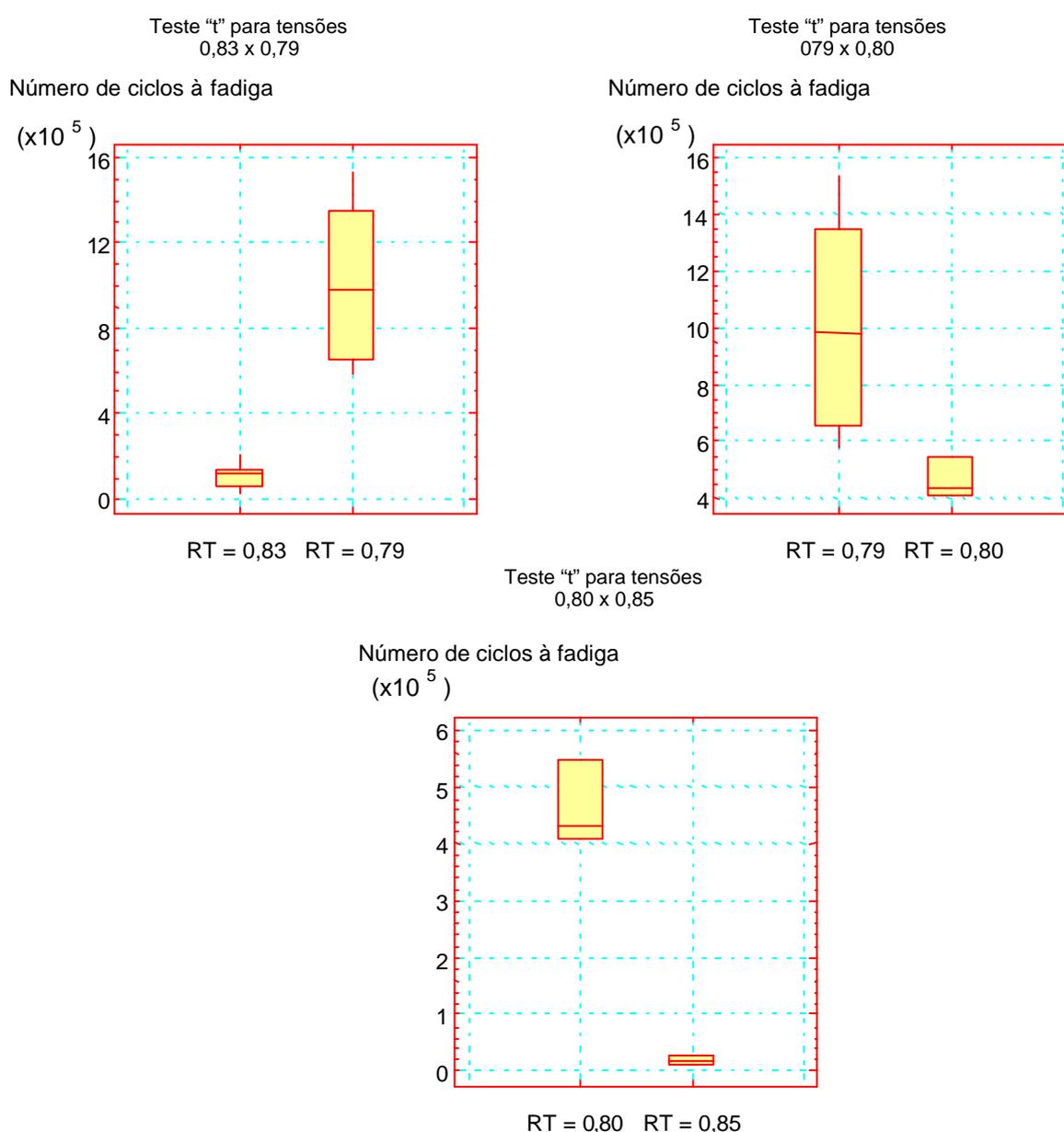


Figura 4.21 Representação gráfica do teste de hipótese “t” de *Student* para diferentes níveis de tensão constante no concreto convencional.

4.1.5.3 Diferentes Níveis de Tensão no Concreto Convencional Saturado

Os resultados obtidos pelo teste de hipótese mostram que não existe diferença significativa entre os valores encontrados para os ensaios com $RT = 0,83$ e $RT = 0,79$ para o concreto convencional saturado, realizados a uma frequência de 10 Hz. No entanto, se observa que, estatisticamente, os ensaios com $RT = 0,79$ e $RT = 0,73$ e, com $RT = 0,83$ e $RT = 0,73$ apresentam diferença significativa entre seus resultados conforme se supôs no Capítulo 3. A Tabela 4.24 e a Figura 4.22 apresentam estes resultados.

Tabela 4.24 Teste de hipótese “t” de *Student* para diferentes níveis de tensão no concreto convencional saturado

Hipótese do Teste	H0: Dif = 0		Alpha = 0.05
Variável	0,83 x 0,79	0,79 x 0,73	0,83 x 0,73
Estatística calculada	-0.545251	-6.40163	-6.21532
valor-p	0.600448	0.00020877	0.000255136
Resultado	NÃO rejeita H0	REJEITA H0	REJEITA H0

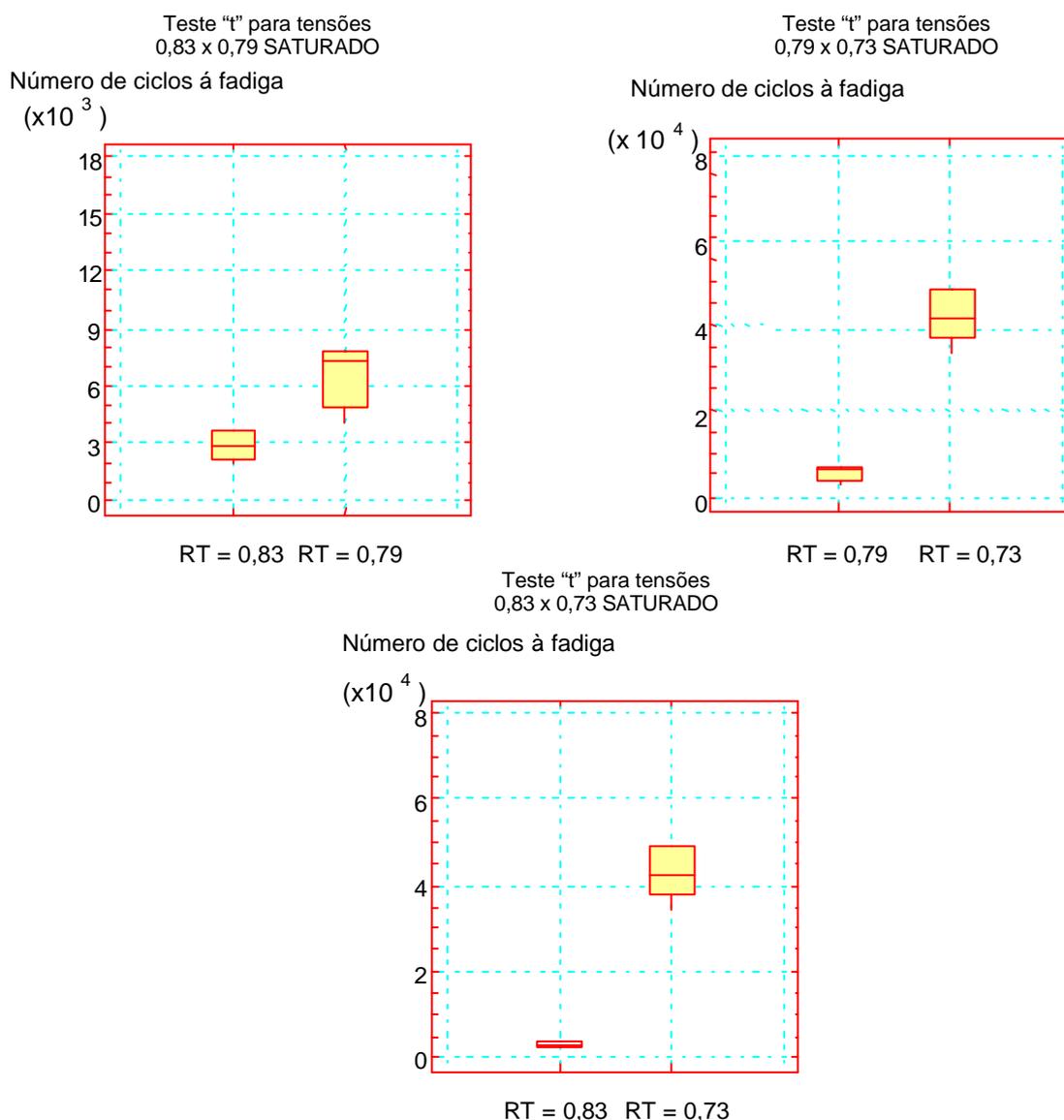


Figura 4.22 Representação gráfica do teste de hipótese “t” de *Student* para diferentes níveis de tensão constante no concreto saturado.

4.1.5.4 Concreto Convencional Seco versus Concreto Convencional Saturado

Verifica-se na Tabela 4.25 que os testes de hipótese comparando o concreto convencional seco com o concreto convencional saturado, tanto para $RT = 0,83$ quanto para $RT = 0,79$, confirmam que existe diferença significativa entre o número de ciclos à fadiga alcançado para estas duas condições de umidade. A Figura 4.23 ilustra esta constatação.

Tabela 4.25 Teste de hipótese “t” de *Student* para o concreto convencional seco versus saturado

Hipótese do Teste	H0: Dif = 0	Alpha = 0.05
Variável	RT = 0,83	RT = 0,79
Estatística calculada	4.04231	6.07849
valor-p	0.00106378	0.00011903
Resultado	REJEITA H0	REJEITA H0

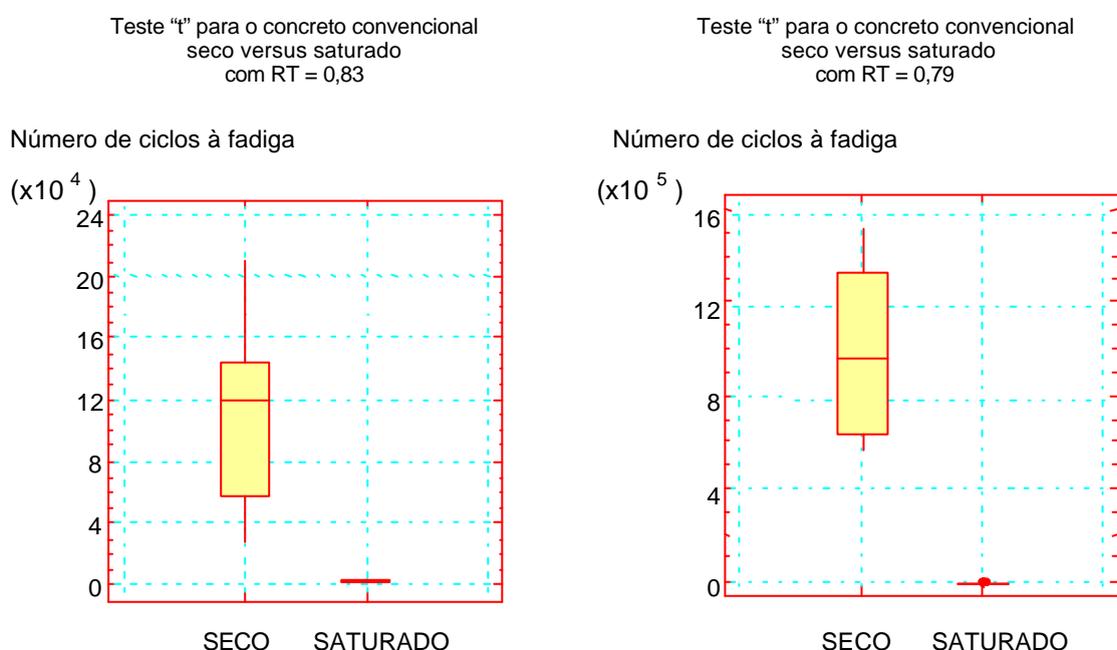


Figura 4.23 Representação gráfica do teste de hipótese “t” de *Student* para o concreto convencional seco versus saturado.

4.1.5.5 Concreto Convencional com Tensão Constante ($RT = 0,83$) e Tensão Variável Crescente e Decrescente

Os resultados obtidos pelo teste de hipótese mostram que existe diferença significativa entre os valores encontrados para os ensaios com tensão constante ($RT = 0,83$) e aqueles com tensão variável, tanto crescente quanto decrescente, para o concreto convencional. Da mesma forma, se observa que existe diferença significativa entre os ensaios variando tensão de forma crescente e decrescente, podendo-se visualizar estas observações mais claramente na Tabela 4.26 e na Figura 4.24.

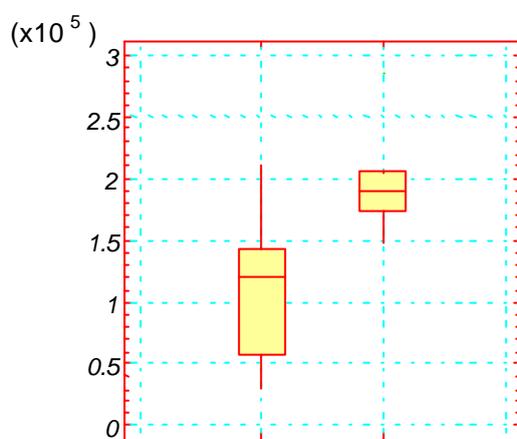
Tabela 4.26 Teste de hipótese “t” de *Student* para o concreto convencional com tensão constante (RT = 0,83) e tensão Variável crescente e decrescente

Hipótese do Teste	H0: Dif = 0		Alpha = 0.05
Variável	0,83 x crescente	0,83 x decrescente	Crescente x decrescente
Estatística calculada	-3.65855	2.88958	6.4542
valor-p	0.00167037	0.0112296	0.0000314091
Resultado	REJEITA H0	REJEITA H0	REJEITA H0

Teste “t” para o concreto convencional com tensão constante (RT = 0,83) versus tensão variável crescente

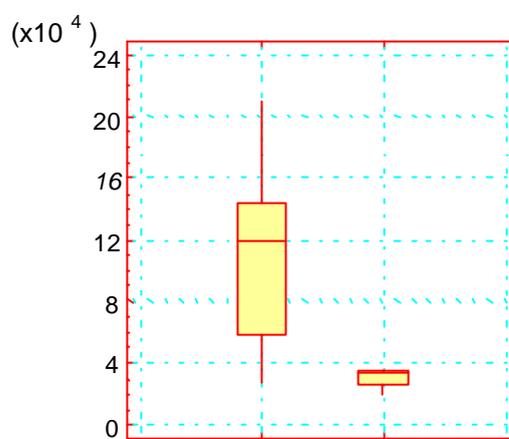
Teste “t” para o concreto convencional com tensão constante (RT = 0,83) versus tensão variável decrescente

Número de ciclos à fadiga



RT =0,83 Crescente

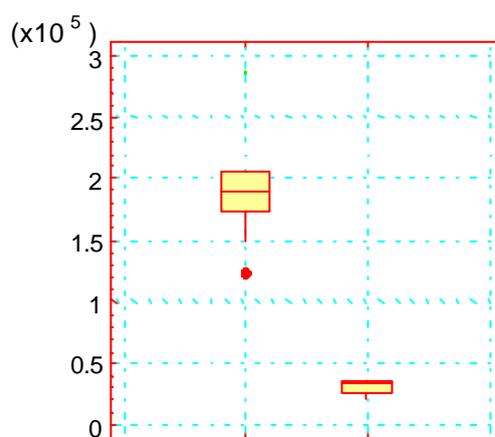
Número de ciclos à fadiga



RT = 0,83 Decrescente

Teste “t” para o concreto convencional com tensão variável crescente versus tensão variável decrescente

Número de ciclos à fadiga



crescente decrescente

Figura 4.24 Representação gráfica do teste de hipótese “t” de *Student* para o concreto sob tensão constante e sob tensão variável.

4.1.5.6 Tensão Constante (RT = 0,73) e Diferentes Níveis de Frequências no CAD

Na Tabela 4.27 é possível verificar estatisticamente que existe diferença significativa entre os resultados obtidos para os ensaios com frequências de 10 e 5 Hz para o concreto de alto desempenho. A Figura 4.25 ilustra estes resultados.

Tabela 4.27 Teste de hipótese “t” de *Student* para o CAD com tensão constante (RT = 0,73) e frequências de 10 e 5 Hz

Hipótese do Teste	H0: Dif = 0	Alpha = 0.05
Variável	10 Hz x 5 Hz	
Estatística calculada	7.74204	
valor-p	0.0000156722	
Resultado	REJEITA H0	

Teste “t” para o CAD com tensão constante
(RT = 0,73) e frequência 10 Hz versus 5 Hz

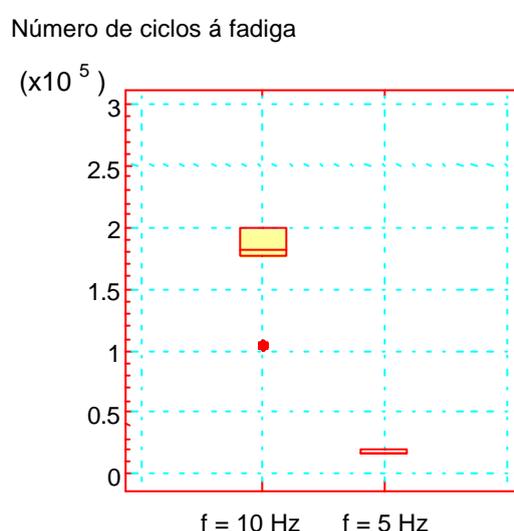


Figura 4.25 Representação gráfica do teste de hipótese “t” de *Student* para o CAD com RT = 0,73 e frequências de 5 e 10 Hz.

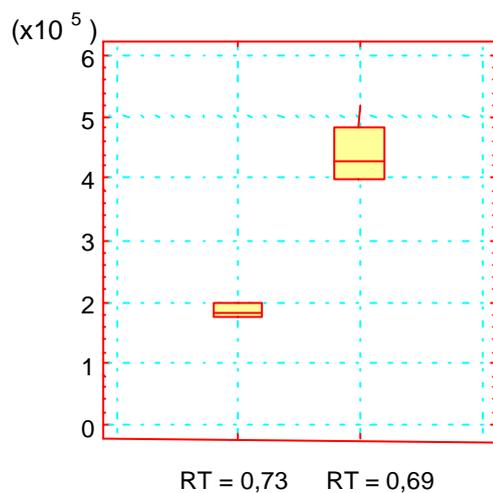
4.1.5.7 Diferentes Níveis de Tensão e Frequência de 10 Hz no CAD

Os resultados obtidos pelo teste de hipótese mostram que não existe diferença significativa entre os valores encontrados para os ensaios com RT = 0,80 e RT = 0,83 para o CAD seco. No entanto, se observa que, estatisticamente, os ensaios com RT = 0,73 e RT = 0,69, com RT = 0,69 e RT = 0,65, com RT = 0,73 e RT = 0,78 e com RT = 0,78 e RT = 0,80 apresentam diferença significativa entre seus resultados, o que está apresentado na Tabela 4.28 e na Figura 4.26.

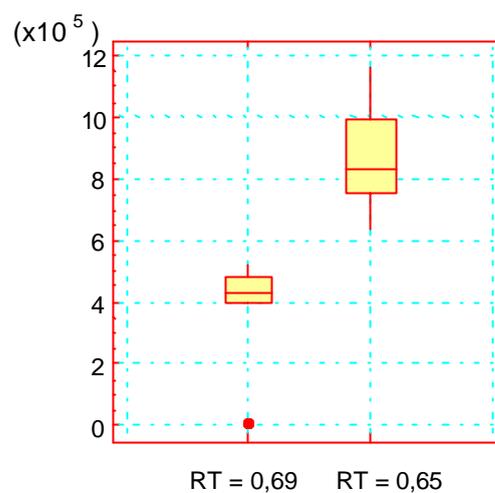
Tabela 4.28 Teste de hipótese “t” de *Student* para o CAD com diferentes níveis de tensão e frequências de 10 Hz

Hipótese do Teste	H0: Dif = 0			Alpha = 0.05	
Variável	0,73 x 0,69	0,69 x 0,65	0,73 x 0,78	0,78x0,80	0,80x0,83
Estatística calculada	2.70327	-4.76376	7.30423	6.93805	2.40504
valor-p	0.0205366	0.000586546	0.0000258843	0.000223569	0.0739509
Resultado	REJEITA H0	REJEITA H0	REJEITA H0	REJEITA H0	NÃO rejeita H0

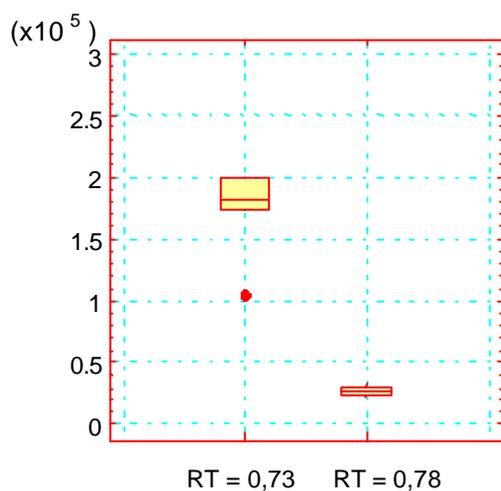
Teste "t" para o CAD com tensão 0,73 x 0,69
Número de ciclos à fadiga



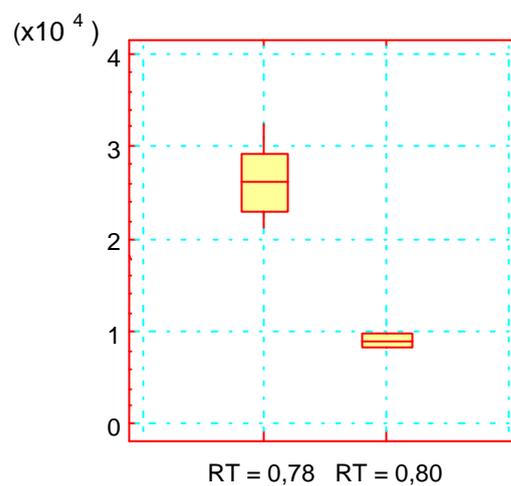
Teste "t" para o CAD com tensão 0,69 x 0,65
Número de ciclos à fadiga



Teste "t" para o CAD com tensão 0,73 x 0,78
Número de ciclos à fadiga



Teste "t" para o CAD com tensão 0,78 x 0,80
Número de ciclos à fadiga



Teste "t" para o CAD com tensão 0,80 x 0,83

Número de ciclos à fadiga

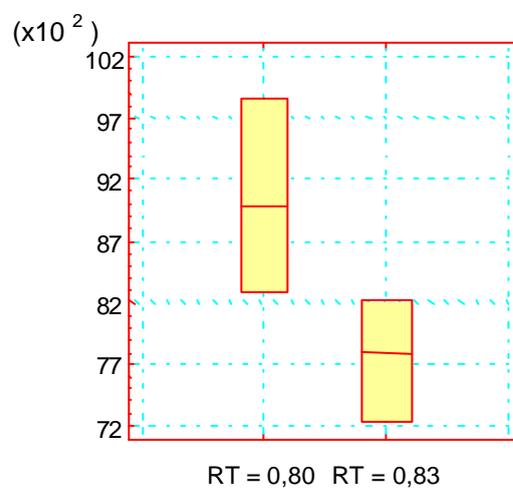


Figura 4.26 Representação gráfica do teste de hipótese "t" de *Student* para diferentes níveis de tensão no CAD.

4.1.5.8 CAD Seco versus CAD Saturado

Na Tabela 4.29 é possível verificar estatisticamente que não existe diferença significativa entre os resultados obtidos para os ensaios realizados no concreto de alto desempenho seco versus saturado. A Figura 4.27 ilustra estes resultados.

Tabela 4.29 Teste de hipótese “t” de *Student* para o CAD seco versus saturado com RT = 0,83

Hipótese do Teste	H0: Dif = 0	Alpha = 0.05
Variável	Seco x saturado	
Estatística calculada	-2.34682	
valor-p	0.0573073	
Resultado	NÃO rejeita H0	

Teste “t” para o CAD com tensão 0,83
seco versus saturado



Figura 4.27 Representação gráfica do teste de hipótese “t” de *Student* para o CAD seco versus saturado com RT = 0,83.

4.1.5.9 Concreto Convencional Seco versus CAD Seco

Os resultados obtidos pelo teste de hipótese, comparando os ensaios com o concreto convencional seco e o CAD seco, estão apresentados na Tabela 4.30 e mostram que existe diferença significativa entre os valores encontrados tanto para ensaios com RT = 0,83 quanto para ensaios com RT = 0,80, podendo-se visualizar estas observações mais claramente na Figura 4.28.

Tabela 4.30 Teste de hipótese “t” de *Student* para Concreto Convencional versus CAD para diferentes níveis de tensão

Hipótese do Teste	H0: Dif = 0	Alpha = 0.05
Variável	RT = 0,83	RT = 0,80
Estatística calculada	3.0475	10.6401
valor-p	0.00934497	0.000441799
Resultado	REJEITA H0	REJEITA H0

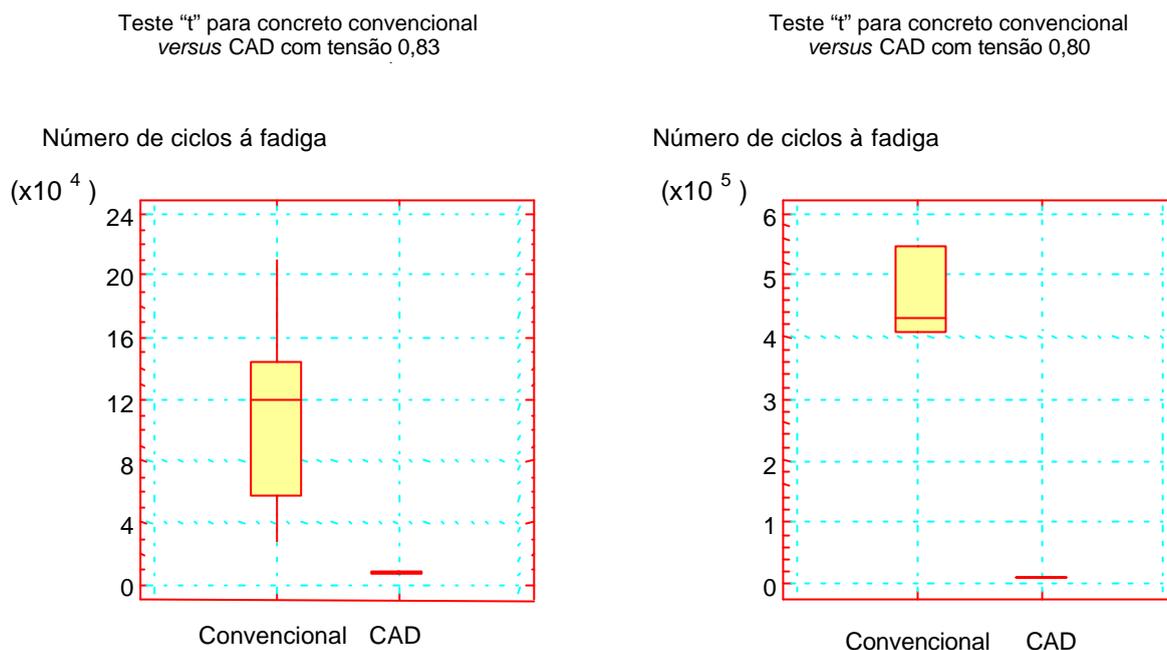


Figura 4.28 Representação gráfica do teste de hipótese "t" de *Student* para o concreto convencional versus CAD para diferentes níveis de tensão.

4.1.6 Análises de Regressão

Ao longo dos 326 dias de ensaios dinâmicos à fadiga, foi possível observar que o concreto convencional apresentou uma homogeneidade adequada (para ensaios à fadiga) para um material heterogêneo, como é o caso do CCP, o que acarretou em números de ciclos à fadiga próximos, com coeficientes de variação (cv) que variaram entre 15 e 70% (com uma única exceção), o que se traduz em um valor satisfatório por se tratar de um ensaio em que os resultados obtidos diferem muito um do outro e de um material bastante propício a alterações. Os coeficientes de variação poderiam ter sido reduzidos pela eliminação de eventuais resultados muito diferentes dos demais nos ensaios realizados. Porém, optou-se em considerar estes valores e retirá-los somente no desenvolvimento dos modelos de ruptura por fadiga.

Conforme Callister (2002) existe sempre uma dispersão considerável nos ensaios de fadiga, isto é, uma variação no valor de N medido para vários corpos-de-prova testados sob o mesmo nível de tensão. Isto pode levar a incertezas de projeto significativas quando a vida de serviço (em fadiga) ou o limite de resistência à fadiga estiverem sendo considerados. A dispersão nos resultados é uma consequência da maior suscetibilidade da fadiga a uma variedade de parâmetros do meio e do material, que são impossíveis de serem controlados de maneira absolutamente precisa. Esses parâmetros incluem a fabricação do corpo-de-prova, a preparação da superfície, o alinhamento da amostra no equipamento de ensaio, a tensão média e a frequência de aplicação das cargas. É um tanto inquietante concluir que, aproximadamente metade dos corpos-de-prova que são testados falham e que um coeficiente de variação em torno de 50% é encontrado para ensaios em fadiga.

A análise dos resultados de resistência à fadiga, representada pelo número de ciclos à fadiga, permitiu o desenvolvimento de modelos de fadiga laboratoriais para o concreto convencional no estado seco e no estado saturado. Para a construção destes modelos, quando indicado, foram desconsiderados alguns resultados que fugiram muito do padrão dos demais.

A construção de um modelo de fadiga em função da frequência de aplicação das cargas foi desenvolvida; contudo, este modelo é válido apenas para um nível de tensão máxima (RT =

0,83) uma vez que os ensaios com diferentes níveis de frequência foram realizados apenas para este nível de relação entre tensões.

Dentre os inúmeros fatores intervenientes no processo de ruptura por fadiga em pavimentos de concreto, os seguintes foram possíveis considerar na elaboração dos modelos de fadiga: o nível de tensão máxima (constante e variável), a tensão mínima (constante em todos os ensaios), a condição de umidade do concreto (seco ou saturado) e a frequência de aplicação das cargas.

Os modelos laboratoriais para dimensionamento à fadiga de pavimentos de concreto, na seqüência apresentados, serão posteriormente confrontados com os modelos também laboratoriais propostos por outros autores, incluindo o modelo desenvolvido por Packard e Tayabji (1985), sendo este utilizado no método de dimensionamento de pavimentos de concreto da PCA (empregado extra-oficialmente no Brasil).

O primeiro *whitotopping* ultradelgado construído no Brasil, onde foi monitorado o comportamento à fadiga, foi executado em 1997 na Rodovia Castello Branco no Estado de São Paulo; desde então tem-se o primeiro modelo semi-empírico à fadiga para o concreto de alto desempenho de que se tenha notícia. Após sete anos daquele experimento, neste trabalho, construiu-se um modelo à fadiga laboratorial, a partir de ensaios em um concreto de alto desempenho, com traço bastante similar e com os mesmos materiais empregados na referida rodovia, com o intuito de correlacionar ambos os modelos, podendo-se verificar as diferenças e semelhanças do desempenho à fadiga do concreto submetido a cargas dinâmicas em pista e em laboratório.

Durante os ensaios à fadiga no CAD, verificou-se que este concreto apresentava uma homogeneidade ainda mais elevada do que a do concreto convencional, proporcionando valores de resistências à fadiga bastante próximos para um mesmo tipo de ensaio, quando o coeficiente de variação resultante variou de 0,35% a 45%. A análise dos resultados de resistência à fadiga, representada pelo número de ciclos à fadiga *versus* o nível de tensão aplicado, permitiu o desenvolvimento de modelos à fadiga laboratoriais para o CAD no estado seco, considerando diferente relação entre tensões máxima ($\sigma_{\max}/f_{ct,f} = RT$) e também diferente relação entre tensões mínima ($\sigma_{\min}/f_{ct,f} = R$).

Os modelos laboratoriais para dimensionamento de pavimentos de concreto à fadiga, propostos a seguir, são confrontados com modelos que possam de alguma forma ser comparados ao CAD estudado (incluindo mesma relação a/c , ou mesmo consumo de cimento, ou mesmo $f_{ct,f}$).

4.1.6.1 Modelo de Ruptura por Fadiga Proposto para o Concreto Convencional Seco

Os dados de referência para números de ciclo à fadiga do concreto convencional seco foram extraídos das Tabelas 3.2, 3.5 e 3.6 para valores de RT de 0,83, 0,79, 0,80 e 0,85; todos os resultados foram empregados para a regressão linear entre os pontos, que resultou em:

$$\log N = 28,036 - 28,036 \left(\frac{s_{\max}}{f_{ct,f}} \right) \quad [4.1]$$

com os seguintes parâmetros estatísticos: coeficiente de correlação de -0,99, R^2 de 98% e erro padrão de 0,0045. A Equação [4.1] acima é apresentada graficamente, com seus limites superiores e inferiores dos pontos dos ensaios representados na Figura 4.29.

Considerando a ocorrência de resultados muito fora do padrão médio dos demais da amostra completa, foram posteriormente eliminados os resultados das três primeiras amostras para

RT=0,83 da Tabela 3.2, sendo então novamente realizada uma regressão linear para os pares de pontos restantes, o que resultou no modelo à fadiga proposto para o concreto convencional seco (a uma frequência de 10 Hz e a uma tensão constante):

$$\log N = 25,858 - 25,142 \left(\frac{\sigma_{\max}}{f_{ct,f}} \right) \quad [4.2]$$

onde $\log N$ é o logaritmo do número de ciclos à fadiga, σ_{\max} é a tensão máxima aplicada e $f_{ct,f}$ é a resistência à tração na flexão estática. Este modelo apresentou, para 21 conjuntos de dados, um erro padrão de 0,18 e um coeficiente de determinação R^2 de 0,91. Os conjuntos de dados utilizados para determinar a regressão linear e construir o modelo à fadiga do concreto seco, estão apresentados na Figura 4.30.

Relação entre tensões (RT)

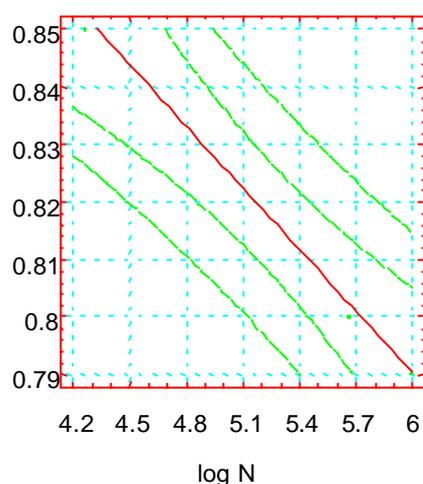


Figura 4.29 Representação gráfica da regressão linear para o concreto convencional seco utilizando todos os pontos obtidos (Equação [4.1]).

Relação entre tensões (RT)

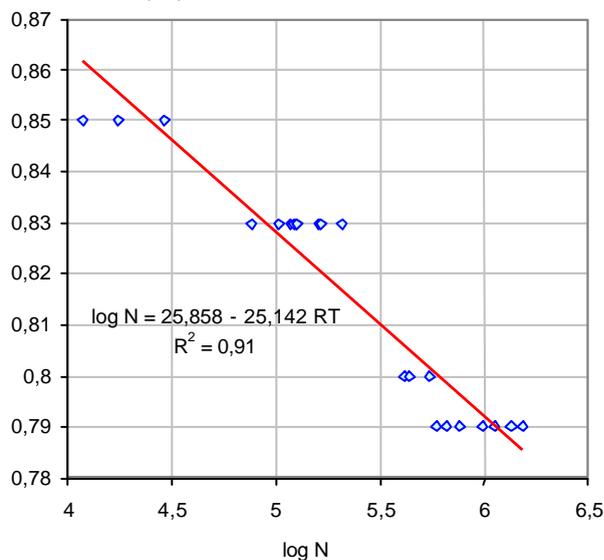


Figura 4.30 Regressão linear para o concreto convencional seco eliminando os pontos fora do padrão médio (equação [4.2]).

As resistências à tração na flexão estáticas obtidas para o concreto convencional variaram de 4,5 a 5,3 MPa, o que indica a resistência de um concreto convencionalmente utilizado em pavimentação e que o modelo à fadiga proposto para o concreto convencional seco será adequadamente utilizado para resistências que se enquadrem nestes valores.

4.1.6.2 Modelo de Ruptura por Fadiga Proposto para o Concreto Convencional Saturado

Os dados de referência para números de ciclo à fadiga do concreto convencional saturado foram extraídos das Tabelas 3.7, 3.8 e 3.9 para valores de RT de 0,83, 0,79 e 0,73; todos os resultados foram empregados para a regressão linear entre os pontos, que resultou em:

$$\log N = 12,14 - 10,27 \left(\frac{S_{\text{máx}}}{f_{ct,f}} \right) \quad [4.3]$$

com os seguintes parâmetros estatísticos: coeficiente de correlação de -0,96, R^2 de 92% e erro padrão de 0,02. A Equação [4.3] acima é apresentada graficamente na Figura 4.31.

Relação entre tensões (RT)

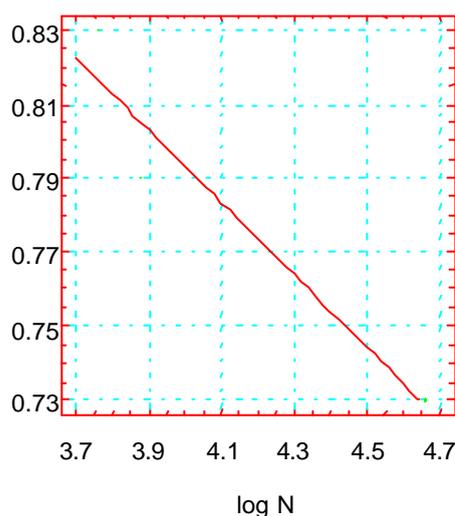


Figura 4.31 Representação gráfica do modelo de ruptura por fadiga para o concreto convencional saturado utilizando todos os pontos obtidos (Equação [4.3]).

A partir das relações entre tensões máximas (RT) e do logaritmo do número de ciclos à fadiga obtidos dos ensaios dinâmicos (log N), após inúmeros testes e formulações de regressões lineares, eliminando-se as amostras de número cinco apresentadas nas Tabelas 3.7, 3.8 e 3.9 (considerando a ocorrência de resultados fora do padrão médio dos demais da amostra completa), construiu-se o seguinte modelo à fadiga para o concreto convencional saturado a uma frequência de 10 Hz e a uma tensão constante:

$$\log N = 13,408 - 12,102 \left(\frac{S_{\text{máx}}}{f_{ct,f}} \right) \quad [4.4]$$

onde log N é o logaritmo do número de ciclos à fadiga, $\sigma_{\text{máx}}$ é a tensão máxima aplicada e, $f_{ct,f}$ é a resistência à tração na flexão estática.

Este modelo apresentou, para 12 conjuntos de dados, um erro padrão de 0,13 e um coeficiente de determinação R^2 de 0,95 podendo-se verificar graficamente na Figura 4.32 a distribuição dos pontos que determinaram a regressão linear resultando no modelo à fadiga do concreto saturado.

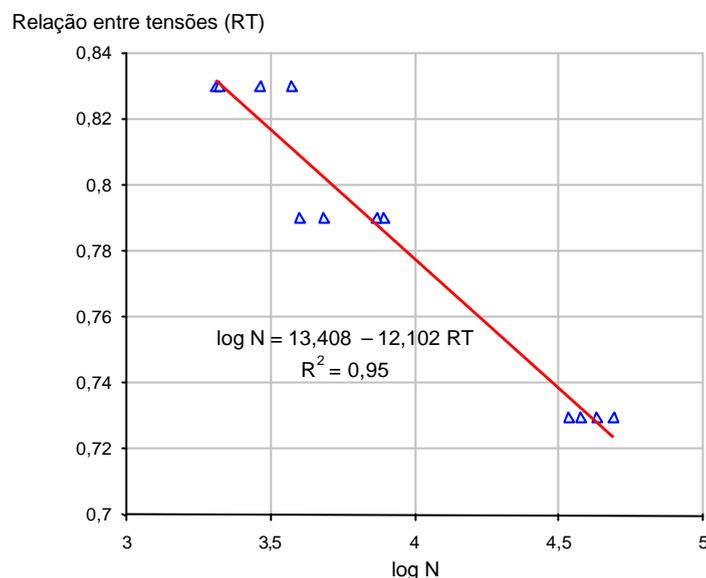


Figura 4.32 Regressão linear para o concreto convencional saturado eliminando os pontos fora do padrão médio (equação [4.4]).

4.1.6.3 Modelo de Ruptura por Fadiga Proposto para o Concreto Convencional Seco com Frequências Distintas

Um modelo do comportamento à fadiga para o concreto convencional seco foi construído, considerando-se a frequência de aplicação das cargas e os logaritmos do número de ciclos à fadiga. Porém, este modelo somente é válido para relações entre tensões máximas iguais a 0,83, uma vez que os ensaios com frequências de 1 Hz e 5 Hz foram realizados apenas neste nível de relação entre tensões, sendo necessários, portanto, novos ensaios desta natureza, considerando diferentes frequências e níveis de tensão máxima, a fim de se desenvolver um tratamento probabilístico e fornecer valores que possam ser usados em projetos.

Os dados de referência para números de ciclo à fadiga do concreto convencional seco com frequências distintas foram extraídos das Tabelas 3.2, 3.3 e 3.4 para valores de RT de 0,83 e frequências de, respectivamente, 10, 5 e 1 Hz; todos os resultados foram empregados para a regressão linear entre os pontos, que resultou em:

$$\log N = 3,085 + 0,202 f \quad (\text{válido somente para } RT = 0,83) \quad [4.5]$$

com os seguintes parâmetros estatísticos: coeficiente de correlação de -0,96, R^2 de 92% e erro padrão de 0,02. A Equação [4.5] acima é apresentada graficamente na Figura 4.33.

Considerando a ocorrência de resultados muito fora do padrão médio dos demais da amostra completa, foram então eliminados os resultados das três primeiras amostras para $f = 10$ Hz da Tabela 3.2 e o sexto e quinto resultados, respectivamente, das Tabelas 3.3 e 3.4 para frequências de 5 e 1 Hz sendo novamente realizada uma regressão linear para os pares de pontos restantes, o que resultou no seguinte modelo à fadiga:

$$\log N = 3,144 + 0,182 f \quad (\text{válido somente para } RT = 0,83) \quad [4.6]$$

onde $\log N$ é o logaritmo do número de ciclos à fadiga e f é a frequência de aplicação das cargas. Este modelo apresentou, para 18 conjuntos de dados, um erro padrão de 0,39 e um coeficiente de determinação R^2 de 0,77. Os conjuntos de dados utilizados para determinar a regressão linear e construir o modelo à fadiga do concreto seco estão apresentados na Figura 4.34.

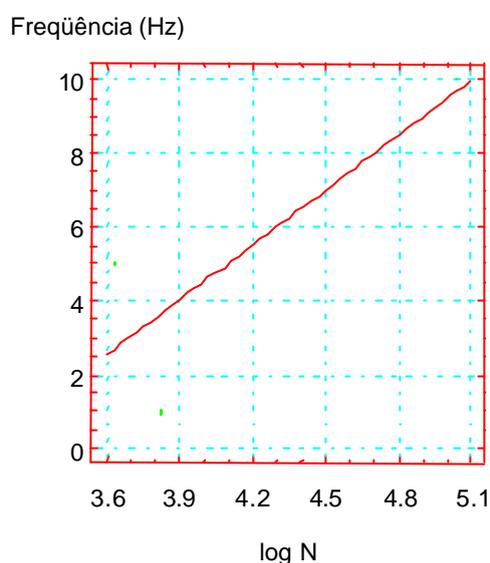


Figura 4.33 Representação gráfica do modelo de ruptura por fadiga para o concreto convencional com diferentes frequências utilizando todos os pontos obtidos (Equação [4.5]).

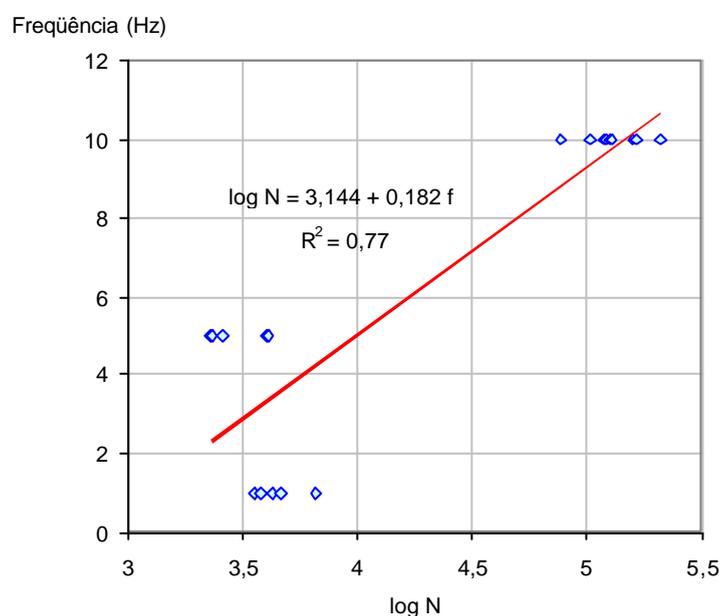


Figura 4.34 Regressão linear para o concreto convencional com diferentes frequências de aplicação das cargas eliminando os pontos fora do padrão médio (equação [4.6]).

4.1.6.4 Modelo de Ruptura por Fadiga Proposto para o CAD Seco

Em função das relações entre tensões máximas (RT) e do logaritmo do número de ciclos à fadiga obtidos dos ensaios dinâmicos ($\log N$), construiu-se, a partir dos dados de referência

para números de ciclo à fadiga do CAD seco com frequências de 10 Hz extraídos das Tabelas 3.12, 3.14, 3.15 e 3.16 para valores de RT de 0,73, 0,69, 0,65, 0,78, 0,80 e 0,83, quando todos os resultados foram empregados para a regressão linear entre os pontos, resultando em:

$$\log N = 14,76 - 13,25 \left(\frac{\sigma_{\max}}{f_{ct,f}} \right) \quad [4.7]$$

com os seguintes parâmetros estatísticos: coeficiente de correlação de -0,98, R^2 de 96,5% e erro padrão de 0,01. A Equação [4.7] acima é apresentada graficamente, com seus limites superiores e inferiores dos pontos dos ensaios representados na Figura 4.35.

Considerando a ocorrência de um resultado muito fora do padrão médio dos demais, foi eliminado o valor da primeira amostra para $RT = 0,69$ da Tabela 3.14, sendo então realizada uma nova regressão linear para os pares de pontos restantes, o que resultou no modelo à fadiga proposto para o CAD seco (a uma frequência de 10 Hz e tensão constante):

$$\log N = 14,13 - 12,41 \left(\frac{\sigma_{\max}}{f_{ct,f}} \right) \quad [4.8]$$

onde $\log N$ é o logaritmo do número de ciclos à fadiga, σ_{\max} é a tensão máxima aplicada e, $f_{ct,f}$ é a resistência à tração na flexão estática

Este modelo apresentou, para 30 conjuntos de dados, um erro padrão de 0,16 e um coeficiente de determinação R^2 de 0,96 podendo-se verificar graficamente na Figura 4.36 a distribuição dos pontos que determinaram a regressão linear, resultando no modelo à fadiga do CAD seco.

Os ensaios de resistência à tração na flexão estáticos no CAD variaram entre 5,3 a 6,3 MPa, indicando uma resistência típica de concreto de alto desempenho utilizado em pavimentação e, que o modelo à fadiga proposto para o CAD será adequadamente utilizado para resistências que se enquadrem nestes valores.

Relação entre tensões (RT)

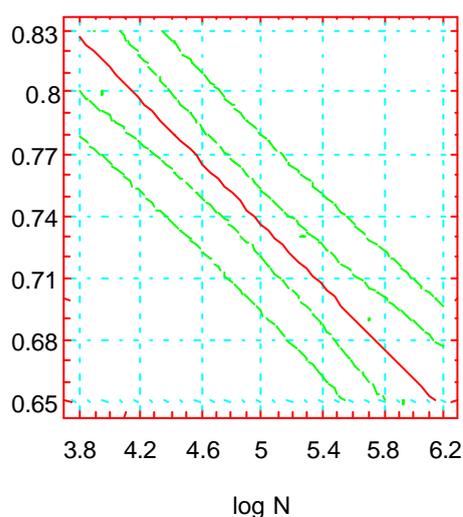


Figura 4.35 Representação gráfica do modelo de ruptura por fadiga para o CAD seco utilizando todos os pontos obtidos (Equação [4.7]).

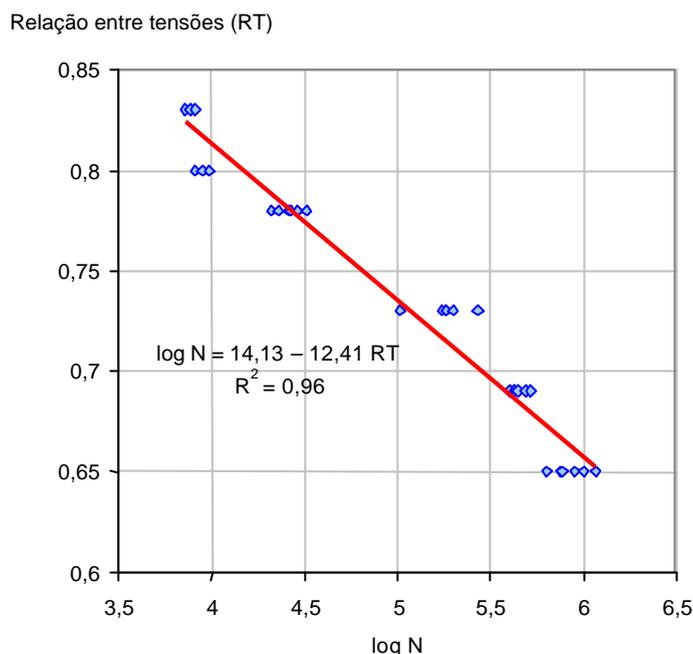


Figura 4.36 Regressão linear para o CAD seco eliminando os pontos fora do padrão médio (equação [4.8]).

4.1.6.5 Modelo de Ruptura por Fadiga Proposto para o CAD Considerando Diferente Relação entre Tensões Mínimas ($\sigma_{\min}/f_{ct,f} = R$)

Uma tensão é imposta ao pavimento devido às condições climáticas ao qual está exposto, principalmente em função das trocas na temperatura atmosférica, na umidade relativa do ar e da radiação solar. Conforme mencionado no Capítulo 1, as tensões causadas por ação do clima são geralmente de menor intensidade e de menor frequência do que aquelas impostas pelo tráfego. Assim, elas são consideradas, nos modelos à fadiga, por uma tensão mínima, que é representada pela relação entre a tensão mínima (σ_{\min}) imposta ao pavimento e a resistência à tração na flexão estática ($f_{ct,f}$). Esta relação $\sigma_{\min}/f_{ct,f}$ é representada por R.

Um modelo do comportamento à fadiga para o concreto de alto desempenho está sendo proposto, considerando-se diferente relação entre tensões mínima. Os ensaios foram realizados com frequência de 10 Hz, sendo que as relações entre tensões mínimas utilizadas para desenvolver o modelo à fadiga foram R = 0,07, R = 0,20 e R = 0,40.

Os dados de referência para números de ciclo à fadiga do concreto convencional seco foram extraídos das Tabelas 3.12, 3.16, 3.18, 3.19, 3.20 e 3.21 para valores de RT iguais a 0,73 e 0,78; todos os resultados foram empregados para a regressão linear entre os pontos em função da relação entre tensões máxima ($\sigma_{\max}/f_{ct,f} = RT$) e mínima ($\sigma_{\min}/f_{ct,f} = R$) bem como dos logaritmos dos números de ciclos correspondentes, que resultou em:

$$\log N = 17,4 - 16,65 \left(\frac{\sigma_{\max}}{f_{ct,f}} \right) + 0,05 \left(\frac{\sigma_{\min}}{f_{ct,f}} \right) \quad [4.9]$$

onde log N é o logaritmo do número de ciclos à fadiga, σ_{\max} é a tensão máxima aplicada, σ_{\min} é a tensão mínima aplicada e, $f_{ct,f}$ é a resistência à tração na flexão estática.

Este modelo apresentou, para 36 conjuntos de dados, um erro padrão de 0,09 e um coeficiente de determinação R² de 0,96. Os conjuntos de dados utilizados para determinar a regressão

linear e construir o modelo à fadiga para proposto para o CAD considerando diferente relação entre tensões mínima, estão apresentados na Figura 4.37.

A representação gráfica do modelo à fadiga desenvolvido para o CAD seco, considerando tanto a relação entre tensões máxima (RT) quanto a relação entre tensões mínima (R) (equação [4.9]), está apresentada na Figura 4.38.

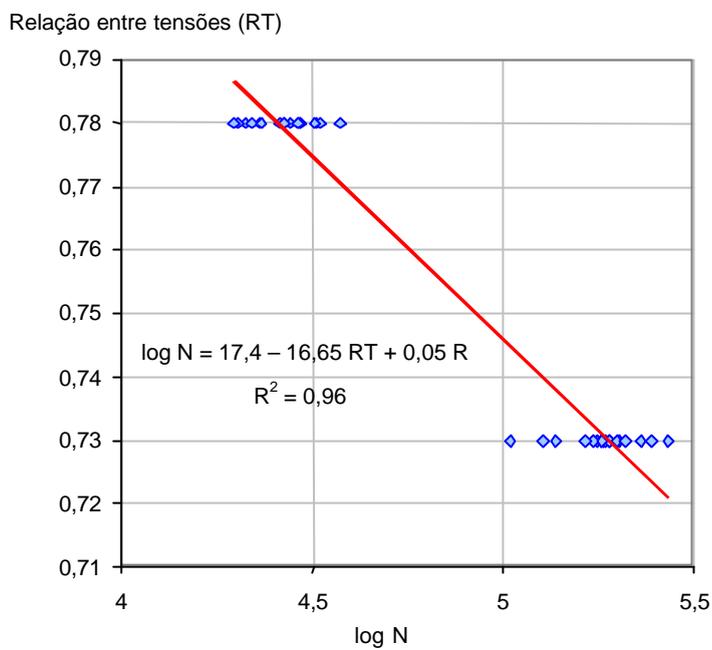


Figura 4.37 Regressão linear para o CAD considerando $\sigma_{\min}/f_{ct,f} = R$.

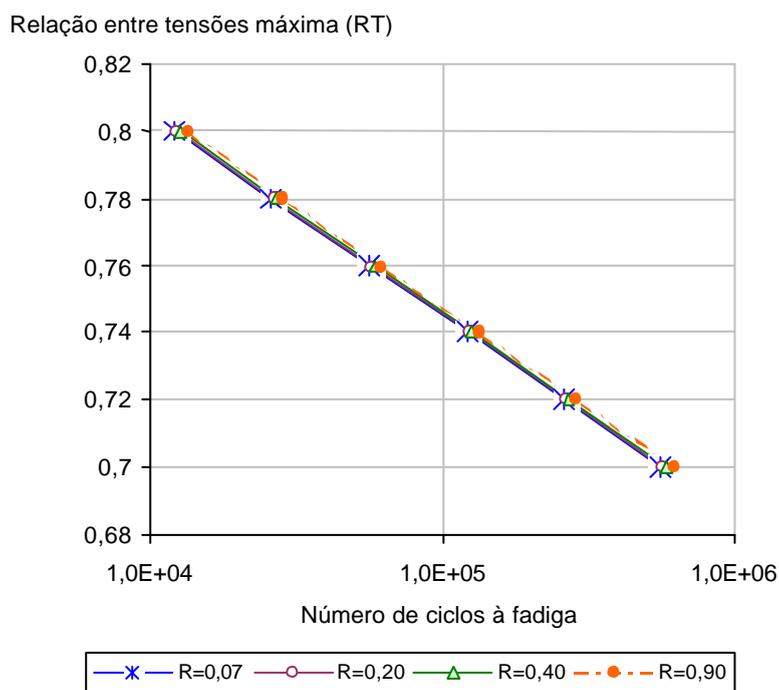


Figura 4.38 Modelo à fadiga proposto para diferente RT e R.

Verifica-se que a influência de R na resistência à fadiga do CAD é muito pequena, uma vez que o número de ciclos à fadiga alcançado para os quatro níveis de R adotados para construir o gráfico, foi praticamente o mesmo, quando considerado um mesmo nível de tensão.

Todavia, é possível perceber, que a pequena influência de R na resistência à fadiga, proporciona um aumento (quase imensurável) no número de ciclos à fadiga, à medida que aumenta a relação $\sigma_{\min}/f_{ct,f}$, para uma mesma relação $\sigma_{\max}/f_{ct,f}$.

4.2 Avaliação do Modelo à Fadiga Proposto para o Concreto Convencional

Todas as análises comparativas, que serão realizadas empregando os modelos de ruptura por fadiga propostos neste trabalho para o concreto convencional, ocorrerão em função dos modelos que foram desenvolvidos com eliminação dos resultados que fugiram do padrão médio dos demais.

4.2.1 Modelo Proposto para o Concreto Seco versus Modelo da *Portland Cement Association*

Conforme mencionado anteriormente, o método de dimensionamento de pavimentos de concreto de cimento Portland empregado no Brasil é aquele proposto pela PCA (1984) e por Packard e Tayabji (1985), que não considera as tensões impostas ao pavimento devido às variações de temperatura.

Ainda, o critério de fadiga proposto por Packard e Tayabji em 1985 é similar àquele previamente determinado pela PCA em 1966, exceto por ser aplicado em tensões de cargas nas bordas que são de maior magnitude, e pela alteração no limite de fadiga de 5×10^5 para 10^7 (ou da relação entre tensões de 0,5 para 0,45). Todavia, esta alteração no limite de fadiga foi realizada sem critério ou estudo algum, e ocorreu para eliminar uma descontinuidade na curva anterior que algumas vezes causava efeitos irrealistas em dimensionamentos, como os próprios autores se referem.

Este trabalho de doutorado teve entre seus objetivos, uma análise pioneira, no Brasil, do comportamento à fadiga de concretos para pavimentação, em laboratório, culminando na construção de modelos laboratoriais da resistência à fadiga e sua comparação com àquele proposto pela PCA e utilizado, há anos, como critério de projeto neste país.

É interessante lembrar, que o modelo proposto pela PCA em 1966 e revisto em 1984, não especifica a dosagem ou traço do concreto utilizado nos ensaios há cerca de quarenta anos atrás, bem como as dimensões dos corpos-de-prova empregados, as condições de ensaios e os critérios empregados na construção e posteriormente revisão do modelo proposto, o que dificulta a interpretação do modelo e comparação com aquele proposto neste trabalho.

Uma vez que não são especificados os tipos de ensaios realizados, se em flexão ou outro, nem os níveis de tensões aplicados, ou a resistência à tração na flexão resultante dos ensaios estáticos, fica difícil estabelecer similaridades entre as condições de ensaios ou dosagem. O que se pode afirmar é que os tipos de materiais e suas constituições mineralógicas bem como o traço empregado há cerca de 40 anos atrás pela PCA, não é similar àqueles atualmente existentes e empregados no Brasil.

Contudo, uma análise entre o modelo à fadiga proposto no presente estudo (equação [4.2]) para o concreto convencional seco, e aquele proposto pela PCA é realizada, podendo-se observar o comportamento destes dois modelos na Figura 4.39.

Para a construção da curva de fadiga determinada pela PCA e representada na Figura 4.39, foram utilizados os dois modelos à fadiga propostos por Packard e Tayabji (1985) (apresentados no Capítulo 1; equações [1.20] e [1.21]), sendo o primeiro para relações entre tensões superiores a 0,55 e o outro para tensões variando entre 0,55 e 0,45 (por isso a inflexão apresentada no gráfico) e, considerando que para valores inferiores a 0,45 o número de ciclos à fadiga seria ilimitado.

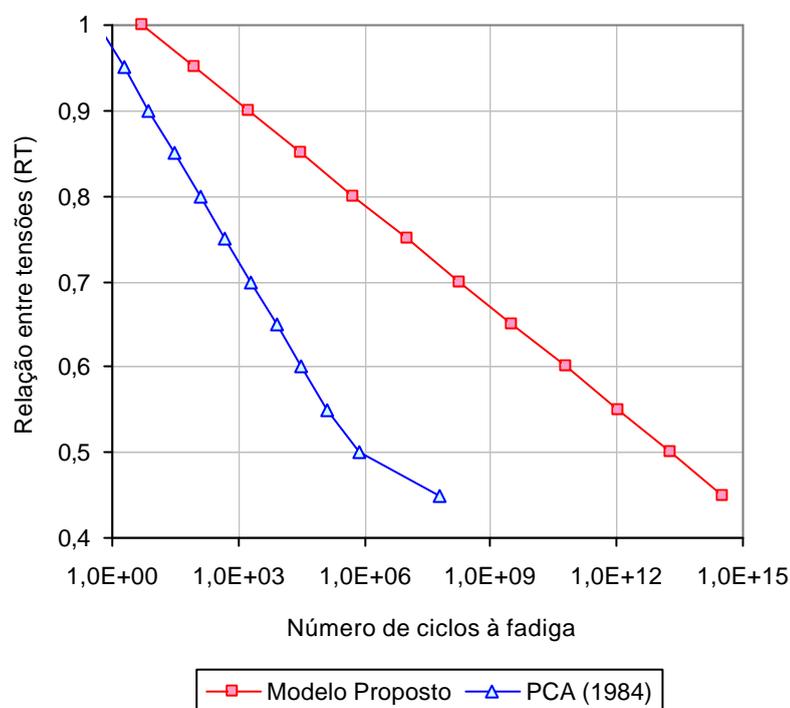


Figura 4.39 Representação gráfica do modelo à fadiga proposto *versus* modelo da PCA para o concreto seco.

Conforme ilustrado no gráfico, na medida em que a relação entre tensões cresce, o modelo da PCA/84 apresenta um número de ciclos à fadiga mais próximo àquele obtido a partir do modelo proposto neste estudo.

Entretanto, na proporção em que as relações entre tensões diminuem, até alcançar $RT = 0,55$, o modelo da PCA/84 passa a subestimar o número de ciclos à fadiga, indicando ser um modelo bastante conservador. Porém, para valores de RT menores do que 0,55 o número de ciclos à fadiga volta a tender, a se aproximar do modelo proposto por este trabalho; quando para relações menores do que 0,45, os autores do método da PCA (1984) consideram que o pavimento suporte um número ilimitado de ciclos à fadiga (conforme visto, trata-se do único caso a levar em conta tal hipótese).

Sendo assim, o modelo proposto nesta pesquisa apresenta-se menos conservador, deixando claro que o método de projeto utilizado (extra-oficialmente) no Brasil subestima a resistência à fadiga em uma magnitude tal que as espessuras de placas obtidas a partir deste método estariam acima daquelas realmente necessárias para suportar uma determinada tensão devido à repetição de cargas.

Permite-se dizer que este trabalho de doutorado abriu horizontes para a otimização de modelo à fadiga a ser empregado em dimensionamento de pavimentos de concreto simples, uma vez que propõe um modelo à fadiga que possibilita a redução da espessura da placa de concreto.

Esta condição foi alcançada por meio do emprego de materiais nacionais e de traço de concreto usualmente utilizado no país bem como, por ensaios realizados em equipamentos existentes no Brasil.

Os dados obtidos em laboratório e discutidos neste item constataam a necessidade de se ajustar e calibrar um critério de projeto desenvolvido em condições brasileiras (com relação aos materiais, ao clima e às condições de carregamentos), pois o método atualmente empregado é bastante incompleto e não aplicável diretamente às condições nacionais, conforme se pôde observar.

4.2.2 Modelo Proposto *versus* Modelos de Outros Autores (Concreto Seco)

A partir do modelo à fadiga para o concreto convencional seco, proposto neste trabalho, foram realizadas comparações com os modelos laboratoriais propostos por alguns autores, tais como Darter (1977), Iwama e Fukuda (1986), Koyanagawa *et al.* (1994), dentre outros, inserindo-se nas análises também o modelo desenvolvido pela PCA (1984), para um confronto conjunto com os demais autores.

Para as análises foram considerados modelos desenvolvidos a partir de uma resistência à tração na flexão estática em torno de 4,5 a 5,0 MPa (segundo consta nos artigos), uma vez que o modelo proposto neste trabalho para o concreto convencional considerou resistências à tração na flexão que variam de 4,5 a 5,3 MPa, sendo desconsideradas as frequências de aplicação das cargas e dimensões dos corpos-de-prova ensaiados, uma vez que poucos autores apresentavam alguns destes dados.

A Figura 4.40 apresenta graficamente o número de ciclos à fadiga obtido para os diversos modelos considerados, confrontando-os com aquele proposto neste trabalho (equação [4.2]), podendo-se observar que o modelo apresentado pela PCA (1984) (equação [1.20]) é o mais conservador entre todos; enquanto outros modelos alcançam de 5×10^5 a 10^7 ciclos para $RT = 0,75$, o da PCA atinge aproximadamente 8×10^2 ciclos. No outro extremo do gráfico, se situa o modelo proposto neste trabalho, apresentando-se como o menos conservador dentre os demais.

Os modelos japoneses desenvolvidos por Iwama e Fukuda (1986) (equação [1.49]) e Koyanagawa *et al.* (1994) (equação [1.44]) situam-se bastante próximos daquele proposto, podendo-se observar que para RT igual à aproximadamente 0,90, os três modelos se cruzam, apresentando a mesma resistência à fadiga. Para relações entre tensões superiores a 0,90 o modelo proposto atinge um menor número de ciclos. Todavia, na medida em que a relação entre tensões diminui, o modelo proposto neste trabalho apresenta um comportamento menos conservador que os demais, tendendo a uma vida de fadiga maior.

O modelo apresentado por Raithby e Galloway (1974) (equação [1.55]) situa-se próximo aos citados acima, sendo, contudo, aquele que alcança um maior número de ciclos à fadiga para relações entre tensões acima de 0,85 dentre todos os modelos apresentados, incluindo o proposto nesta pesquisa, quando exatamente no ponto RT igual a 0,85 eles se cruzam, indicando que atingem a mesma resistência à fadiga.

Os modelos desenvolvidos por Darter (1977) (equação [1.22]) e Siemes (1988) (equação [1.33]) apresentam resultados muito semelhantes entre si e intermediários aos modelos da PCA e dos demais autores (incluindo aquele presentemente proposto).

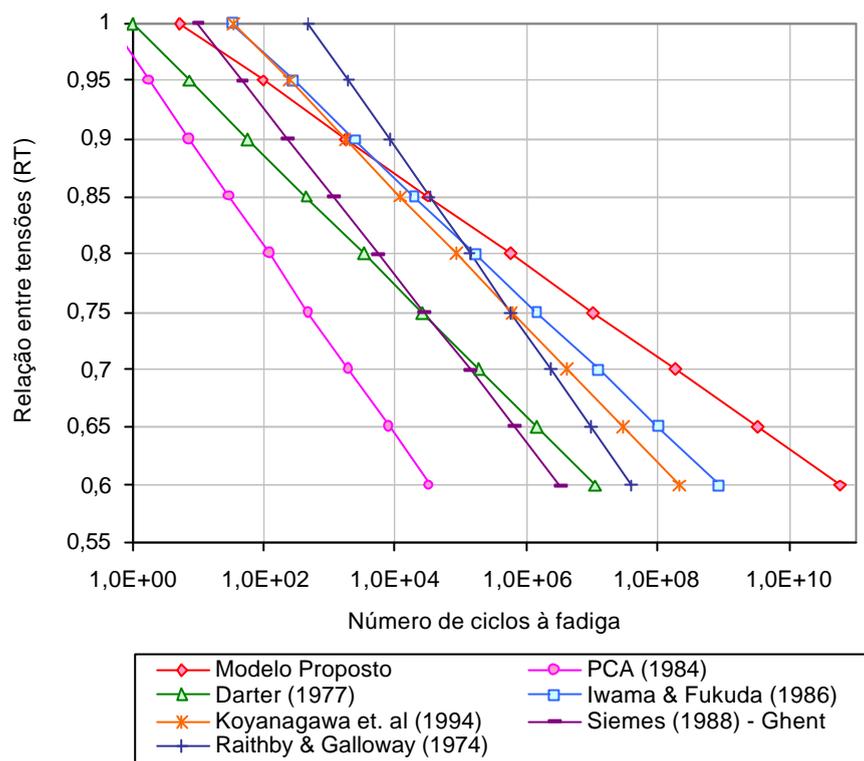


Figura 4.40 Representação gráfica dos modelos à fadiga de diversos autores para o concreto seco.

Ainda analisando a Figura 4.40, verifica-se que para uma relação entre tensões igual a 0,80, o número de ciclos à fadiga alcançado pelos modelos de Iwama e Fukuda (1986) e Koyanagawa *et al.* (1994), Darter (1977) e Siemes (1988) e o da PCA (1984) representam, respectivamente, 37,5%, 1,0% e 0,0125% do número de ciclos atingido pelo modelo proposto, indicando o quanto menos conservadora é a resistência à fadiga obtida por meio do modelo desenvolvido neste trabalho.

Uma conclusão bastante relevante, retirada a partir do modelo proposto, é o quão importante são os cuidados com moldagem, adensamento e execução de ensaio, que permitiram uma homogeneidade dos resultados bastante elevada, sendo, sem dúvidas, a principal responsável por um modelo à fadiga com a precisão alcançada no presente estudo.

Outros fatores que afetam o número de ciclos à fadiga são: (a) a quantidade ou forma das ligações entre partículas no concreto; (b) a resistência do concreto; (c) a microfissuração interna existente anteriormente ao carregamento; (d) a retração autóloga (que causaria microfissuras); (e) o tipo de cimento; (f) a relação a/c ; (g) a natureza mineralógica dos materiais; (h) a fragilidade do material, dentre outros.

Na expressão de fadiga, a inclinação da curva de fadiga comanda a representação do fenômeno; esta por sua vez, está intimamente ligada às características do concreto (apresentadas no parágrafo anterior). Assim, poder-se-ia dizer que provavelmente o modelo proposto apresente maior inclinação (conforme se observou na Figura 4.40) devido à natureza mineralógica dos materiais e à quantidade e forma das ligações entre estes. Isto poderia estar ocorrendo se considerarmos que os materiais existentes na Europa, Estados Unidos e Oriente (e empregados para desenvolver os demais modelos) são bastante distintos daqueles existentes no Brasil. Além disso, a frequência dos ensaios para a construção dos modelos à fadiga propostos pelos demais autores não foram obrigatoriamente de 10 Hz, o que certamente afetaria os resultados, conforme discutido no item 4.1.6.3.

É interessante lembrar que posteriormente foi realizada uma calibração entre os resultados obtidos em campo e em laboratório para o concreto de alto desempenho, podendo-se utilizar tal calibração para determinar o número de ciclos que seria alcançado em pista, a partir dos resultados laboratoriais, o que poderá servir de auxílio para se mensurar a real vida à fadiga de um pavimento de concreto simples, uma vez que em campo a dificuldade em se conseguir um concreto tão homogêneo quanto em laboratório é bastante grande.

4.2.3 Modelo Proposto para o Concreto Saturado versus Modelo de Outros Autores

A partir do modelo para o concreto convencional saturado, proposto neste trabalho (equação [4.4]), foram realizadas comparações com o modelo proposto por Cornelissen e Leewis (1986) (equação [1.52]) e por Raithby e Galloway (1974) (equação [1.54]), desenvolvido a partir de resultados com o concreto saturado.

A Figura 4.41 apresenta graficamente os resultados obtidos pelo modelo proposto, por aquele apresentado por Cornelissen e Leewis (1986) e por aquele desenvolvido por Raithby e Galloway (1974), podendo-se observar que as curvas de fadiga construídas a partir dos modelos em questão apresentam comportamento semelhante, alcançando um maior número de ciclos à fadiga na medida em que a relação entre tensões diminui.

O modelo proposto neste trabalho aparece menos conservador do que aquele apresentado por Cornelissen e Leewis (1986), verificando-se que este comportamento é minimizado com o decréscimo da relação entre tensões, quando os modelos tendem a se aproximar.

Apesar desta tendência à aproximação no número de ciclos à fadiga com a redução da relação entre tensões, observa-se que, por exemplo, para $RT = 0,75$, o modelo proposto apresenta uma vida à fadiga aproximadamente 93% superior que o modelo de Cornelissen e Leewis (1986). No entanto, deve-se lembrar que para desenvolver o modelo apresentado pelos referidos autores, foram realizados ensaios em tração pura e a uma frequência de aplicação de cargas de 6 Hz, o que representaria um menor número de ciclos comparado a ensaios submetidos à frequência de 10 Hz.

O modelo proposto neste estudo aparece bastante próximo daquele apresentado por Raithby e Galloway (1974); porém, este último apresenta-se ainda menos conservador, indicando que para uma mesma relação entre tensões, o número de ciclos à fadiga alcançado é superior àquele obtido pelo modelo proposto. Todavia, os autores em questão realizaram ensaios à fadiga em flexão a uma frequência de 20 Hz, o que poderia justificar tais resultados.

Os modelos propostos por Cornelissen e Leewis (1986) e Raithby e Galloway (1974), apresentados neste item, foram os únicos modelos encontrados na literatura pesquisada que estudaram o concreto no estado saturado, o que demonstra que existe a preocupação em se entender o comportamento à fadiga do concreto quando neste estado; poucos foram os pesquisadores que se dedicaram a tal estudo devido, provavelmente, ao árduo trabalho embutido nos ensaios à fadiga e, adicionando-se a isso, a necessidade de levar as amostras de concreto à saturação e realizar testes que propiciem uma condição de umidade constante durante todo o período de realização dos ensaios. Estes aspectos ilustram a necessidade de novos estudos que considerem diferentes condições de umidade e sua influência no comportamento à fadiga de concretos simples.

O modelo laboratorial proposto pelo presente estudo é uma importante ferramenta para a previsão da resistência à fadiga para pavimentos de concreto de cimento Portland em serviço, bem como para projetos de novos pavimentos, principalmente em áreas mal drenadas ou com uma umidade relativa do ar constantemente elevada.

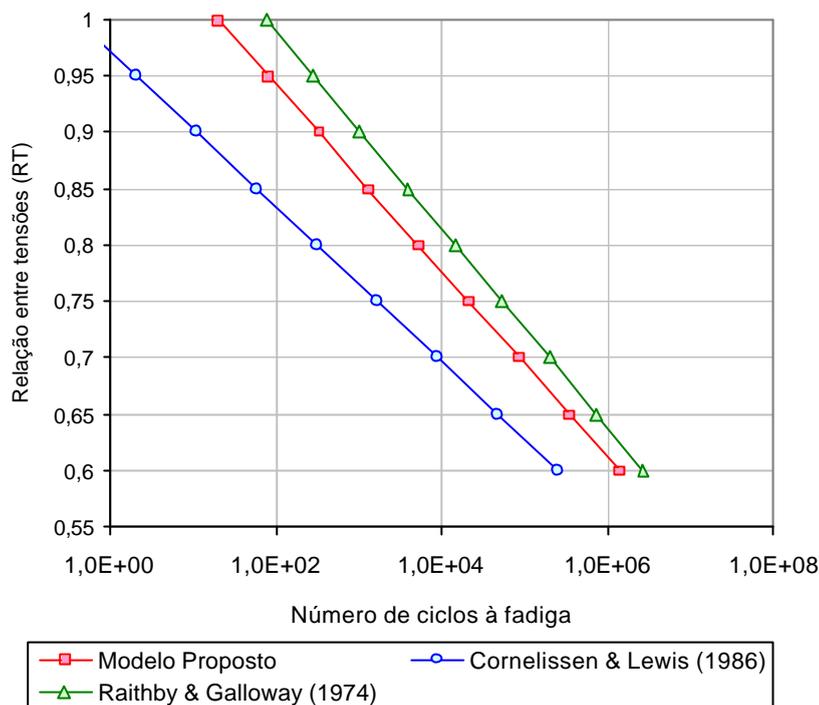


Figura 4.41 Representação gráfica dos modelos à fadiga de diversos autores para o concreto saturado.

4.2.4 Modelos para o Concreto Seco versus Modelos para o Concreto Saturado

Neste item serão realizadas análises entre os modelos à fadiga, para o concreto seco e saturado, propostos neste trabalho e aqueles desenvolvidos por Cornelissen e Lewis (1986) e por Raithby e Galloway (1974).

A Figura 4.42 apresenta os modelos propostos por este trabalho (equações [4.2] e [4.4]), por Cornelissen e Lewis (1986) (equações [1.51] e [1.52]) e por Raithby e Galloway (1974) (equações [1.54] e [1.55]), para o concreto seco e saturado, verificando-se, conforme já esperado, que o número de ciclos à fadiga, tanto para o concreto seco quanto para o concreto saturado, aumentou à medida em que a relação entre tensões (RT) diminuiu.

Com relação à presença de umidade no concreto, para os modelos propostos nesta pesquisa, verifica-se que o número de ciclos à fadiga suportado pelo concreto saturado foi de 1% a 19% da resistência à fadiga do concreto seco para relações entre tensões abaixo de 0,95, havendo uma inversão no comportamento (concreto seco apresentou menor número de ciclos do que o concreto saturado), somente quando a relação entre tensões era praticamente igual a 1, ou seja, a tensão máxima aplicada era igual a resistência estática. Desta forma, pode-se dizer que o concreto no estado saturado representa a condição mais crítica para a ruptura por fadiga dos pavimentos de concreto simples. Estes resultados são bastante coerentes, uma vez que a resistência à tração na flexão estática do concreto convencional saturado foi levemente inferior à do concreto seco, o que também confirma a influência da resistência estática na resistência à fadiga. Contudo, a influência da saturação foi muito mais acentuada na resistência à fadiga.

Os resultados obtidos da relação entre tensões máxima em função do número de ciclos, dos ensaios com o concreto convencional seco e saturado apresentados no diagrama $\sigma - N$ da Figura 4.42, demonstram que quanto menor a relação entre tensões máxima, mais a curva de fadiga para o concreto seco se distancia daquela para o concreto saturado (para os modelos

propostos), indicando que no estado seco a vida de fadiga para o concreto convencional aumenta em uma proporção maior à medida que diminui a relação entre tensões.

Por outro lado, observa-se também que com o aumento da relação entre tensões máxima ocorre uma aproximação do número de ciclos à fadiga para os concretos seco e saturado, e que, no nível de tensão $RT = 0,95$ as duas curvas se cruzam, quando a partir deste ponto o concreto saturado suporta um maior número de ciclos. Considere-se, entretanto, que acima da relação entre tensões $0,95$, ambos os concretos suportam um número insignificante de ciclos (em torno de 10 a 40 ciclos).

O comportamento dos modelos à fadiga, dos concretos seco e saturado, propostos por Cornelissen e Leewis (1986) é semelhante àqueles propostos nesta pesquisa, verificando-se que o concreto saturado suporta um número de ciclos à fadiga inferior ao concreto seco. Todavia, os modelos desenvolvidos por Cornelissen e Leewis (1986) apresentam-se exatamente paralelos, indicando que o número de ciclos é ampliado na mesma proporção na medida em que a relação entre tensões diminui.

Os modelos desenvolvidos por Raithby e Galloway (1974) apresentam-se também bastante paralelos, mas existindo uma tendência à aproximação na proporção em que aumenta a relação entre tensões (da mesma forma que ocorreu com o modelo proposto neste estudo), porém não ocorreu a existência de um ponto de cruzamento entre os dois modelos, ou seja, em nenhum momento os concretos seco e saturado apresentaram a mesma resistência à fadiga, como ocorreu para os modelos propostos nesta pesquisa.

Outro aspecto interessante, é que, para uma relação entre tensões $0,65$, o modelo proposto para o concreto saturado e aquele dado por Cornelissen e Leewis (1986) para o concreto seco, apresentam um mesmo número de ciclos à fadiga, indicando que o concreto saturado aqui estudado apresenta uma resistência à fadiga bastante elevada, lembrando-se todavia, que ainda assim foi inferior àquela encontrada por Raithby e Galloway (1974).

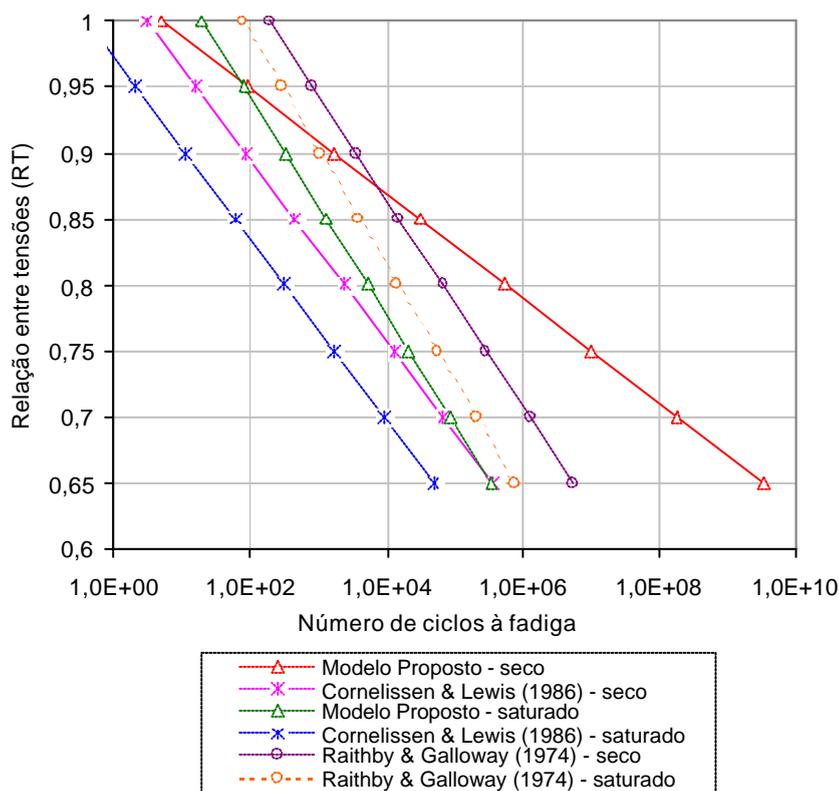


Figura 4.42 Curva $\sigma - N$ para o concreto convencional seco e saturado.

4.2.5 Modelo Proposto para Diferentes Frequências de Aplicação das Cargas *versus* Modelo de Hsu

O comportamento à fadiga em função da frequência de aplicação das cargas foi estudado também por Hsu (1981), que considerou tanto o nível de tensão máxima quanto o mínimo.

Com o intuito de confrontar os resultados obtidos nesta pesquisa (equação [4.6]) com relação à influência da frequência de aplicação das cargas na resistência à fadiga de concretos para pavimentação, com aqueles encontrados por Hsu (1981) (equação [1.50]), construiu-se o gráfico da Figura 4.43 que relaciona o número de ciclos à fadiga com a frequência de aplicação das cargas, considerando a relação entre tensões constante e igual a 0,83.

Conforme aumenta a frequência de aplicação das cargas, o número de ciclos à fadiga aumenta, para uma mesma relação entre tensões, neste caso para $RT = 0,83$. Este fato indica que os ensaios à fadiga realizados com altas frequências (10 Hz, por exemplo) superestimam a resistência à fadiga de um pavimento de concreto, uma vez que os pavimentos (com elevados volumes de tráfego) geralmente estão submetidos a frequências em torno de 1 a 5 Hz.

É possível observar que, apesar de os dois modelos (Hsu, 1981 e proposto) apresentarem um crescimento no número de ciclos com o aumento da frequência, o modelo proposto atinge uma resistência à fadiga superior, para uma mesma frequência de aplicação das cargas.

O modelo desenvolvido por Hsu (1981) parece tender a uma estabilização no número de ciclos à fadiga a partir de uma certa frequência, enquanto o modelo proposto apresenta um crescimento contínuo na resistência à fadiga com o aumento da frequência. Porém, para construir a Figura 4.43, foi preciso extrapolar o modelo de Hsu para frequências de 1 a 10 Hz, uma vez que abrangia frequências de 10 a 100 Hz.

Verificando-se entretanto, o pequeno número de trabalhos considerando diferentes frequências de aplicações de cargas na resistência à fadiga, fica difícil afirmar se a partir de uma determinada frequência a resistência à fadiga se estabiliza ou continua a crescer.

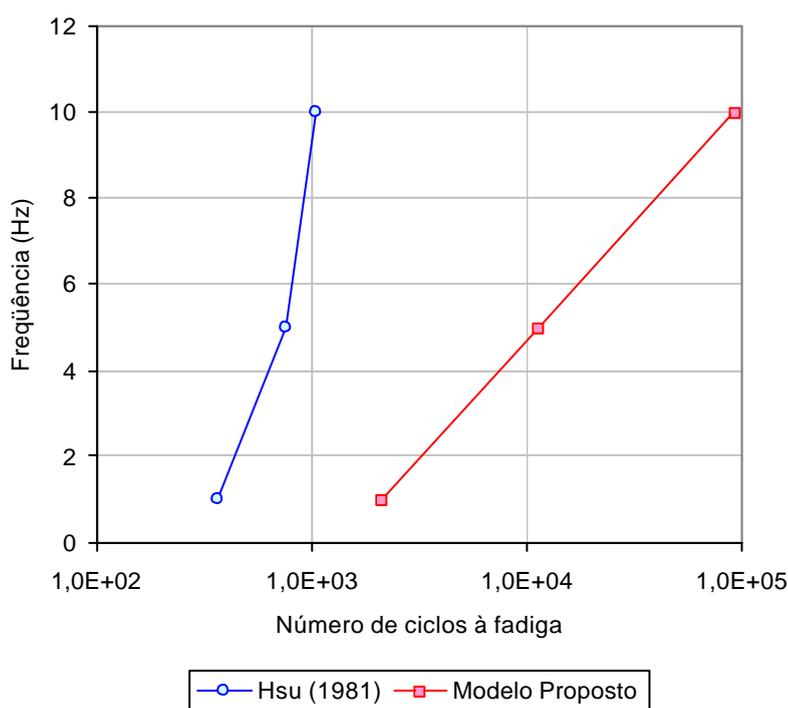


Figura 4.43 Número de ciclos à fadiga para diferentes frequências ($RT = 0,83$).

4.3 Avaliação do Modelo à Fadiga Proposto para o Concreto de Alto Desempenho

Todas as análises comparativas que serão realizadas com os modelos de ruptura por fadiga propostos para o CAD ocorrerão utilizando aqueles modelos que foram desenvolvidos eliminando os resultados que fugiram do padrão médio dos demais.

4.3.1 Modelo Proposto para o CAD versus Modelo Existente

O único modelo à fadiga desenvolvido (de modo explícito) para o concreto de alto desempenho, encontrado na literatura, foi o modelo semi-empírico construído por Balbo (1999), que será confrontado mais adiante com o modelo experimental para o CAD proposto neste trabalho.

Entretanto, encontrou-se na literatura um modelo desenvolvido por Koyanagawa *et al.* (1994), que, apesar de não ter estudado um CAD, pesquisou sobre um concreto com resistência à tração na flexão estática de 6,0 MPa, que vem a ser a mesma resistência estática obtida para o CAD em estudo. A relação *a/c* e o consumo de cimento utilizados na pesquisa, do referido autor, não estavam explicitados no artigo pesquisado.

O número de ciclos à fadiga em função da relação entre tensões, oriundo dos ensaios dinâmicos, está apresentado no diagrama $\sigma - N$ da Figura 4.44, comparando os resultados obtidos para o CAD estudado (equação [4.8]) com aqueles para o concreto desenvolvido por Koyanagawa *et al.* (1994) (equação [1.46]).

De tal comparação pode-se observar que os dois modelos apresentam resistência à fadiga muito próxima. Contudo, os resultados obtidos pelo referido autor parecem mais otimistas, principalmente com o decréscimo da relação entre tensões, quando o número de ciclos à fadiga tende a crescer em maior proporção do que para o CAD.

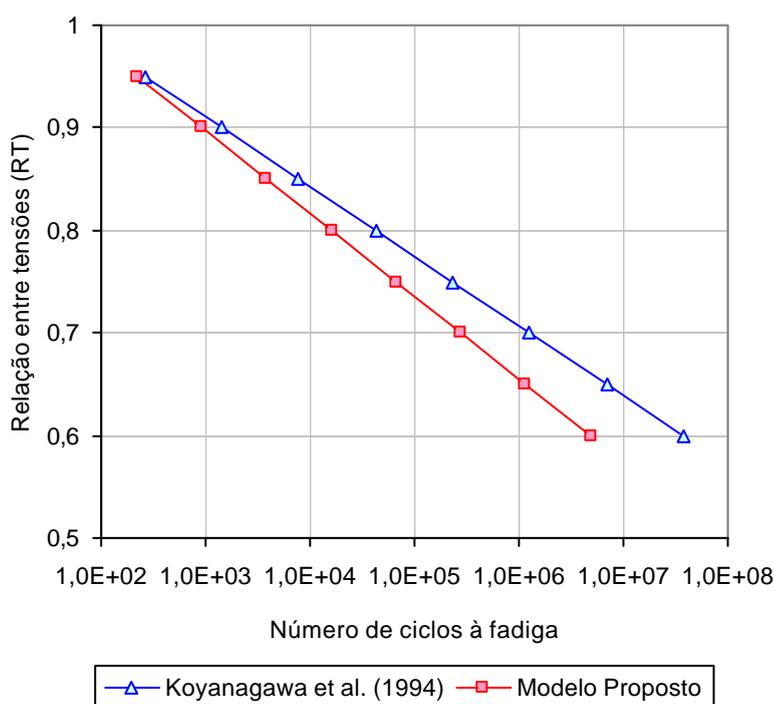


Figura 4.44 Número de ciclos à fadiga para o CAD e para um concreto de $f_{ct,f} = 6,0$ Mpa.

Quanto mais alta a relação entre tensões, maior é a proximidade entre o número de ciclos alcançados pelos dois modelos, atingindo uma mesma resistência à fadiga quando RT é 0,95. Sendo assim, pode-se dizer que apesar de não se ter muita referência sobre as características do concreto estudado por Koyanagawa *et al.* (1994), não se tendo a certeza se pode ou não ser considerado um CAD, aquele apresenta um comportamento semelhante ao do CAD estudado, sendo possível uma comparação direta entre tais modelos à fadiga.

4.3.2 Modelo Proposto Considerando Tensão Mínima versus Modelos Pré-Existentes

O modelo experimental à fadiga proposto neste trabalho, que considera a relação entre tensões máxima e mínima em uma mesma expressão (equação [4.9]), foi comparado com os modelos também experimentais propostos por outros autores, tais como Siemes (1988), Cornelissen e Leewis (1986) e Koyanagawa *et al.* (1994), que também consideravam $\sigma_{\min}/f_{ct,f}$ e $\sigma_{\max}/f_{ct,f}$.

A Figura 4.45 apresenta graficamente os resultados obtidos pelos modelos desenvolvidos pelos referidos autores e aquele proposto neste trabalho, para diferentes relações entre tensões mínimas e para uma relação entre tensões (máxima) RT = 0,73.

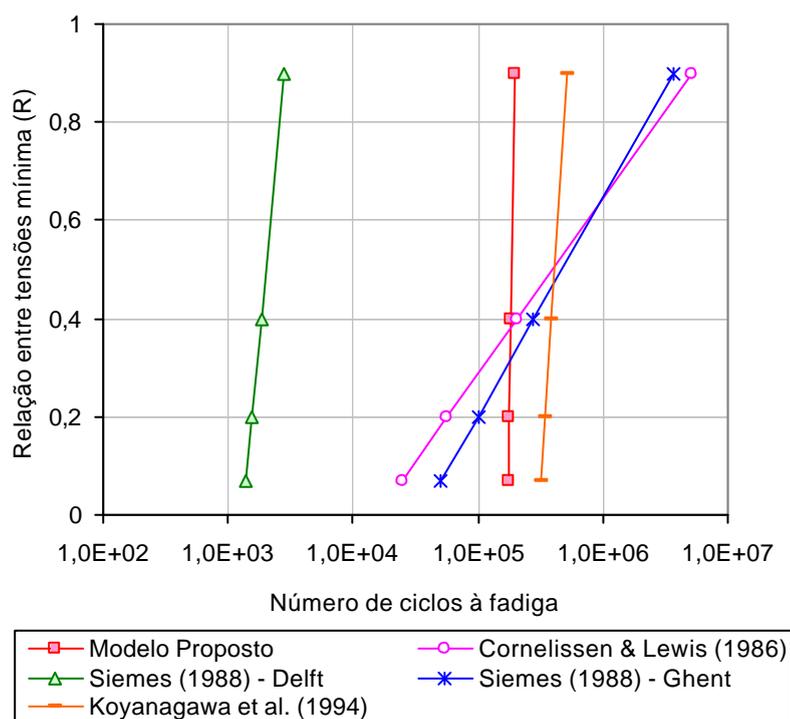


Figura 4.45 Modelos à fadiga de diversos autores, considerando $\sigma_{\min}/f_{ct,f}$.

O comportamento do modelo proposto neste trabalho é semelhante àquele desenvolvido por Koyanagawa *et al.* (1994) (equação [1.47]) e pelo do laboratório de Delft (Siemes, 1988) (equação [1.30]), verificando-se que os três modelos demonstram que a influência de $\sigma_{\min}/f_{ct,f}$ é praticamente inexistente, ou seja, para uma mesma relação entre tensões máxima (RT) é insignificante a alteração no número de ciclos alcançados para diferentes $\sigma_{\min}/f_{ct,f}$. Esta constatação ocorre principalmente para os modelo proposto e o de Koyanagawa *et al.* (1994).

Entretanto, o modelo desenvolvido pelo laboratório de Delft e apresentado por Siemes (1988), mostra-se o mais conservador entre os três e aquele dado por Koyanagawa *et al.* (1994), o

mais otimista, encontrando-se o modelo proposto neste trabalho situado entre ambos. Contudo, o modelo proposto apresenta resistência à fadiga muito mais próxima ao modelo de Koyanagawa *et al.* (1994).

Os modelos à fadiga apresentados por Cornelissen e Leewis (1986) (equação [1.51]) e por Siemes (1988) (desenvolvido pelo laboratório de Ghent, equação [1.33]), apresentam um comportamento semelhante entre si, porém diferente daquele verificado pelos outros três modelos discutidos anteriormente.

Cornelissen e Leewis (1986) e Siemes - Ghent (1988), indicam em seus modelos, que a medida em que a relação $\sigma_{\min}/f_{ct,f}$ cresce, o número de ciclos à fadiga aumenta, para uma mesma relação RT, ou seja, que quando a relação entre tensões mínima aumenta, a resistência à fadiga é maior, para uma mesma relação entre tensões máxima.

A Figura 4.45 indica que para R maior do que aproximadamente 0,4, os modelos de Cornelissen e Leewis (1986) e Ghent (1988), suportam um número de ciclos bastante superior àqueles dados pelo trabalho proposto, Koyanagawa *et al.* (1994) e Delft (1988). Porém, para R menor do que 0,4, o modelo presentemente proposto e o de Koyanagawa *et al.* (1994) atingem uma resistência à fadiga maior.

Contudo, Cornelissen (1984) construiu modelos à fadiga em flexão para níveis de $\sigma_{\min}/f_{ct,f}$ específicos (o que não permitiu coloca-los na Figura 4.45 juntamente com os demais), constatando que para mesma relação entre tensões (RT), o número de ciclos à fadiga era aumentado com a redução da relação entre tensões mínima (R), conforme foi observado na Figura 1.3 no Capítulo 1.

Em pesquisa sobre o efeito de gradientes térmicos em placas de concreto de cimento Portland desenvolvida no Brasil por Severi (2002), foi verificado que o efeito combinado das cargas do tráfego e diferenciais térmicos eleva o valor da tensão de tração na flexão nas placas de concreto. Todavia, o autor não determinou o comportamento à fadiga para tal condição.

Sendo assim, pelas discussões realizadas neste item, parece imprescindível que sejam realizados estudos em condições reais de pista sobre o comportamento à fadiga de pavimentos de concreto considerando o efeito combinado das tensões devido ao tráfego e à temperatura.

4.4 Confronto entre Modelos Propostos para o Concreto Convencional e para o CAD

Com o intuito de comparar os modelos à fadiga obtidos para o concreto convencional e para o concreto de alto desempenho, construiu-se o gráfico da Figura 4.46, que apresenta os resultados de resistência à fadiga para os concretos estudados neste trabalho e para aqueles estudados por Koyanagawa *et al.* (1994), que também estudaram dois concretos distintos, com $f_{ct,f}$ de 4,0 MPa e de 6,0 MPa. Apesar de não haver nenhuma menção se o concreto com 6,0 MPa apresentado pelo referido autor seria um CAD (não havia dados sobre relação a/c e consumo de cimento), o confronto com os concretos estudados foi realizado.

Para os concretos estudados neste trabalho, o modelo à fadiga proposto para o concreto convencional se comporta de maneira bem mais otimista do que o modelo para o CAD, o que significa que o CCP convencional apresenta uma resistência à fadiga muito mais elevada do que aquela alcançada para o CCP de alto desempenho, sendo da ordem de 99% superior para $RT = 0,75$. Este comportamento poderia ser explicado considerando que o CAD se comporta como um material muito mais frágil que o concreto convencional, o que foi constatado inclusive no instante de ruptura do corpo-de-prova durante o ensaio, quando as amostras de CAD romperam de maneira mais brusca.

A constatação acima é bastante interessante e importante se for considerado o fato de que o CAD apresenta uma resistência à tração na flexão estática superior à do concreto convencional. Inclusive pela sua denominação (CAD), esperava-se que, além de apresentar uma relação a/c baixa, um consumo de cimento alto e resistência estática elevada, proporcionasse um melhor desempenho frente ao comportamento à fadiga.

Assim, poder-se-ia dizer que o concreto convencional se comporta como de alto desempenho frente à resistência à fadiga, apesar de não apresentar as características de um CAD. A explicação para isto, provavelmente seja o tipo de cimento, a relação a/c, a existência de microfissuração interna ou mesmo, a própria fragilidade do material.

Kim e Kim (1996) e Klaiber e Lee (1982), assim como constatado neste trabalho, verificaram que a resistência à fadiga do concreto era reduzida com o acréscimo da resistência à flexão estática. Entretanto, não determinaram um modelo à fadiga para que fosse comparado ao presente estudo.

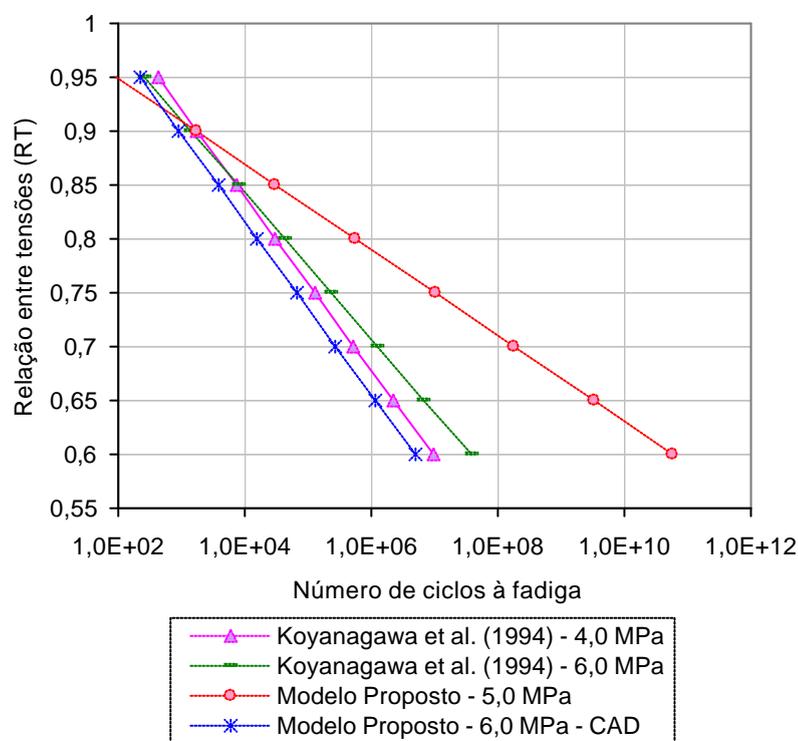


Figura 4.46 Confronto entre modelos à fadiga propostos para o concreto convencional e para o CAD.

Os dois concretos estudados por Koyanagawa *et al.* (1994), apresentaram resistências à fadiga praticamente iguais; contudo o concreto com $f_{ct,f} = 6,0$ MPa atingiu um número de ciclos um pouco maior para valores de RT inferiores a 0,85, enquanto, o concreto com $f_{ct,f} = 4,0$ MPa mostrou-se com melhor desempenho para RT superior a 0,85.

Comparando o concreto convencional de 4,0 MPa, apresentado por Koyanagawa *et al.* (1994), com o CAD proposto neste trabalho, percebe-se que o CAD apresenta uma resistência à fadiga inferior, assim como ocorreu quando comparado ao concreto convencional proposto nesta tese. Entretanto, o CAD estudado apresenta uma resistência à fadiga bem mais próxima à do concreto convencional de 4,0 MPa de Koyanagawa *et al.* (1994) do que à do concreto convencional de 5,0 MPa estudado.

4.5 Formulação de Modelo para o CAD com Nível de Tensão Variável (Conforme Tensões Reais Ocorridas em Pista)

Com o intuito de alcançar o principal objetivo deste trabalho de pesquisa para doutorado, qual seja, de determinar um fator de calibração entre os modelos de campo e de laboratório obtidos para um mesmo concreto (CAD), utilizou-se a hipótese de Palmgren-Miner apresentada no item 1.3.6 no Capítulo 1.

Para que fosse possível a calibração desejada, apresentavam-se duas possibilidades: (a) reescrever o modelo não-linear (regressão potencial) obtido em campo por Balbo (1999) de maneira que este se tornasse linear conforme o modelo desenvolvido experimentalmente neste trabalho; ou, (b) reescrever o modelo laboratorial na forma não-linear de maneira que fosse possível comparar modelos escritos de forma semelhante.

A transformação tanto do modelo semi-empírico de Balbo (1999), quanto do modelo laboratorial desenvolvido no presente estudo, para a forma linear ou não-linear, conforme necessário, foram possíveis por meio da utilização da hipótese de Palmgren-Miner.

A hipótese de Palmgren-Miner assume que:

$$\frac{N_{1,p}}{N_{1,adm}} + \frac{N_{2,p}}{N_{2,adm}} + \dots + \frac{N_{n,p}}{N_{n,adm}} = 1 \quad [4.10]$$

onde:

$N_{i,p}$ é o número de ciclos de funcionamento para uma ação p; e

$N_{i,adm}$ é o número total de ciclos para o colapso de uma ação repetitiva p.

Nos itens 4.5.1 e 4.5.2 estão descritas as transformações necessárias utilizando-se a equação apresentada acima.

4.5.1 Formulação de Modelo Linear

Em uma primeira instância, foi necessário substituir os resultados obtidos nos ensaios laboratoriais à tensão variável, realizados conforme a história real de tensões ocorrida em campo (apresentados na Tabela 3.22 do item 3.3.4), na expressão apresentada na hipótese de Palmgren-Miner (equação [4.10]).

Sabendo-se que $N_{i,adm}$ relaciona-se com a relação entre tensões (aplicada e de ruptura) por meio da equação

$$RT_i = a + b \cdot \log N_{i,adm} \quad [4.11]$$

tem-se que:

$$N_{i,adm} = 10^{\left(\frac{RT_i - a}{b}\right)} \quad [4.12]$$

Logo, a equação [4.10] pode ser escrita como segue:

$$\frac{N_{1,p}}{10 \left(\frac{\left(\frac{s_1}{f_{ct,f}} \right)^{-a}}{b} \right)} + \frac{N_{2,p}}{10 \left(\frac{\left(\frac{s_2}{f_{ct,f}} \right)^{-a}}{b} \right)} + \dots + \frac{N_{n,p}}{10 \left(\frac{\left(\frac{s_n}{f_{ct,f}} \right)^{-a}}{b} \right)} = 1 \quad [4.13]$$

sendo:

$\sigma_{1,\dots,n}$ a tensão máxima aplicada; e

$f_{ct,f}$ a resistência à tração na flexão característica.

Admitindo-se que na equação [4.13] a constante “a” assume o valor unitário para uma relação entre tensões também unitária e substituindo-se os resultados dos números de ciclos totais que levaram as amostras de concreto (CAD) à ruptura durante os testes em laboratório, apresentados na Tabela 3.22 do item 3.3.4, obtém-se:

$$\frac{52.674}{10 \left(\frac{\left(\frac{2,32}{6} \right)^{-1}}{b} \right)} + \frac{65.172}{10 \left(\frac{\left(\frac{2,66}{6} \right)^{-1}}{b} \right)} + \frac{52.638}{10 \left(\frac{\left(\frac{2,96}{6} \right)^{-1}}{b} \right)} + \dots + \frac{1.250}{10 \left(\frac{\left(\frac{4,85}{6} \right)^{-1}}{b} \right)} = 1 \quad [4.14]$$

Esta expressão foi calculada para cada um dos seis corpos-de-prova ensaiados variando a tensão conforme histórico de tensões ocorrido em pista (Balbo, 1999). Solucionando-se a equação [4.14] com auxílio de planilha eletrônica, por método de tentativas sucessivas, chegou-se a um valor médio para a constante “b” igual a 0,04997 (ou seja, $b \approx 0,05$). Assim sendo, tem-se que o modelo experimental para o CAD, gerado a partir de ensaios conduzidos por meio de variação de tensão e analisados com inferência da hipótese de Palmgren-Miner, resulta:

$$RT = 1 - 0,04997 \log N_{\text{Laboratório}} \quad [4.15]$$

4.5.2 Calibração da Relação Laboratório-Campo para Modelo Linear

Para se efetuar a calibração entre o modelo de laboratório e o de campo, foi necessário modificar o modelo semi-empírico desenvolvido por Balbo (1999), que foi originado a partir de uma regressão potencial, encontrado, portanto, em função de uma potência do número de ciclos (N) e não em função de seu logaritmo (log N), conforme emprego corriqueiro em modelos experimentais.

Assim, o modelo semi-empírico (ou mecanicista) obtido por Balbo (1999) que foi apresentado na equação [1.57] do item 1.4.2.1, foi modificado utilizando-se os dados (originalmente apresentados pelo autor) relacionando número de repetições de carga em pista e tensões correspondentes até o limite de ruptura à fadiga tomado pelo autor. Para tanto, foi necessário substituir, na equação [4.13], os resultados obtidos em campo e que correspondem exclusivamente ao número de ciclos da primeira série apresentada na Tabela 3.22 no item 3.3.4. Ainda, nesse caso assumiu-se novamente que a constante “a” assume o valor unitário para uma relação entre tensões também unitária, de tal modo que:

$$\frac{8.779}{10 \left(\frac{\left(\frac{2,32}{6} \right)^{-1}}{b} \right)} + \frac{10.862}{10 \left(\frac{\left(\frac{2,66}{6} \right)^{-1}}{b} \right)} + \frac{8.773}{10 \left(\frac{\left(\frac{2,96}{6} \right)^{-1}}{b} \right)} + \dots + \frac{238}{10 \left(\frac{\left(\frac{4,85}{6} \right)^{-1}}{b} \right)} = 1 \quad [4.16]$$

Solucionando-se a equação [4.16] com auxílio de planilha eletrônica, por sucessivas tentativas de aproximação, chega-se a um valor para a constante “b” igual a 0,05923. Assim sendo, obteve-se o seguinte modelo de Balbo (1999) modificado:

$$RT = 1 - 0,05923 \log N_{\text{Campo}} \quad [4.17]$$

Solucionando-se simultaneamente as equações [4.15] e [4.17], substituindo-se RT na primeira em função de RT da segunda, chega-se à seguinte relação entre o número de repetições de carga esperado em pista (N_{Campo}) e aquele definido em laboratório ($N_{\text{Laboratório}}$), para um mesmo concreto (CAD):

$$N_{\text{Campo}} = 10^{(0,843660307 \cdot \log N_{\text{Laboratório}})} \quad [4.18]$$

A equação [4.18] representa a calibração entre os modelos de laboratório e de campo para o mesmo concreto de alto desempenho, ou seja, é possível uma inferência sobre o número de ciclos de repetições de cargas que ocorrerão sobre o pavimento em pista até que se manifeste o fenômeno de fadiga (o que se trata de um processo de determinação difícilíssima) a partir do número de ciclos de carregamento à fadiga obtido a partir de modelo laboratorial (experimental) de fadiga (de determinação muito mais simples embora também trabalhosa).

Definida a calibração apresentada anteriormente, uma avaliação quantitativa foi realizada, em termos comparativos, dos efeitos da aplicação de um fator laboratório-campo, obtido a partir de modelo linear, em procedimentos de dimensionamento estrutural das placas de concreto simples. Inicialmente, na Tabela 4.31 são apresentadas as correspondências entre número de ciclos à fadiga em campo e número de ciclos à fadiga em laboratório, aplicando-se a equação [4.18] e, as variações percentuais entre N_{Campo} e $N_{\text{Laboratório}}$. A Figura 4.47 apresenta as curvas à fadiga resultantes dos modelos lineares semi-empírico e experimental.

Os valores apresentados na Tabela 4.31 indicam que, em campo, o número de ciclos à fadiga necessário para a ruptura é menor do que aquele estimado em laboratório e, quanto menor a relação entre tensões, maior é a diferença entre campo e laboratório.

Tabela 4.31 Resultados de resistência à fadiga correlacionando campo e laboratório

$N_{\text{Laboratório}}$ (ciclos)	N_{Campo} (ciclos)	$N_{\text{Campo}}/N_{\text{Laboratório}}$ (%)
10^9	$10^{7,59}$	3,89
10^8	$10^{6,75}$	5,62
10^7	$10^{5,91}$	8,13
10^6	$10^{5,06}$	11,48
10^5	$10^{4,22}$	16,59
10^4	$10^{3,37}$	23,44

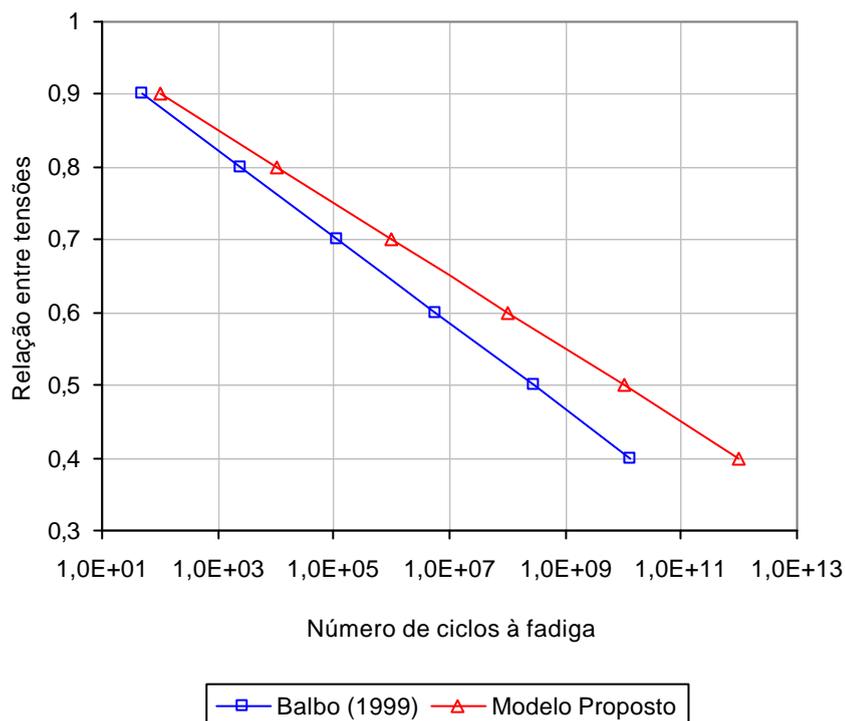


Figura 4.47 Modelos lineares semi-empírico (Balbo, 1999) *versus* experimental (proposto).

4.5.3 Formulação de Modelo Não-Linear (Potencial)

Depois de realizada a calibração entre o número de ciclos à fadiga para campo e laboratório forçando, no modelo semi-empírico de Balbo (1999), um número de ciclos à fadiga (N) e uma relação entre tensões (RT) igual ao valor unitário, se desenvolveu a segunda possibilidade de formulação, qual seja, transformar o modelo de ruptura por fadiga obtido em laboratório para uma equação não-linear conforme descrito no modelo obtido em campo, o que permitiria uma calibração laboratório-campo considerando, além do número de ciclos reais obtidos em laboratório, o número de ciclos à fadiga real obtido em pista, sem forçar algo inexistente para nenhum dos modelos. Com isto, apresentar-se-ia uma calibração muito mais próxima da realidade.

Sabendo-se que $N_{i,adm}$ relaciona-se com a relação entre tensões (aplicada e de ruptura) por meio da equação

$$N_{i,adm} = k \left(\frac{1}{RT} \right)^c \quad [4.19]$$

Pode-se reescrever a equação [4.10] como segue:

$$\frac{N_{1,p}}{k \cdot \left(\frac{f_{ct,f}}{s_1} \right)^c} + \frac{N_{2,p}}{k \cdot \left(\frac{f_{ct,f}}{s_2} \right)^c} + \dots + \frac{N_{n,p}}{k \cdot \left(\frac{f_{ct,f}}{s_n} \right)^c} = 1 \quad [4.20]$$

sendo:

$\sigma_{1,\dots,n}$ a tensão máxima aplicada; e
 $f_{ct,f}$ a resistência à tração na flexão característica.

Admitindo-se que na equação [4.20] a constante “k” assume o valor de 29.745 (idêntico ao modelo de Balbo, 1999) para um determinado expoente “c” que se deseja conhecer, e substituindo-se os resultados dos números de ciclos totais que levaram as amostras de concreto (CAD) à ruptura durante os testes em laboratório, apresentados na Tabela 3.22 do item 3.3.4, obtém-se:

$$\frac{52.674}{29.745 \left(\frac{6}{2,32} \right)^c} + \frac{65.172}{29.745 \left(\frac{6}{2,60} \right)^c} + \dots + \frac{1.250}{29.745 \left(\frac{6}{4,85} \right)^c} = 1 \quad [4.21]$$

Esta expressão foi calculada para cada um dos seis corpos-de-prova ensaiados, variando a tensão conforme histórico de tensões ocorrido em pista (Balbo, 1999). Solucionando-se a equação [4.21] com auxílio de planilha eletrônica, por método de tentativas sucessivas, chegou-se a um valor médio para a constante “c” igual a 7,54031. Assim sendo, temos que o modelo experimental para CAD, gerado a partir de ensaios conduzidos por meio de variação de tensão e analisado com inferência da hipótese de Palmgren-Miner, pode ser reescrito na forma potencial, como segue:

$$N_{\text{Laboratório}} = 29.745 \cdot \left(\frac{1}{RT} \right)^{7,54031} \quad [4.22]$$

O valor adotado para a constante “k” foi o mesmo encontrado por Balbo (1999) por motivos de simplificação no momento da calibração entre os modelos semi-empírico e laboratorial. Contudo, será verificado adiante que, qualquer que seja o valor utilizado para a referida constante, a característica determinante para obter o número de ciclos à fadiga é o expoente “c”.

4.5.4 Calibração da Relação Laboratório-Campo para Modelo Não-Linear

Para se efetuar a calibração não-linear (potencial) entre laboratório e campo, foram solucionados simultaneamente o modelo semi-empírico de Balbo (1999) e o modelo experimental reescrito de forma não-linear (equações [1.57] e [4.22]). Chega-se à seguinte relação entre o número de repetições de carga esperado em pista (N_{Campo}) e aquele definido em laboratório ($N_{\text{Laboratório}}$), para um mesmo concreto (CAD):

$$N_{\text{Campo}} = \left(\frac{1}{RT} \right)^{-4,20231} \cdot N_{\text{Laboratório}} \quad [4.23]$$

A expressão [4.23] representa a calibração entre os modelos de laboratório e de campo para o mesmo concreto de alto desempenho, fornecendo uma comparação laboratório-campo real, sem forçar que o número de ciclos ou a relação entre tensões chegassem a um determinado valor irreal, conforme se procedeu para obter a calibração no item 4.5.2. Este fato será discutido adiante.

Recordando-se que o dimensionamento de pavimentos de concreto é realizado com base em modelos de fadiga determinados em laboratório, e, por tal contingência, em condições não ideais àquelas que ocorrem no pavimento em pista, o fator de calibração laboratório-campo presentemente proposto é fundamental para a elaboração de projetos dentro de condições mais próximas daquelas reais, que muito podem diferir do comportamento à fadiga determinado em experimentos laboratoriais. A determinação de tal fator de calibração para ensaios em concretos solicitados à fadiga é uma contribuição essencial para a área de dimensionamento e análise estrutural de pavimentos de concreto simples, e tal objetivo foi

perseguido durante a elaboração da presente pesquisa, uma vez que não se encontraram referências, em especial para concretos nacionais, quanto a tal calibração, razão pela qual é absolutamente negligenciada em projetos de pavimentos rurais, urbanos, aeroportuários, industriais, etc., no Brasil.

Resta, definida a calibração apresentada anteriormente, uma avaliação quantitativa, em termos comparativos, dos efeitos da aplicação de um fator laboratório-campo, obtido a partir de modelo potencial, em procedimentos de dimensionamento estrutural das placas de concreto simples. Inicialmente, na Tabela 4.32 são apresentadas as correspondências entre número de ciclos à fadiga em campo e número de ciclos à fadiga em laboratório, aplicando-se a equação [4.23] e o diferencial estimativo $N_{\text{campo}} / N_{\text{laboratório}}$. A Figura 4.48 apresenta as curvas à fadiga resultantes dos modelos não-lineares semi-empírico e experimental.

Tabela 4.32 Resultados de resistência à fadiga correlacionando campo e laboratório

$N_{\text{Laboratório}}$ (ciclos)	N_{Campo} (ciclos)	$N_{\text{Campo}}/N_{\text{Laboratório}}$ (%)
10^9	$10^{7,38}$	2,39
10^8	$10^{6,71}$	5,13
10^7	$10^{5,99}$	9,77
10^6	$10^{5,23}$	16,98
10^5	$10^{4,44}$	27,54
10^4	$10^{3,63}$	42,65

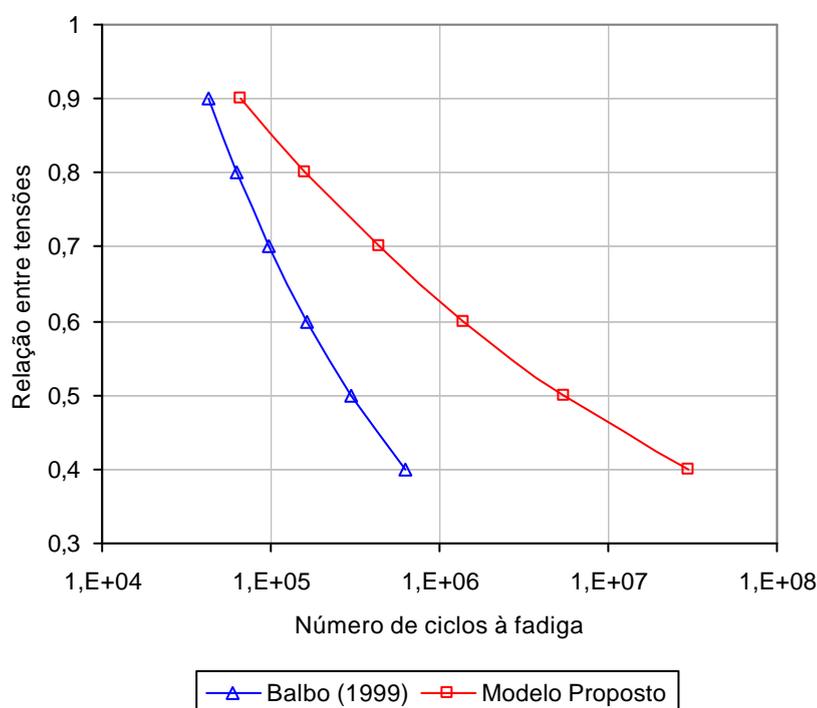


Figura 4.48 Modelos não-lineares semi-empírico (Balbo, 1999) versus experimental (proposto).

Os valores apresentados na Tabela 4.32 indicam que os resultados de laboratório superestimam a resistência à fadiga do concreto e que essa superestimativa é aumentada com a redução na relação entre tensões. Esta constatação revela que quanto maior for o número de ciclos à fadiga, menor será a relação entre campo e laboratório.

No entanto, como cargas variáveis são aplicadas em projetos, com valores de N específicos para cada uma delas, apenas caso a caso, com a composição de diferentes RT para as cargas aplicadas, é que se verificaria uma necessidade de aumento ou redução de espessura quando do emprego de fatores de calibração. Não há possibilidades, portanto, de se estabelecer uma proporção direta generalizada de quanto tal fator de calibração afetaria uma espessura de projeto.

4.5.5 Confronto da Calibração Laboratório-Campo para Modelo Linear versus Modelo Não-Linear

Conforme apresentado, a calibração laboratório-campo foi realizada reescrevendo o modelo potencial semi-empírico obtido por Balbo (1999) em um modelo linear, partindo-se da hipótese de que o número de ciclos à fadiga para uma relação entre tensões unitária fosse igual à unidade. Neste caso, entende-se que se estaria forçando um ponto que na realidade não existe e, assim, supostamente obtendo-se uma calibração não real.

A partir desta conclusão, vislumbrou-se a possibilidade de reescrever o modelo experimental obtido neste trabalho em um modelo potencial. Desta forma, ter-se-ia um modelo laboratorial não-linear real que seria comparado com o modelo semi-empírico também verdadeiro, sem a necessidade de forçar qualquer ponto que fosse.

Para isto, foi necessário estipular um valor para a constante “ k ” apresentada anteriormente no item 4.5.3. Primeiramente, optou-se por adotar o valor 29.745, por se tratar do mesmo obtido em pista, por questões de simplificação no momento de efetuar a calibração. Estipulada a constante “ k ”, determinou-se o expoente “ c ” e obteve-se então o modelo experimental não-linear apresentado na equação [4.22]. Posteriormente, com o intuito de verificar se realmente se poderia adotar qualquer valor para a constante “ k ”, estipulou-se o valor de 22.209, por se tratar de um valor já encontrado na literatura para a referida constante (Majidzadeh, 1988) e, então, por meio de regressão linear, obteve-se o valor do expoente “ c ” correspondente. As curvas resultantes dos dois modelos não-lineares obtidos pelos valores de $k = 29.745$ e $k = 22.209$ e seus respectivos expoentes estão apresentadas na Figura 4.49.

A Figura 4.49 mostra claramente que a variável determinante na construção do modelo não-linear é o expoente “ c ” e não a constante “ k ”. Assim, qualquer que seja o valor adotado para a constante, um expoente correspondente será obtido e a curva à fadiga construída será sempre a mesma.

Certificado de que a transformação do modelo semi-empírico linear em não-linear estaria correto, restava determinar qual dos coeficientes de calibração determinados (equação [4.18] ou [4.23]) seria o mais adequado para utilização.

Confrontando as equações [4.18] e [4.23] obtidas, respectivamente, para modelo à fadiga linear e não-linear, verifica-se que, para os dois casos, o modelo de laboratório superestima o número de ciclos à fadiga em pista. Na Figura 4.50 é possível observar ainda, que para níveis de tensão baixos, os dois modelos apresentam-se muito próximos; no entanto, para relações entre tensões superiores a 0,55 o modelo potencial atinge maior número de ciclos à fadiga do que o modelo logarítmico, para mesma relação entre tensões. Desta forma, fica difícil afirmar qual dos modelos seria mais indicado empregar; porém, pelo fato do modelo potencial não forçar a existência de nenhum ponto (conforme foi necessário proceder para o modelo linear), coloca-se como a melhor escolha utilizar o coeficiente de calibração obtido a partir de modelos de regressão não-lineares (equação [4.23]).

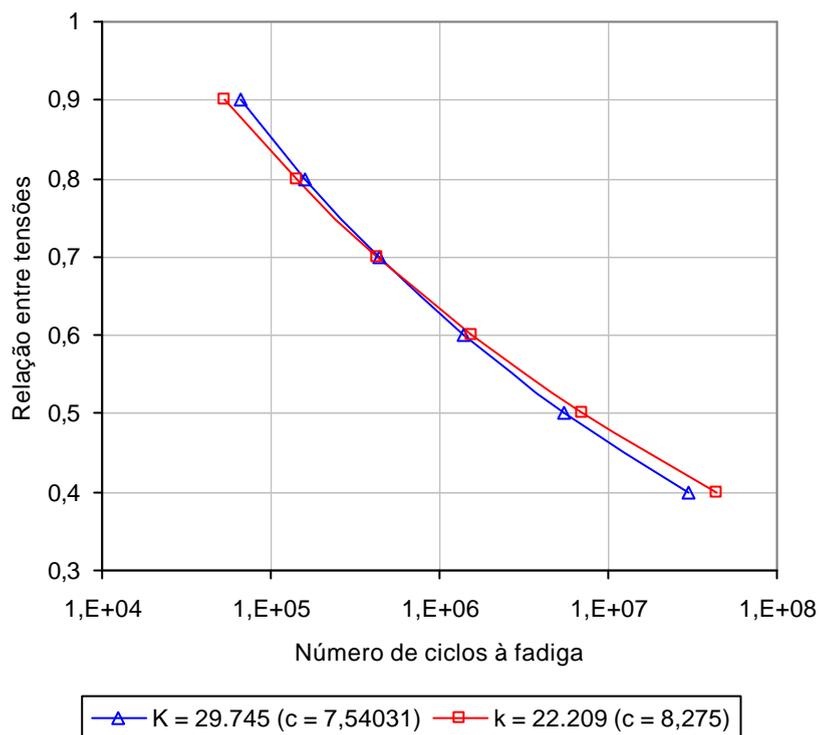


Figura 4.49 Modelos experimentais não-lineares obtidos com $k = 29.745$ e com $k = 22.209$.

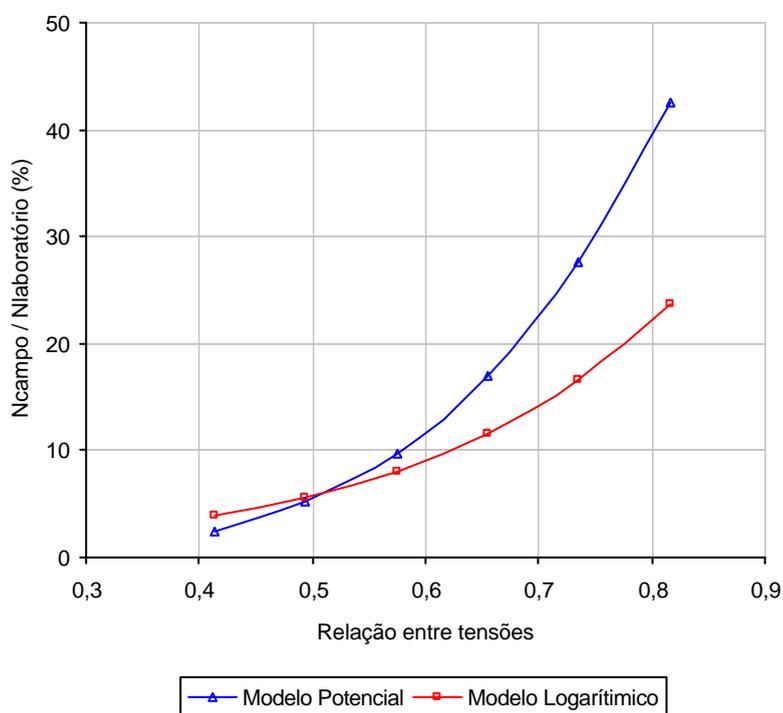


Figura 4.50 Modelos experimentais: Potencial *versus* Logarítmico.

4.6 Modelo à Tensão Constante *versus* Modelo à Tensão Variável para o CAD

A partir da construção dos modelos à fadiga para o CAD com tensão variável, optando-se pela utilização do modelo resultante da formulação não-linear, foi possível confrontar tal modelo com aquele obtido no item 4.1.6.4 (equação [4.8]) para o CAD com tensão constante.

A Figura 4.51 ilustra o comportamento de ambos os modelos, podendo-se inferir da mesma que o modelo à fadiga obtido por meio de ensaios laboratoriais com tensão variável (conforme história real ocorrida em pista) apresenta-se mais otimista do que o modelo com tensão constante, para relações entre tensões superiores a 0,70. Isto significa que acima de 70% da resistência à tração na flexão estática do CAD, o modelo à tensão variável alcança um maior número de ciclos à fadiga, atingindo valores da ordem de 36% a 99% superiores ao modelo com tensão constante (a medida em que aumenta a relação entre tensões, mais otimista apresenta-se o modelo).

Em contrapartida, para relações entre tensões inferiores a 0,70, o modelo à tensão variável aparece como o mais conservador, quando a medida em que a relação entre tensões diminui, mais distanciadas ficam as curvas de fadiga, permitindo concluir que é maior o número de ciclos alcançados para o modelo à tensão constante.

Todavia, é difícil afirmar qual dos modelos seria mais indicado utilizar, uma vez que para isso seria necessário conhecer a tensão a que o pavimento estaria sendo solicitado, a espessura da placa e demais exigências de projeto. Porém, acredita-se que o modelo à tensão variável representaria mais adequadamente as condições em pista, principalmente considerando o espectro de variações de tensão, muito embora esteja o mesmo também sujeito à aplicação de fator de correção laboratório-pista, conforme demonstrado no item precedente.

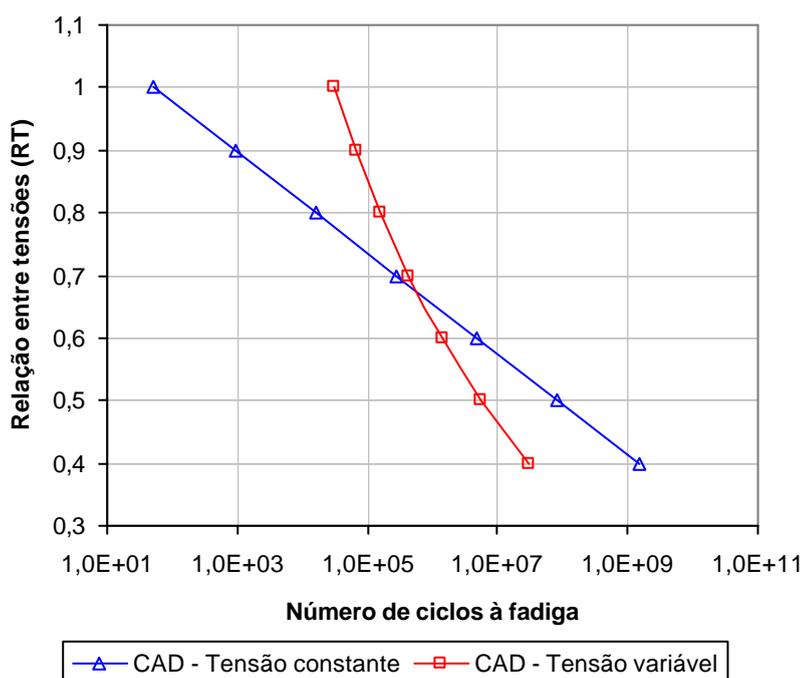


Figura 4.51 Modelo à Tensão Constante versus Modelo à Tensão Variável para o CAD.

4.7 Estudo de Caso: Rodoanel Metropolitano Mário Covas

Com o intuito de desenvolver um dimensionamento à fadiga de pavimento de concreto por meio da utilização de cargas reais presentes em pista e, juntando-se a isto, verificar de forma comparativa o modelo de ruptura por fadiga para o concreto convencional seco proposto neste estudo e o modelo à fadiga apresentado pela *Portland Cement Association* (PCA, 1984), empregaram-se dados do projeto de dimensionamento original do Rodoanel Metropolitano de São Paulo (Trecho Oeste), utilizados pelo Desenvolvimento Rodoviário S.A. (DERSA, 1998)

que, como a maioria dos pavimentos de concreto de cimento Portland projetados no Brasil, foi dimensionado pelo método estrangeiro acima citado.

Para o cálculo do consumo à fadiga de um pavimento de concreto é necessário conhecer as cargas por eixos simples, eixos tandem duplo e eixo tandem triplo passantes na rodovia a ser dimensionada e também o número de solicitações (número de ciclos à fadiga) previsto, podendo-se posteriormente calcular a tensão equivalente e, então, o número de solicitações admissíveis para uma determinada espessura de placa de concreto, tornando possível verificar o consumo à fadiga total.

O dimensionamento do Rodoanel Metropolitano de São Paulo foi considerado para um pavimento com acostamento de concreto e com barras de transferência de carga para período de projeto de 30 anos, fator de segurança de carga de 1,25, módulo de reação do subleito de 80 MPa/m e resistência à tração na flexão aos 28 dias de 4,5 MPa.

O dimensionamento à fadiga pelo método da PCA (1984) calcula as tensões equivalentes em função das cargas do tráfego, da espessura da placa e do módulo de reação do subleito, sem considerar as tensões devidas a gradientes térmicos. A partir das tensões equivalentes calculadas, é possível determinar o número de ciclos (N) admissíveis para cada eixo existente, utilizando-se as equações apresentadas no Capítulo 1 (equações [1.20] e [1.21], para o caso da tensão ser, respectivamente, superior a 0,55 ou estar entre 0,45 e 0,55; para tensões inferiores a 0,45, N seria ilimitado). O número de solicitações admissíveis também pode ser determinado por meio de um ábaco apresentado pela PCA. Na Tabela 4.33 estão apresentadas as cargas por eixo, a carga adotada e o número de solicitações previstas em projeto para o Rodoanel.

Tabela 4.33 Tráfego composto para o trecho Oeste do Rodoanel Metropolitano de São Paulo (DERSA, 1998)

Q por eixo (kN)	Q adotada (kN)	Nº solicitações	Q por eixo (kN)	Q adotada (kN)	Nº solicitações	Q por eixo (kN)	Q adotada (kN)	Nº solicitações
Eixo simples			Eixo tandem duplo			Eixo tandem triplo		
150-160	160	53930	240-250	250	0	290-300	300	0
140-150	150	0	230-240	240	0	280-290	290	196159
130-140	140	0	220-230	230	0	270-280	280	1410943
120-130	130	35593	210-220	220	72262	260-270	270	7900085
110-120	120	1092574	200-210	210	0	250-260	260	7001308
100-110	110	9624589	190-200	200	108252	240-250	250	3967070
90-100	100	12144396	180-190	190	571575	230-240	240	1896374
80-90	90	4869033	170-180	180	6789975	220-230	230	1321812
70-80	80	3233295	160-170	170	7269832	210-220	220	1492945
60-70	70	3584501	150-160	160	5590083	200-210	210	1450947
50-60	60	30386168	140-150	150	3838582	190-200	200	1163743
40-50	50	34445515	130-140	140	2386231	180-190	190	520292
30-40	40	23522315	120-130	130	2378167	170-180	180	749405
20-30	30	16834162	110-120	120	2260820	160-170	170	718988
10-20	20	5236155	100-110	110	2525827	150-160	160	639623
< 10	10	0	50-100	100	12308868	100-150	150	2418903
			< 50	50	1220807	50-100	100	2366073
						< 50	50	491815

Para o cálculo do consumo à fadiga do pavimento de concreto simples do Rodoanel Metropolitano de São Paulo, utilizando o modelo à fadiga proposto no presente estudo foram aplicados o mesmo período de projeto, fator de segurança, módulo de reação do subleito e resistência à tração na flexão empregados no projeto executivo. Da mesma forma, o cálculo das tensões equivalentes seguiu o mesmo procedimento adotado pela PCA, ou seja, não foram

consideradas as tensões devido a gradientes térmicos, uma vez que se pretendia, no presente momento, verificar a resistência à ruptura por fadiga exatamente conforme método da PCA. Assim, o dimensionamento foi considerado para a condição de construção de túneis, quando não existem tensões causadas por gradientes térmicos.

Pelo fato de ter sido possível, neste trabalho, propor um modelo para calibração entre o número de ciclos à fadiga obtido em laboratório e o número de ciclos à fadiga obtido em campo, optou-se em verificar o consumo à fadiga do Rodoanel Metropolitano de São Paulo, por meio do modelo obtido para o concreto convencional seco, exatamente conforme formulado, mas também se fazendo uma correção deste modelo em função do coeficiente de calibração laboratório-campo encontrado para o modelo não-linear. Esta correção do modelo foi realizada estimando o número de ciclos admissíveis em pista a partir da equação [4.23].

Após as verificações dos consumos à fadiga pelo método da PCA (1984), no projeto original, chegou-se a uma espessura da placa de concreto de 24 cm que resultou em um consumo por fadiga de 52%. Se a placa fosse reduzida para 23 cm, a resistência à fadiga obtida seria de 130%, o que extrapolaria o percentual de 100% exigido na hipótese de Miner de dano contínuo. Como o critério de ruptura por fadiga é o fator limitante no desempenho de um pavimento de concreto sobre base cimentada, o Rodoanel foi construído com uma espessura de placa de 24 cm.

Empregando o modelo proposto nesta pesquisa para o concreto convencional seco desenvolvido a partir de resistências à tração na flexão aos 28 dias que variaram entre 4,5 e 5,3 MPa, ou seja, que se enquadram na resistência exigida no projeto do Rodoanel Metropolitano de São Paulo, chegou-se a uma espessura da placa de concreto de 18 cm para o modelo obtido (sem correção por meio do coeficiente de calibração), quando o consumo à fadiga foi de 67%. Uma espessura de 19 cm seria necessária quando utilizado o modelo corrigido, conforme calibração campo-laboratório desenvolvida a partir de modelos não-lineares. Neste caso o consumo à fadiga seria de 8%. Caso a espessura deste último fosse diminuída para 18 cm, o consumo à fadiga seria de 144% (superior a 100%).

De acordo com as análises realizadas, é possível confirmar, agora em uma aplicação prática (real), o mesmo verificado no item 4.2.1, qual seja, que o modelo proposto no presente estudo se apresenta menos conservador do que o modelo empregado pela PCA (1984). Esta constatação ocorre mesmo quando o modelo proposto neste trabalho para o concreto convencional seco foi corrigido pelo coeficiente de calibração laboratório-campo.

Estas conclusões são de extrema importância prática, quando muitos órgãos públicos e empresas privadas, apesar de estarem conscientes da necessidade, em determinadas rodovias, da construção de pavimentos de concreto devido ao elevado fluxo de veículos pesados, optam pela utilização de outros materiais e técnicas, pelo custo de construção superior que o concreto pode apresentar para a pavimentação de um trecho de via. Com a redução da dimensão da espessura da placa de concreto em apenas um centímetro (multiplicado por quilômetros de extensão) já seria patente a redução no custo da obra; considere-se, então, uma redução de quatro ou cinco centímetros.

No entanto, é importante lembrar que para determinar as espessuras de placas acima não foram consideradas as tensões devidas a gradientes térmicos, sempre presentes, com raras exceções, em pavimentos de concreto, quando poderiam ser negligenciados (como é o caso de túneis). Este fato ocorreu para que fosse possível realizar uma análise da resistência à fadiga analogamente às considerações do modelo à fadiga da PCA (1984). Porém, Severi (2002), dentre outros, já confirmou a importância da consideração de tensões devido às cargas que ocorrem pela ação de diferenciais térmicos.

Balbo e Rodolfo (2003), empregando, da mesma forma que o método de cálculo de tensões da PCA (1984), o Método de Elementos Finitos (MEF), barras de transferência de cargas e

posicionamento dos eixos examinados sobre a placa de CCP, desenvolveram modelos numéricos para o cálculo, além das tensões devidas ao tráfego, das tensões causadas por ação de gradientes térmicos, verificando que na existência de gradientes térmicos positivos e, quanto maior estes diferenciais, maiores seriam as tensões impostas ao pavimento. É importante ressaltar que para diferenciais térmicos nulos, os resultados encontrados pelos autores e aqueles verificados pela PCA são idênticos.

Procedeu-se, então, o dimensionamento à fadiga do Rodoanel Metropolitano de São Paulo considerando os modelos para gradientes térmicos (Severi, 2002) e os modelos de cálculo de tensões combinados, que consideram tanto as tensões devido ao tráfego, quanto aquelas devido a gradientes térmicos (Rodolfo, 2001).

Os modelos desenvolvidos pelos referidos autores foram empregados pela Prefeitura do Município de São Paulo (PMSP, 2004), que publicou o primeiro critério oficial nacional de projetos de dimensionamento de pavimentos de concreto simples: “Instrução de Projeto 07 – Dimensionamento de Pavimentos de Concreto”. Este método tem como base os modelos desenvolvidos a partir de diferenciais térmicos típicos encontrados em São Paulo (Balbo e Severi, 2002), mantidas as demais condições.

Os resultados mostraram que, quando se emprega o modelo proposto nesta pesquisa para o concreto convencional, obtém-se uma espessura de placa de 26 cm; empregando-se o modelo à fadiga apresentado pela PCA (1984), para mesmas condições de projeto e considerando gradientes térmicos combinados com cargas do tráfego (conforme critério de projeto da PMSP, 2004), obtém-se uma espessura de 29 cm.

A partir destes resultados consegue-se extrair as seguintes observações:

- Pelo fato do Rodoanel ter sido dimensionado à fadiga com base no critério da PCA (1984), que não considera gradientes térmicos, a espessura de placa construída é aquém daquela desejável; e
- O modelo à fadiga da PCA (1984) é de fato conservador em relação ao modelo proposto; isto é verificado também no caso de consideração conjunta de cargas do tráfego e diferencial térmico (condição ideal). Neste caso, a espessura da placa resultaria em 29 cm, quando 26 cm seriam suficientes para combater o processo de fadiga ao longo do horizonte de projeto.

Ainda, é importante ressaltar que, da mesma forma que realizado no item anterior (4.6), seria conveniente efetuarem-se mais ensaios à fadiga com o concreto convencional seco à tensão constante e à tensão variável, que resultassem em modelos à fadiga que pudessem ser correlacionados, resultando em uma calibração entre modelo à tensão constante e modelo à tensão variável. Desta forma ter-se-ia um parâmetro importante para o dimensionamento à fadiga de pavimentos de concreto, não se esquecendo de que, mesmo assim, seria necessário considerar as tensões impostas pelo tráfego, espessura do pavimento e condições exigidas em projeto para se efetuar a escolha de qual dos modelos seria mais adequado para cada caso.

Diante dos estudos e das reflexões realizadas, torna-se evidente a necessidade incondicional da realização de estudos específicos de fadiga para concretos a serem empregados em grandes obras rodoviárias. Ora, o custo de tais estudos seria insignificante diante dos recursos orçamentários empenhados em tais obras.

CONCLUSÕES

Este trabalho de pesquisa apresentou uma análise laboratorial sobre o comportamento (resistência) à fadiga de concretos de cimento Portland, essencial para projetos de pavimentos de concreto simples, o que permitiu construir modelos experimentais nacionais de ruptura por fadiga para um concreto convencionalmente empregado em pavimentação e para um concreto de alto desempenho (CAD) já empregado no país, em especial para rápida liberação do tráfego de pavimentos de concreto esbeltos ou sujeitos a impactos. A pesquisa desenvolvida apresentou como objetivos principais:

- (a) Modelagem à fadiga de concreto convencional;
- (b) Modelagem à fadiga de concreto de alto desempenho;
- (c) Calibração laboratório-campo de modelos experimentais de fadiga; e
- (d) Confronto entre o modelo obtido e aquele comumente empregado no país.

Para que fossem atingidos os principais objetivos do trabalho, algumas questões relevantes foram estudadas, representando os objetivos secundários:

- (a) Estudo à fadiga de concretos saturados;
- (b) Estudo à fadiga de concretos variando a frequência de aplicação de carga;
- (c) Estudo à fadiga com tensão variável;
- (d) Estudo à fadiga com diferente nível aplicado de tensão mínima;
- (e) Estudos sobre métodos de cura para concretos de alto desempenho (para pavimentação); e
- (f) Estudo sobre as dimensões dos corpos-de-prova prismáticos.

A partir das pesquisas realizadas, foi possível ampliar o conhecimento sobre vários aspectos que influenciam na resistência à fadiga de concretos de cimento Portland. Na seqüência estão apresentadas as principais conclusões do trabalho.

Modelo à Fadiga Proposto para o Concreto Convencional

O trabalho permitiu desenvolver um modelo experimental à fadiga para um concreto convencionalmente empregado em pavimentação no país, por meio de regressão linear dos dados obtidos em testes dinâmicos (com cargas cíclicas) realizados no Laboratório de Metalurgia do Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo (IPT).

O modelo proposto foi desenvolvido a partir de amostras prismáticas solicitadas em tração na flexão com resistências à tração na flexão estática que variaram entre 4,5 e 5,3 MPa. Esse modelo representa uma conquista importante, uma vez que até o momento não existiam parâmetros nacionais para projetos com dimensionamento à fadiga de concretos de cimento

Portland nacionais, empregando-se comumente modelo à fadiga importado para tarefas do gênero.

Os dados obtidos para os ensaios à fadiga indicaram que os cuidados na moldagem dos corpos-de-prova em laboratório foram válidos, apresentando-se com uma homogeneidade adequada para concretos de cimento Portland, o que foi confirmado por meio de análises estatísticas.

A análise do modelo à fadiga proposto nesta pesquisa permitiu concluir, tendo por base os modelos desenvolvidos por autores internacionais, que o concreto convencional estudado apresenta uma resistência à fadiga bastante elevada, mostrando-se menos conservador quando comparado aos demais, sob o ponto de vista do processo de fissuração por fadiga.

Modelo à Fadiga Proposto para o Concreto de Alto Desempenho

O estudo em laboratório permitiu realizar testes à fadiga em um concreto de alto desempenho já utilizado em pavimentos esbeltos e com elevada resistência (mesmo concreto empregado anteriormente na Rodovia Castello Branco em obra com *whitetopping* ultradelgado). Com os resultados obtidos, foi possível desenvolver um modelo experimental à fadiga para este tipo de concreto, o que permitiu compara-lo ao modelo semi-empírico desenvolvido anteriormente por Balbo (1999) para o mesmo concreto.

O modelo proposto foi desenvolvido a partir de amostras cujas resistências à tração na flexão estática que variaram entre 5,3 e 6,3 MPa.

Os ensaios à fadiga realizados no CAD apresentaram resultados muito homogêneos entre si, que foram confirmados por meio de análises estatísticas e conduziram a novos conhecimentos e conclusões, quando revelaram que o concreto de alto desempenho, assim denominado em pavimentação por apresentar elevada resistência à tração na flexão e, supostamente, elevada resistência à fadiga, apresentou resistência à ruptura por fadiga inferior à do concreto convencional, o que permitiria concluir que o CAD é um concreto apenas de alta resistência à tração na flexão estática e não de alto desempenho quanto ao processo de fadiga típico em pavimentos sujeitos a carregamentos dinâmicos.

Calibração Laboratório-Campo de Modelos Experimentais de Fadiga

O modelo experimental proposto para o concreto de alto desempenho ensejou confronto com o modelo semi-empírico desenvolvido por Balbo (1999), para o mesmo CAD. Tal fato propiciou a possibilidade de desenvolver uma calibração entre tais modelos, o que vem a ser de primordial importância, uma vez que em laboratório não é possível a aplicação de condições de contorno exatamente idênticas àquelas comumente encontradas em pista de rolamento; tal calibração indicaria se os modelos laboratoriais são otimistas ou conservadores, e como melhorar os modelos de previsão de fadiga em laboratório, para os concretos de pavimentação.

A calibração entre laboratório e campo para o CAD indicou que os resultados de laboratório superestimam a resistência à fadiga do concreto e que essa superestimativa é aumentada com a redução na relação entre tensões.

Confronto entre o Modelo Obtido e Modelo Atualmente Empregado no País

A modelagem à fadiga para o concreto convencional, além das conclusões já apresentadas, permitiu analisar um dimensionamento à fadiga real de pavimento de concreto por meio da utilização de cargas previstas em pista, e, de tal maneira, confrontar o modelo proposto com o

modelo de ruptura por fadiga preconizado pela *Portland Cement Association* (PCA, 1984) e empregado até os dias atuais no país.

A análise comparativa entre os dois modelos permitiu concluir que o modelo desenvolvido neste trabalho apresenta-se menos conservador; isto deixa claro que o método de projeto utilizado no Brasil subestima a resistência à fadiga em uma magnitude tal que, as espessuras de placas obtidas a partir deste método estariam além daquelas realmente necessárias para suportar um determinado espectro de cargas de projeto. Esta constatação ocorre mesmo quando o modelo proposto no trabalho para o concreto convencional seco foi corrigido pelo coeficiente de calibração laboratório-campo.

Os dados obtidos em laboratório demonstraram a necessidade de se ajustar e calibrar um critério de projeto desenvolvido em condições brasileiras (com relação aos materiais, ao clima e às condições de carregamentos), pois o método (não oficial) atualmente empregado é bastante incompleto e não aplicável diretamente às condições nacionais.

Estudo à Fadiga de Concretos Saturados

Um modelo à fadiga para o concreto convencional saturado foi construído representando uma conquista relevante para o conhecimento prático, uma vez que apenas dois modelos internacionais foram encontrados para o concreto no estado saturado.

A análise dos resultados à fadiga indicou que estatisticamente não existe diferença no número de ciclos à fadiga para relações entre tensões elevadas ($RT = 0,83$ e $RT = 0,79$). Estes dados permitiram concluir que, para relações entre tensões elevadas, o nível de tensão aplicada proporciona uma pequena interferência na resistência à fadiga do concreto, quando o mesmo se encontra saturado.

Quando foram confrontados os modelos à fadiga obtidos para os concretos convencional seco e saturado foi constatado que o número de ciclos à fadiga suportado pelo concreto saturado foi de 1% a 19% da resistência à fadiga do concreto seco para relações entre tensões abaixo de 0,95, havendo uma inversão no comportamento (concreto seco apresentou menor número de ciclos do que o concreto saturado) somente quando a relação entre tensões era praticamente igual a 1.

Desta forma, pode-se dizer que o concreto convencional no estado saturado representa a condição mais crítica para a ruptura por fadiga dos pavimentos de concreto simples. Estes resultados são bastante coerentes, uma vez que a resistência à tração na flexão estática do concreto convencional saturado foi ligeiramente inferior à do concreto seco, o que também confirma a influência da resistência estática na resistência à fadiga. Contudo, a influência da saturação foi muito mais pronunciada na resistência à fadiga.

No concreto de alto desempenho, contrariamente ao que se constatou no concreto convencional, a resistência à fadiga aumentou para o concreto saturado. Novamente foi possível verificar que a resistência estática do concreto influencia no comportamento à fadiga, já que a resistência à tração na flexão estática do CAD saturado foi maior do que a do CAD seco, como marginalmente foi observado durante os estudos metodológicos preliminares aos ensaios de fadiga.

Estudo à Fadiga de Concretos Variando a Freqüência de Aplicação de Carga

Os ensaios realizados com diferentes freqüências de aplicação de carga mostraram que, quanto mais elevada é a freqüência, maior o número de ciclos alcançados; para uma freqüência de 10 Hz chega-se a atingir uma resistência à fadiga 96% superior àquela obtida

para frequências de 1 ou 5 Hz. Este fato foi verificado tanto nos ensaios conduzidos no concreto convencional quanto no CAD.

Face ao exposto, conclui-se que os ensaios experimentais que usualmente são empregados para determinar modelos à fadiga de concretos para pavimentação estariam superestimando a resistência à fadiga do pavimento; via de regra, os testes laboratoriais são realizados a uma frequência de 10 Hz ou superior, o que está muito acima das frequências reais ocorridas em pista. Isto por si só apontava para a necessidade de se estabelecer fatores de calibração laboratório-pista.

Estudo à Fadiga com Tensão Variável

No concreto convencional, a resistência à fadiga do concreto submetido a níveis de tensão variáveis se mostrou maior do que a resistência à fadiga com tensão constante, somente quando a tensão variou de baixa para alta (tensão crescente). Quando a tensão variou de um nível mais elevado para um mais baixo, o número de ciclos obtidos foi inferior àquele alcançado em testes conduzidos com tensão constante.

No CAD, em que foram realizados ensaios com tensão variável conforme a história de tensões reais ocorridas em pista (Rodovia Castello Branco), foi possível desenvolver um modelo à fadiga que permitiu determinar um coeficiente de calibração entre laboratório e campo.

O modelo à tensão variável apresentou maior resistência à fadiga para tensões de ruptura superiores a 70%, comparado ao modelo à tensão constante. Para tensões inferiores, o modelo à tensão constante apresentou-se mais otimista.

No entanto, para se aproximar ainda mais das condições reais de pista, seria importante desenvolver ensaios em que a tensão variável fosse aplicada aleatoriamente, o que infelizmente não se conseguiu realizar por motivos de limitações do equipamento disponível para os ensaios dinâmicos.

Estudo à Fadiga com Diferente Tensão Mínima

A partir das análises estatísticas dos resultados, verificou-se que não houve influência no número de ciclos à fadiga com o aumento da tensão mínima. Este fato pode ser decorrência do aumento da tensão mínima em função da relação entre tensões, o que representa uma elevação pequena comparada ao comportamento em campo onde as tensões mínimas crescem em maior grandeza, não estando apenas em função das cargas do tráfego, mas também do clima. Estas conclusões mais uma vez estariam indicando a necessidade de se aproximar ao máximo os ensaios à fadiga em laboratório com as condições reais ocorridas em campo.

Ainda, como contribuições da pesquisa realizada, não podem ser desprezados alguns aspectos observados nos estudos metodológicos preliminares, conforme se seguem.

Estudos sobre Métodos de Cura para Concretos de Alto Desempenho

O concreto de alto desempenho no estado saturado apresentou resistência à tração na flexão estática superior à do concreto no estado seco, para todos os métodos de cura úmida analisados no trabalho; concretos saturados ensaiados aos 7 dias apresentaram resistências superiores àqueles secos ensaiados aos 28 dias. Já em idades mais avançadas (56 e 91 dias),

as amostras de CAD secas apresentaram praticamente as mesmas resistências dos corpos-de-prova saturados, com 7 dias.

Quando o CAD estiver plenamente saturado (difícil condição de ocorrência em pista), supõe-se a hipótese de haver ocorrência de tensão de sucção negativa nos micro-poros, que agiria se opondo ao esforço de tração que surge nos limites dos poros saturados, o que resultaria na necessidade de maior tensão para ruptura do concreto; tal fenômeno não se verificou para corpos-de-prova moldados com um concreto convencional de pavimentação quando o consumo de cimento é menor, a estrutura granular sutilmente mais aberta e sem adição de sílica ativa na mistura.

Os concretos curados com cura química apresentaram resistências inferiores àquelas dos concretos curados com cura úmida, possivelmente devido à perda de umidade para o ambiente durante o processo de hidratação e cristalização da solução supersaturada.

Fica evidente que deverão ser estudados procedimentos de cura adequados durante o controle tecnológico em obras de pavimentação com emprego do CAD; os métodos de cura atualmente prescritos em norma brasileira levariam a crer em valores de resistência estatísticos que não possuem equivalência com os reais resultados atingidos pelo concreto na pista durante seu complexo e comprometido processo de hidratação. Este fato ocorre devido às reais circunstâncias ambientais e de cura, que não são representadas adequadamente no processo de controle tecnológico empregado.

Estudo sobre as Dimensões dos Corpos-de-Prova Prismáticos

Diante dos trabalhos realizados em laboratório e das referências bibliográficas existentes sobre as dimensões de corpos-de-prova prismáticos, pôde-se concluir que é possível o emprego de corpos-de-prova de dimensões reduzidas, para a realização de ensaios de resistência à tração na flexão, sem necessidades de fatores de correção, pois os testes estatísticos conduzidos confirmaram não existir diferença entre amostras de dimensões prescritas em norma (150 x 150 x 500 mm) e aquelas de dimensões reduzidas (100 x 100 x 400 mm).

Para os corpos de prova reduzidos há economia de cerca de 64% no material para moldagem além do mesmo montante de redução no peso das amostras, tornando o ensaio, sob vários aspectos, mais conveniente.

Nos testes laboratoriais, a carga de ruptura para amostras reduzidas resultou entre 34 e 39% da carga empregada, para o concreto convencional e entre 34 e 44% para o CAD, indicando a possibilidade de procedimentos de controle tecnológico com equipamentos também de dimensões reduzidas e portanto, mais econômicos, leves e acessíveis.

Recomendações Finais

A partir dos testes e resultados obtidos em laboratório, uma complexa e esperada tarefa foi vencida com relação à caracterização da resistência à fadiga de concretos de cimento Portland para pavimentos simples, o que permitiu desenvolver modelos à fadiga para concretos de pavimentação e concluir que o modelo à fadiga indicado pela PCA (1984) é bastante conservador, justificando a necessidade de, em projetos no país, se empregar modelos à fadiga para o concreto simples que apresentem características tipicamente nacionais.

Outra conquista não menos importante que a primeira, foi a obtenção de um coeficiente de calibração entre laboratório e campo, importante para a pesquisa em concretos para pavimentação, por se tratar de uma difícil tarefa, considerando-se a necessidade de ruptura rápida por fadiga em pista (o que comumente só ocorre por volta de 20 ou 30 anos), e por

representar um instrumento que facilitará o conhecimento da real vida útil de pavimentos dimensionados a partir de modelos laboratoriais. Esta tarefa foi possível devido à existência de estudo anterior de fadiga em pista para um concreto de alto desempenho.

O desenvolvimento de modelos à fadiga, considerando diferentes formas de aplicação de cargas, condição de saturação do concreto e diferentes níveis de tensão mínima, foi relevante por ampliar o conhecimento sobre resistência à fadiga do concreto sob tais condições, esclarecendo dúvidas anteriormente existentes.

Proposições para Estudos Futuros

A continuidade da realização de testes à fadiga far-se-á necessária para permitir o máximo rigor nas análises de resistências à fadiga de concretos de cimento Portland para pavimentos, inclusive para que possam ser investigadas mais rigorosamente a presença de umidade (principalmente no CAD) e a variação de tensão mínima no concreto. Sob esta última questão, seria importante realizar ensaios laboratoriais e empíricos, que possibilitassem uma calibração entre campo e laboratório para tensões impostas ao pavimento por ação do clima, o que conduziria a uma aproximação das condições experimentais com as de campo e solucionaria mais uma importante questão com relação à fadiga de concretos para pavimentação.

Estudos futuros seriam pertinentes para desenvolver uma modelagem à fadiga de concretos submetidos a diferentes freqüências de aplicação de cargas conjuntamente com diferentes níveis de tensão de carregamento, proporcionando um maior conhecimento sobre a influência da freqüência na resistência à fadiga.

Outra questão de fundamental importância, seria o estudo experimental da resistência à fadiga de concretos submetidos à variação de tensão aleatória, bem como variação de freqüência aleatoriamente, sobre um mesmo corpo-de-prova, o que permitiria uma aproximação ainda mais real das condições de ocorrência em pista. No entanto, estes e outros ensaios apresentam-se de difícil aplicação, devido às limitações dos equipamentos disponíveis para ensaios dinâmicos à fadiga.

A realização de novos ensaios com tensão constante e variável, tanto no CAD quanto no concreto convencional, seria bastante pertinente, pois possibilitaria desenvolver modelos à fadiga para tais espectros de tensões (para ambos os concretos), tornando possível correlacionar o modelo à tensão constante com aquele à tensão variável, permitindo um maior conhecimento da resistência à fadiga que se aproxime das condições reais de pista, principalmente considerando-se que para o CAD uma calibração laboratório-campo foi desenvolvida.

Ainda, recomendar-se-ia a realização de um maior número de ensaios a níveis de tensão variável o que permitiria determinar um modelo à fadiga de dano contínuo não-linear. Para tanto seria adequado realizar testes à fadiga em equipamentos que possibilitassem ensaios com tensão e amplitude que variassem automaticamente.

Sugerem-se também estudos para a determinação experimental da resistência à tração na flexão estática de concretos de alto desempenho e convencionais, empregando-se diferentes métodos de cura e realizando-se análises de suas microestruturas, por exemplo, com emprego de técnicas comumente utilizadas para a análise de porosidade, o que ampliaria o conhecimento do fenômeno ocorrido durante ensaios com o concreto seco e saturado.

Ainda, sugere-se a ampliação na norma brasileira para moldagem de corpos-de-prova prismáticos, que possibilite o emprego de amostras de dimensões reduzidas (100 x 100 x 400 mm ou inferiores), o que se traduz em ganhos com economia, facilidade de manuseio, estocagem, peso e esforço necessário para a ruptura.

Finalmente, recomenda-se a alteração do critério de projeto de dimensionamento à fadiga empregado no Brasil, uma vez que agora dispõem-se de modelos experimentais nacionais para que tal alteração seja realizada. Tais modelos, considerados conjuntamente com modelos de cálculo de tensões devidas a cargas e temperaturas, bem como com modelos de previsão de gradientes térmicos em placas de concreto, já desenvolvidos no Brasil, permitem atingir um nível de coerência tecnológica desejável para não que não sejam negligenciados em futuros projetos de pavimentação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aas-Jakobsen, K. (1970). Fatigue of concrete beams and columns. Bulletin nº 70-1, NHT Institutt for Betongkonstruksjoner, Trondheim.

Associação Brasileira de Cimento Portland. (1996). Dimensionamento de pavimentos rodoviários e urbanos de concreto pelo método da PCA/84. ET-97, São Paulo.

Associação Brasileira de Cimento Portland. (1998). Preparação de concreto em laboratório. Procedimento interno, IT-GT-2004, São Paulo.

Agostini, L. R. S.; Nunes, N.L. (1996). Método de cura para concreto de alta resistência. Revista IBRACON, ago/set, pp. 23-30.

American Concrete Institute. (1992). ACI 215R-74 – Considerations for design of concrete structures subjected to fatigue loading. Detroit.

American Society for Testing of Materials. (2000). Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple beam with Third-Point Loading), ASTM C 78, West Conshohocken.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2001). Cimento Portland – Determinação da massa específica: NBR NM 23, Rio de Janeiro.

_____. (2000). Agregado miúdo – Determinação da absorção de água: NBR NM 30, Rio de Janeiro.

_____. (1995). Concreto – Determinação do teor de ar em concreto fresco – Método pressométrico: NBR NM 47, Rio de Janeiro.

_____. (2001). Agregado fino – Determinação de impurezas orgânicas: NBR NM 49, Rio de Janeiro.

_____. (1998). Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone: NBR NM 67, Rio de Janeiro.

_____. (1998). Cimento Portland – Determinação da área específica: NBR NM 76, Rio de Janeiro.

_____. (1991). Cimento Portland de alta resistência inicial: NBR 5733, Rio de Janeiro.

_____. (1992). Cimento Portland resistente a sulfatos: NBR 5737, Rio de Janeiro.

_____. (1994). Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto – procedimento: NBR 5738, Rio de Janeiro.

_____. (2003). Projeto de estruturas de concreto: NBR 6118, Rio de Janeiro.

_____. (1983). Agregado para concreto – Especificação: NBR 7211, Rio de Janeiro.

_____. (1996). Cimento Portland – Determinação da resistência à compressão: NBR 7215, Rio de Janeiro.

_____. (1987). Agregados – Determinação da composição granulométrica: NBR 7217, Rio de Janeiro.

_____. (1987). Agregados – Determinação do teor de argila em torrões e materiais friáveis: NBR 7218, Rio de Janeiro.

_____. (1987). Agregados – Determinação do teor de materiais pulverulentos: NBR 7219, Rio de Janeiro.

_____. (1987). Agregados – Determinação das impurezas orgânicas úmidas em agregado miúdo: NBR 7220, Rio de Janeiro.

_____. (1982). Agregado em estado solto – Determinação da massa unitária: NBR 7251, Rio de Janeiro.

_____. (2003). Execução de pavimento de concreto simples por meio mecânico – procedimento: NBR 7583, Rio de Janeiro.

_____. (1983). Agregado em estado compactado seco – Determinação da massa unitária: NBR 7810, Rio de Janeiro.

_____. (1987). Agregados – Determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco de Chapman: NBR 9776, Rio de Janeiro.

_____. (1987). Concreto – Determinação da massa específica e teor de ar pelo método gravimétrico: NBR 9833, Rio de Janeiro.

_____. (1987). Agregados – Determinação da absorção e da massa específica de agregados graúdos: NBR 9937, Rio de Janeiro.

_____. (1990). Aditivos para argamassa e concretos – Ensaios de uniformidade: NBR 10908, Rio de Janeiro.

_____. (1991). Cimento Portland composto – Especificação: NBR 11578, Rio de Janeiro.

_____. (1991). Cimento Portland – Determinação da finura por meio da peneira 75 μm (nº 200): NBR 11579, Rio de Janeiro.

_____. (1991). Cimento Portland – Determinação da água da pasta de consistência normal: NBR 11580, Rio de Janeiro.

_____. (1991). Cimento Portland – Determinação dos tempos de pega: NBR 11581, Rio de Janeiro.

_____. (1991). Cimento Portland – Determinação da expansibilidade de le Chatelier: NBR 11582, Rio de Janeiro.

_____. (1991). Concreto – Determinação da resistência à tração na flexão em corpos-de-prova prismáticos: NBR 12142, Rio de Janeiro.

Balbo, J.T. (1999). Contribuição à análise estrutural de reforços com camadas ultradelgadas de concreto de cimento Portland sobre pavimentos asfálticos. Tese (livre-Docência), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 195 p., São Paulo.

Balbo, J.T. (2000). Fatos, mitos e falácias sobre os modelos experimentais de fadiga. In: Anais da 32ª Reunião Anual de Pavimentação, v. 1, pp. 391-404, Brasília.

Balbo, J.T. (2001). Estudo de gradientes térmicos em placas de concreto de cimento Portland para pavimentação. Relatório Científico Final. Auxílio Individual à Pesquisa processo nº 98/11629-5 – Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo, São Paulo.

Balbo, J. T. (2003). Performance in Fatigue Cracking of High Strength Concrete as Ultra-Thin Whitetopping. In: Compendium of papers CD Room of the 82 nd. Annual meeting. Transportation Research Board, Washington, D.C.

Balbo, J. T.; Severi, A.A. (2002). Thermal gradients in concrete pavements in tropical environment: an experimental appraisal. Journal of the Transportation Research Board, TRB 1809, v.1809, p.12-22, Washington, D.C.

Balbo, J.T.; Cervo, T.C.; Curti, R.; Silva, C. (2003). Sobre as dimensões de amostras para ensaios de tração na flexão para controle tecnológico de pavimentos de concreto de cimento Portland. In: Anais da 12ª Reunião de Pavimentação Urbana (CD Room), ABPv, Aracajú.

Balbo, J.T.; Rodolfo, M.P. (2003). Modelagem de tensões em pavimentos de concreto com base aderida e diferenciais térmicos. In: Anais do Panorama Nacional da Pesquisa em Transportes, XVII ANPET, v. 1, p. 323-334, Rio de Janeiro.

Callister, W. D. J. (2002). Ciência e Engenharia de Materiais. Uma introdução. 5ª Edição, Editora LTC, Rio de Janeiro.

Cervo, T.C; Balbo, J.T.; Curti, R.; Silva, C. (2004). Estudo sobre medidas de resistência à tração na flexão de concretos para pavimentos com emprego de amostras reduzidas. In: Anais do 46º Congresso Brasileiro do Concreto - IBRACON (CD Room), Florianópolis.

Comité Euro-International du Béton. (1988). Fatigue of concrete structures. Bulletin d'information nº 188, Vienne.

Comité Euro-International du Béton. (1991). CEB-FIP Model Code 1990. Bulletin d'information nº 204, Vienne.

Cook, D.J.; Chindaprasirt, P. (1980). Influence of loading history upon the compressive properties of concrete. Magazine of Concrete Research, v. 32, nº 111, pp. 89-100.

Cook, D.J.; Chindaprasirt, P. (1981). Influence of loading history upon the tensile properties of concrete. Magazine of Concrete Research, v. 33, nº 116, pp. 154-160.

Cornellissen, H.A.W. (1984). Fatigue failure of concrete in tension. Heron, v. 29, nº 4, pp. 2-67, Netherlands.

Cornelissen, H. A. W.; Leewis, M. (1986). Fatigue experiments for the design of plain concrete pavements. In: Proceedings of the Workshop on Theoretical Design of Concrete Pavements, CROW-PIARC-CEMBUREAU, Epen.

Cornelissen, H.A.W.; Reinhardt, H.W. (1984). Uniaxial tensile fatigue behaviour of concrete under constant-amplitude and programme loading. Magazine Concrete Research, v. 36, nº 129, pp. 216-226.

Costa Neto, P. L. O. (1977). Estatística. Editora Edgard Blücher Ltda, São Paulo.

Darter, M. (1977). Design of zero-maintenance plain jointed concrete pavement, v 1: development of design procedures. Federal Highway Administration. Report nº FHWA-RD-77-111, Washington, D.C.

Darter, M. (1990). Concrete slab vs beam fatigue models. In: Proceedings of the 2nd International Workshop on the Theoretical Design of Concrete Pavements, CROW-PIARC-CEMBUREAU, pp.472-481, Sigüenza.

Desenvolvimento Rodoviário S.A. (1998). Dimensionamento do pavimento de concreto de cimento Portland. Rodoanel Metropolitano de São Paulo. Trecho Oeste. VETEC Engenharia S/C Ltda, MD – 15.00.000 – P00/503, São Paulo.

Domenichini, L.; Marchionna, A. (1981). Influence of stress range on plain concrete pavement fatigue design. In: Proceedings of the 2nd International Conference on Concrete Pavement Design, Purdue.

Domenichini, L.; Di Mascio, P. (1990). Procedure for JPCP thickness design in Italy. In: Proceedings of the 2nd International Workshop on the Theoretical Design of Concrete Pavements, CROW-PIARC-CEMBUREAU, pp. 312-330, Sigüenza.

Ewertson, C.; Petersson, P.E. (1993). The influence of curing conditions on the permeability and durability of concrete. Results from a field exposure test. Cement and Concrete Research, v. 23, pp. 683-692.

Faraggi, V.; Jofre, C.; Kramer, C. (1986). Combined effect of traffic loads and thermal gradients on concrete pavement design. In: Proceedings of the Workshop on Theoretical Design of Concrete Pavements. CROW-PIARC-CEMBUREAU, Epen.

Furtak, K. (1984). Ein Verfahren zur berechnung der betonfestigkeit unter schwellenden belastungen. Cement and Concrete Research, v. 14, pp. 855-865.

Guimarães, M.C.N; Figueiredo, A.D.; Agopyan, V. (2000). Análise da repetibilidade do ensaio de tenacidade à flexão para concretos reforçados com fibras de aço (CRFA). In: Anais do 42^o Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON (CD Room), Fortaleza.

Hanson, J. M. (1974). Considerations for design of concrete structures subjected to fatigue loading. Report by ACI Committee 215. ACI Journal, v. 71, nº 3, pp. 97-120.

Hilsdorf, H.K.; Kesler, C.E. (1966). Fatigue strength of concrete under varying flexural stresses. ACI Journal, v. 63, nº 50, pp. 1059-1076.

Holmen, J.O. (1982). Fatigue of concrete by constant and variable amplitude test. ACI Journal, Special publication, v. 75, nº 4, pp. 71-110.

Hsu, T.C. (1981). Fatigue of plain concrete. ACI Journal, proceedings v. 78, pp.292-304.

Hsu, T.C; Gao, L. (1998). Fatigue of concrete under uniaxial compression cyclic loading. ACI Materials Journal, proceedings v. 95, nº5, pp.575-581.

International Organization for Standardization. (2004). Testing of concrete – Making and curing test specimens. (ISO/FDIS 1920-3), Geneve.

Iwama, S.; Fukuda, T. (1986). Design method and researches of concrete pavements in Japan. In: Proceedings of the Workshop on Theoretical Design of Concrete Pavements. CROW-PIARC-CEMBUREAU, Epen.

Kim, J.; Kim, Y. (1996). Experimental study of the fatigue behaviour of high strength concrete. *Cement and Concrete Research*, v.26, nº10, pp.1513-1523.

Klaiber, F.W.; Lee, D.Y. (1982). Effects of air content, water-cement ratio and aggregate type on the flexural fatigue strength of plain concrete. *ACI Journal, Special Publication*, v. 75, nº 5, pp. 111-132.

Koyanagawa, M.; Yoneya, H.; Kokubu, K. (1994). Evaluation of reliability of concrete pavement in consideration of fatigue properties. In: *Proceedings of the 3rd International Workshop on the Design and Evaluation of Concrete Pavements, CROW - PIARC - CEMBUREAU*, pp. 207-216, Krumbach.

Majidzadeh, K. (1988). 2. A mechanistic approach to rigid pavement design. *Concrete Pavements*, pp. 11-56, Editor A. F. Stock, Elsevier Applied Science, London.

Miner, M.A. (1945). Cumulative Damage in Fatigue. *Trans. ASME*, v. 67, pp. 159-164.

Moore, D. A. (2000). *Estatística Básica e Sua Prática*. Editora LTC, Rio de Janeiro.

Oh, B.H. (1991a). Cumulative damage theory of concrete under variable-amplitude fatigue loadings. *ACI Materials Journals*, nº 88, pp. 41-47.

Oh, B. H. (1991b). Fatigue- life distributions of concrete for various stress levels. *ACI Materials Journals*, nº 88, pp. 122-127.

Packard, R.G.; Tayabji, S.D. (1985). New PCA thickness design procedure for concrete highway and street pavements. In: *Proceedings of the 3th International Conference on Concrete Pavement Design and Rehabilitation*. Purdue University, pp. 225-236, West Lafayette.

Palmgren, A. (1924). Die Lebensdauer von kugellagern VDI. *Z. Ver. Deutsch. Ingen.*, nº 68, pp. 339-341.

Peterson, O. (1990). Swedish design method for joint concrete pavements. In: *Proceedings of the 2nd International Workshop on the Theoretical Design of Concrete Pavements, CROW-PIARC-CEMBUREAU*, pp. 233-243, Sigüenza.

Portland Cement Association (1966). *Thickness design for concrete pavements*. IS 010.03P. Skokie, Illinois;

Portland Cement Association. (1984). *Thickness design for concrete highway and street pavements*. EB 109.01P, Illinois.

Prefeitura do Município de São Paulo. (2004). *Instruções de Projeto. Revisão e atualização das normas de pavimentação*. Portaria 084/SIURB G/04. Diário Oficial do Município de São Paulo, ano 49, nº 113, pp. 62-74, São Paulo.

Raithby, K.D.; Galloway, J.W. (1974). Effects of moisture condition, age, and rate of loading on fatigue of plain concrete. In: *ABELES Symposium: Fatigue of Concrete, Hollywood, 1972-1973*. Papers. Detroit, ACI Publication. v. 41, pp. 15-34.

Rodolfo, M. P. (2001). *Análise de tensões em pavimentos de concreto com base cimentada e sujeitos a gradientes térmicos*. Dissertação (mestrado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

Roesler, J.R.; Barenberg, E.J. (1999). Fatigue and static of concrete slabs. *Journal of the Transportation Research Board*, TRB 1684, pp. 71-84, Washington, D.C.

Severi, A.A. (2002). Estudo dos gradientes térmicos em pavimentos de concreto de cimento Portland no ambiente tropical. Tese (Doutorado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

Siemes, A.J.M. (1988). Fatigue evaluation of concrete structures – Preliminary studies, procedure and examples. *Heron*, v. 33, n°3, pp.2-75, Netherlands.

Sparks, P.R. (1982). Influence of rate of loading and material variability on the fatigue characteristics of concrete. *ACI Journal, Special Publication*, v. 75, n° 16, pp. 331-342.

Sparks, P.R; Menzies, J.B. (1973). The effect of rate of loading upon the static and fatigue strengths of plain concrete in compression. *Magazine of concrete research*, v. 25, n° 83, pp. 73-80.

Spiegel, M. R. (1978). *Probabilidade e Estatística*. McGraw-Hill do Brasil Ltda. Coleção Schaum, São Paulo.

Stet, M. J. A.; Frénay, J. (1998). Fatigue properties of plain concrete. In: *Proceedings of the 8th International Symposium on Concrete Roads, AIPCR-CEMBUREAU, Theme I*, pp. 129-136, Lisbon.

Tan, K; Gjør, O. E. (1996). Performance of concrete under different curing conditions. *Cement and Concrete Research*, v. 26, n° 3, pp. 355-361.

Tayabji, S. D.; Jiang, Y. J. (1998). Mechanistic evaluation of test data from LTPP jointed plain concrete pavement test section. In: *Proceedings of the 4th International Workshop on the Design Theories and their Verification of Concrete Slabs Pavements and Railroads, CROW, Buçaco*.

Tepfers, R.; Kutti, T. (1979). Fatigue strength of plain, ordinary and lightweight concrete. *ACI Journal*, v. 76, n° 29, pp. 635-652.

Tepfers, R. (1982). Fatigue of plain concrete subjected to stress reversals. *ACI Journal, Special Publication*, v. 75, n°9, pp. 195-215.

Van der Most, H. E.; Lewis, M. (1986). Design of concrete pavements. In: *Proceedings of the Workshop on Theoretical Design of Concrete Pavements, CROW-PIARC-CEMBUREAU, Epen*.

Vandewalle, L. (1998). Reconstruction of urban highways. In: *Proceedings of the 8th International Symposium on Concrete Roads, AIPCR-CEMBUREAU, Theme IV*, pp. 259-263, Lisbon.

Williams, H.A. (1943). Fatigue of lightweight aggregate concrete beams. *ACI Journal*, v. 39, pp. 441-448.

Yao, Z. (1990). Design theory and procedure of concrete pavements in China. In: *Proceedings of the 2nd International Workshop on the Theoretical Design of Concrete Pavements, CROW-PIARC-CEMBUREAU*, pp. 401-415, Sigüenza.

Zhang, B; Phillips, D.V.; Wu, K. (1996). Effect of loading frequency and stress reversal of fatigue life of plain concrete. *Magazine of Concrete Research*, v.48, n° 177, pp. 361-375.

Zhang, B; Phillips, D.V.; Wu, K. (1997). Further research on fatigue properties of plain concrete. *Magazine of Concrete Research*, v. 49, n° 78, pp. 241-252.

Zhang, B; Wu, K. (1997). Residual fatigue strength and stiffness of ordinary concrete under bending. *Cement and Concrete Research*, v. 27, n°1, pp. 115-126.

Tabela A1.1 Distribuição granulométrica do agregado miúdo

Porcentagem retida, em massa (NBR 7217/87)			
Peneira ABNT Abertura nominal (mm)	Individual	Acumulada	Limites NBR 7211 (Zona 2-fina)
6,3	0	0	0 a 7
4,8	0	0	0 a 10
2,4	2	2	0 a 15 ^A
1,2	7	9	0 a 25 ^A
0,6	18	27	21 a 40
0,3	23	50	60 ^A a 88 ^A
0,15	34	84	90 ^B a 100
< 0,15	16	100	-
Total	100	172	-
Dimensão máxima característica (mm)		2,4	-
Módulo de finura		1,72	⁸

Notas: ^A Pode haver tolerância de até um máximo de cinco unidades percentuais em um só dos limites ou distribuídos entre os pontos marcados com a letra ^A.

^B Agregado miúdo resultante de britamento, este limite pode ser 80.

⁸ o módulo de finura do agregado miúdo, cuja granulometria cumpre os limites indicados na NBR 7211 para qualquer uma das zonas, não deve variar em mais de 0,2 para material de uma mesma origem.

Tabela A1.2 Caracterização física do agregado miúdo

Ensaio	Resultados	Limites
Densidade de massa (kg/dm ³) (NBR 9776/87)	2,60	-
Densidade de massa aparente em estado solto (kg/dm ³) (NBR 7251/82)	1,41	-
Densidade de massa aparente em estado compactado (kg/dm ³) (NBR 7810/83)	1,60	-
Absorção de água (%) (NBR NM 30/00)	0,2	-
Teor de argila em torrões (%) (NBR 7218/87)	0,0	1,5
Teor de material pulverulento (%) (NBR 7219/87)	1,2	3,0 ¹ – 5,0 ²
Impurezas orgânicas húmicas (NBR 7220/87)	Mais clara que o padrão	Mais clara que o padrão

Notas: ¹ em concreto submetido a desgaste superficial

² nos demais concretos

Tabela A1.3 Distribuição granulométrica do agregado graúdo – Brita 1

Porcentagem retida, em massa (NBR 7217/87)			
Peneira ABNT Abertura nominal (mm)	Individual	Acumulada	Limites NBR 7211 (Graduação 1)
19,0	1	1	0 a 10
12,5	42	43	-
9,5	34	77	80 a 100
6,3	19	96	92 a 100
4,8	1	97	95 a 100
2,4	1	98	-
1,2	0	98	-
0,9	0	98	-
0,3	0	98	-
0,15	1	99	-
< 0,15	1	100	-
Total	100	666	-
Dimensão máxima característica (mm)		19,0	-
Módulo de finura		6,66	-

Tabela A1.4 Caracterização física do agregado graúdo – Brita 1

Ensaio	Resultados	Limites NBR 7211
Densidade de massa (kg/dm ³) (NBR 9776/87)	2,78	-
Densidade de massa aparente em estado solto (kg/dm ³) (NBR 7251/82)	1,53	-
Densidade de massa aparente em estado compactado (kg/dm ³) (NBR 7810/83)	1,58	-
Absorção de água (%) (NBR 9937/87)	0,4	-
Teor de argila em torrões (%) (NBR 7218/87)	-	1,0 ¹ - 2,0 ² - 3,0 ³
Teor de material pulverulento (%) (NBR 7219/87)	1,1	

Notas: ¹ em concretos cuja a aparência é importante
² em concretos submetidos a desgaste superficial
³ nos demais concretos

Tabela A1.5 Distribuição granulométrica do agregado graúdo – Brita 2

Porcentagem retida, em massa (NBR 7217/87)			
Peneira ABNT Abertura nominal (mm)	Individual	Acumulada	Limites NBR 7211 (Graduação 2)
25,0	5	5	0 a 25
19,0	63	68	75 a 100
12,5	31,1	99	90 a 100
9,5	0	100	-
6,3	0	100	-
4,8	0	100	-
2,4	0	100	-
1,2	0	100	-
0,6	0	100	-
0,3	0	100	-
0,15	0	100	-
< 0,15	0	100	-
Total	100	768	-
Dimensão máxima característica (mm)		25	-
Módulo de finura		7,68	-

Tabela A1.6 Caracterização física do agregado graúdo – Brita 2

Ensaio	Resultados	Limites NBR 7211
Densidade de massa (kg/dm ³) (NBR 9776/87)	2,79	-
Densidade de massa aparente em estado solto (kg/dm ³) (NBR 7251/82)	1,42	-
Densidade de massa aparentes em estado compactado (kg/dm ³) (NBR 7810/83)	1,47	-
Absorção de água (%) (NBR 9937/87)	0,2	-
Teor de argila em torrões (%) (NBR 7218/87)	-	1,0 ¹ - 2,0 ² - 3,0 ³
Teor de material pulverulento (%) (NBR 7219/87)	0,6	1,0

Notas: ¹ em concretos cuja a aparência é importante
² em concretos submetidos a desgaste superficial
³ nos demais concretos

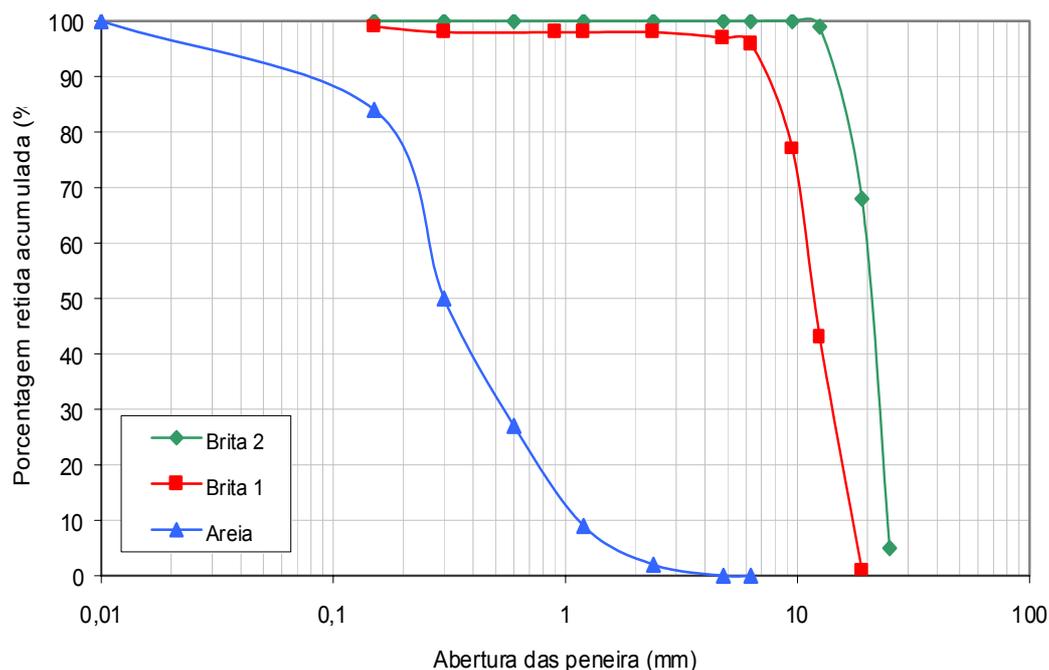


Figura A1.1 Curva granulométrica dos agregados.

Tabela A1.7 Caracterização físico-mecânica do cimento

Ensaio		Resultados	Limites da NBR 11578/91				
Finura – resíduo na peneira de 75 μm (%) (NBR 11579/91)		0,0	$\leq 10,0$				
Massa específica (g/cm^3) (NBR NM 23/01)		2,9	-				
Área específica (cm^2/g) (NBR NM 76/98)		4740	≥ 2800				
Água da pasta de consistência normal (%) (NBR 11580/91)		29,8	-				
Início de pega (h:min) (NBR 11581/91)		3:50	$\geq 1\text{h}$				
Fim de pega (h:min) (NBR 11581/91)		5:00	$\leq 10\text{h}$				
Expansibilidade de Le Chatelier – a quente (mm) (NBR 11582/91)		1,0	≤ 5				
Resistência à compressão (MPa) – (NBR 7215/96)							
Idade (dias)	Corpo-de-prova nº				Média	Desvio rel. máx (%)	Limites da NBR 11578/91
	1	2	3	4			
3	29,5	29,2	28,4	28,3	28,9	2,1	$\geq 15,0$
7	36,8	36,1	36,5	36,5	36,5	1,1	$\geq 25,0$
28	46,3	45,9	46,5	46,5	46,3	0,9	$\geq 40,0$

Tabela A2.1 Distribuição granulométrica do agregado miúdo

Porcentagem retida, em massa (NBR 7217/87)				
Peneira ABNT Abertura nominal (mm)	Individual	Acumulada	Limites NBR 7211 (Zona 1-muito fina)	
6,3	0	0	0 a 3	
4,8	0	0	0 a 5 ^A	
2,4	0	0	0 a 5 ^A	
1,2	0	0	0 a 10 ^A	
0,6	6	6	0 a 20	
0,3	26	32	50 a 85 ^A	
0,15	44	76	85 ^B a 100	
< 0,15	24	100	-	
Total	100	114	-	
Dimensão máxima característica (mm)		1,2	-	
Módulo de finura		1,14	1	

Notas: ^A Pode haver tolerância de até um máximo de cinco unidades percentuais em um só dos limites ou distribuídos entre os pontos marcados com a letra ^A.

^B Agregado miúdo resultante de britamento, este limite pode ser 80.

¹ o módulo de finura do agregado miúdo, cuja granulometria cumpre os limites indicados na NBR 7211 para qualquer uma das zonas, não deve variar em mais de 0,2 para material de uma mesma origem.

Tabela A2.2 Caracterização física do agregado miúdo

Ensaio	Resultados	Limites
Densidade de massa (kg/dm ³) (NBR 9776/87)	2,63	-
Densidade de massa aparente em estado solto (kg/dm ³) (NBR 7251/82)	1,52	-
Densidade de massa aparente em estado compactado (kg/dm ³) (NBR 7810/83)	1,73	-
Absorção de água (%) (NBR NM 30/00)	0,2	-
Teor de argila em torrões (%) (NBR 7218/87)	-	1,5
Teor de material pulverulento (%) (NBR 7219/87)	2,1	3,0 ¹ – 5,0 ²
Impurezas orgânicas húmicas (NBR 7220/87)	Mais clara que o padrão	Mais clara que o padrão

Notas: ¹ em concreto submetido a desgaste superficial

² nos demais concretos

Tabela A2.3 Distribuição granulométrica do agregado graúdo – Brita 1

Porcentagem retida, em massa (NBR 7217/87)			
Peneira ABNT Abertura nominal (mm)	Individual	Acumulada	Limites NBR 7211 (Graduação 1)
19,0	1	1	0 a 10
12,5	52	53	-
9,5	27	80	80 a 100
6,3	13	93	92 a 100
4,8	3	96	95 a 100
2,4	2	98	-
1,2	1	99	-
0,9	0	99	-
0,3	0	99	-
0,15	0	99	-
< 0,15	1	100	-
Total	100	671	-
Dimensão máxima característica (mm)		19,0	-
Módulo de finura		6,71	-

Tabela A2.4 Caracterização física do agregado graúdo – Brita 1

Ensaio	Resultados	Limites NBR 7211
Densidade de massa (kg/dm^3) (NBR 9776/87)	2,76	-
Densidade de massa aparente em estado solto (kg/dm^3) (NBR 7251/82)	1,58	-
Densidade de massa aparente em estado compactado (kg/dm^3) (NBR 7810/83)	1,65	-
Absorção de água (%) (NBR 9937/87)	0,5	-
Teor de argila em torrões (%) (NBR 7218/87)	-	1,0 ¹ - 2,0 ² - 3,0 ³
Teor de material pulverulento (%) (NBR 7219/87)	1,3	1,0

Notas: ¹ em concretos cuja aparência é importante
² em concretos submetidos a desgaste superficial
³ nos demais concreto

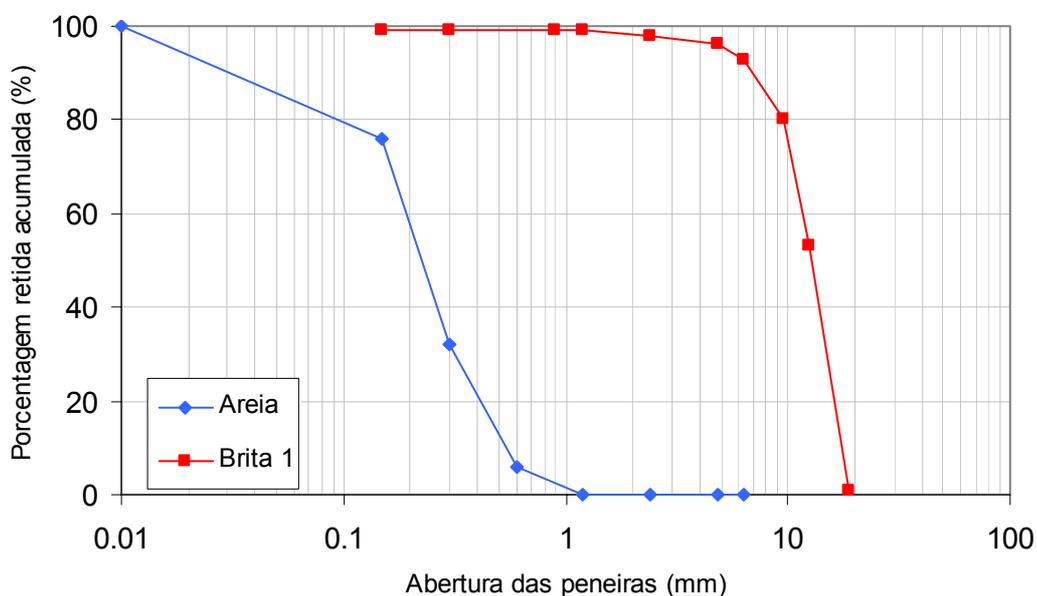


Figura A2.1 Curva granulométrica dos agregados.

Tabela A2.5 Caracterização físico-mecânica do cimento

Ensaio		Resultados	Limites da NBR 5733/91				
Finura – resíduo na peneira de 75 μm (%)		0,2	$\leq 6,0$				
Massa específica (g/cm^3)		3,02	-				
Área específica (cm^2/g)		4120	≥ 3000				
Água da pasta de consistência normal (%)		29,0	-				
Início de pega (h:min)		2:20	$\geq 1\text{h}$				
Fim de pega (h:min)		3:30	$\leq 10\text{h}$				
Expansibilidade de Le Chatelier – a frio (mm)		1,5	≤ 5				
Expansibilidade de Le Chatelier – a quente (mm)		0,5	≤ 5				
Resistência à compressão (MPa) – (NBR 7215/96)							
Idade (dias)	Corpo-de-prova n°				Média	Desvio rel. máx (%)	Limites da NBR 5733/91
	1	2	3	4			
1	17,2	17,9	17,1	17,9	17,5	2,3	$\geq 14,0^*$
3	33,8	34,6	34,3	34,6	34,3	1,5	$\geq 24,0$
7	44,0	45,3	44,9	44,2	44,6	1,6	$\geq 34,0$

* A NBR 5737 estabelece o valor de 11,0 Mpa para os cimentos resistentes a sulfatos.

Tabela A2.6 Caracterização química do cimento

Ensaio	Resultados	Limites da NBR 5733/91
Perda ao fogo – PF	2,41	≤ 4,5%
Dióxido de silício total – SiO ₂	22,16	-
Óxido de alumínio – Al ₂ O ₃	6,38	-
Óxido de ferro – Fe ₂ O ₃	2,40	-
Óxido de cálcio total – CaO	60,63	-
Óxido de magnésio – MgO	1,65	≤ 6,5%
Anidrido sulfúrico – SO ₃	2,65	≤ 4,5%
Óxido de sódio – Na ₂ O	0,06	-
Óxido de potássio – K ₂ O	0,48	-
Anidrido carbônico – CO ₂	2,09	≤ 3,0%
Resíduo insolúvel – RI	0,39	≤ 1,0%
Óxido de cálcio livre – CaO (livre)	1,50	-
Equivalente alcalino em Na ₂ O (0,658 x K ₂ O% + Na ₂ O%)	0,37	-

Tabela A2.7 Caracterização físico-química dos aditivos

Ensaio	Resultados (NBR 10908/90)	
	Superplastificante RX 3000	Plastificante RX 322N
PH	9,03	7,65
Teor de sólidos (%)	26,84	35,42
Massa específica relativa	1,15	1,16
Teor de cloretos	0,017	0,013

Tabela A3.1 Distribuição normal para o concreto convencional com cp de 100x100x400 mm

Variável	a/c=0,458	a/c=0,483	a/c=0,503	a/c=0,553
Estimativa estatística de KOLMOGOROV DPLUS	0,220882	0,174679	0,327513	0,224845
Estimativa estatística de KOLMOGOROV DMINUS	0,140678	0,174679	0,233962	0,31394
Estimativa estatística global	0,220882	0,174679	0,327513	0,31394
Nível de significância aproximado	0,967709	0,999988	0,928945	0,999736

Tabela A3.2 Distribuição normal para o concreto convencional com cp de 150x150x500 mm

Variável	a/c=0,458	a/c=0,483	a/c=0,503	a/c=0,553
Estimativa estatística de KOLMOGOROV DPLUS	0,162859	0,174679	0,174679	0,233962
Estimativa estatística de KOLMOGOROV DMINUS	0,237141	0,174679	0,174679	0,327513
Estimativa estatística global	0,237141	0,174679	0,174679	0,327513
Nível de significância aproximado	0,941239	0,999988	0,999988	0,904435

Tabela A3.3 Teste “t” para o concreto convencional confrontando cp de 100x100x400 mm versus cp de 150x150x500 mm para diversas relações a/c

Hipótese do Teste	H0: Dif = 0		Alpha = 0.05	
	a/c=0,458	a/c=0,483	a/c=0,503	a/c=0,553
Estatística calculada	-1.87164	1.54919	-1.21999	-0.27735
valor-p	0.0981595	0.196261	0.289477	0.795255
Resultado	NÃO rejeita H0	NÃO rejeita H0	NÃO rejeita H0	NÃO rejeita H0

Tabela A3.4 Distribuição normal para o concreto convencional com cp 100x100x400 mm (moldagens definitivas)

Variável	A	B	C	D	E
Estimativa estatística de KOLMOGOROV DPLUS	0,224845	0,174679	0,275913	0,28185	0,211665
Estimativa estatística de KOLMOGOROV DMINUS	0,31394	0,174679	0,202689	0,384817	0,292287
Estimativa estatística global	0,31394	0,174679	0,275913	0,384817	0,292287
Nível de significância aproximado	0,928945	0,999988	0,976354	0,765994	0,959802

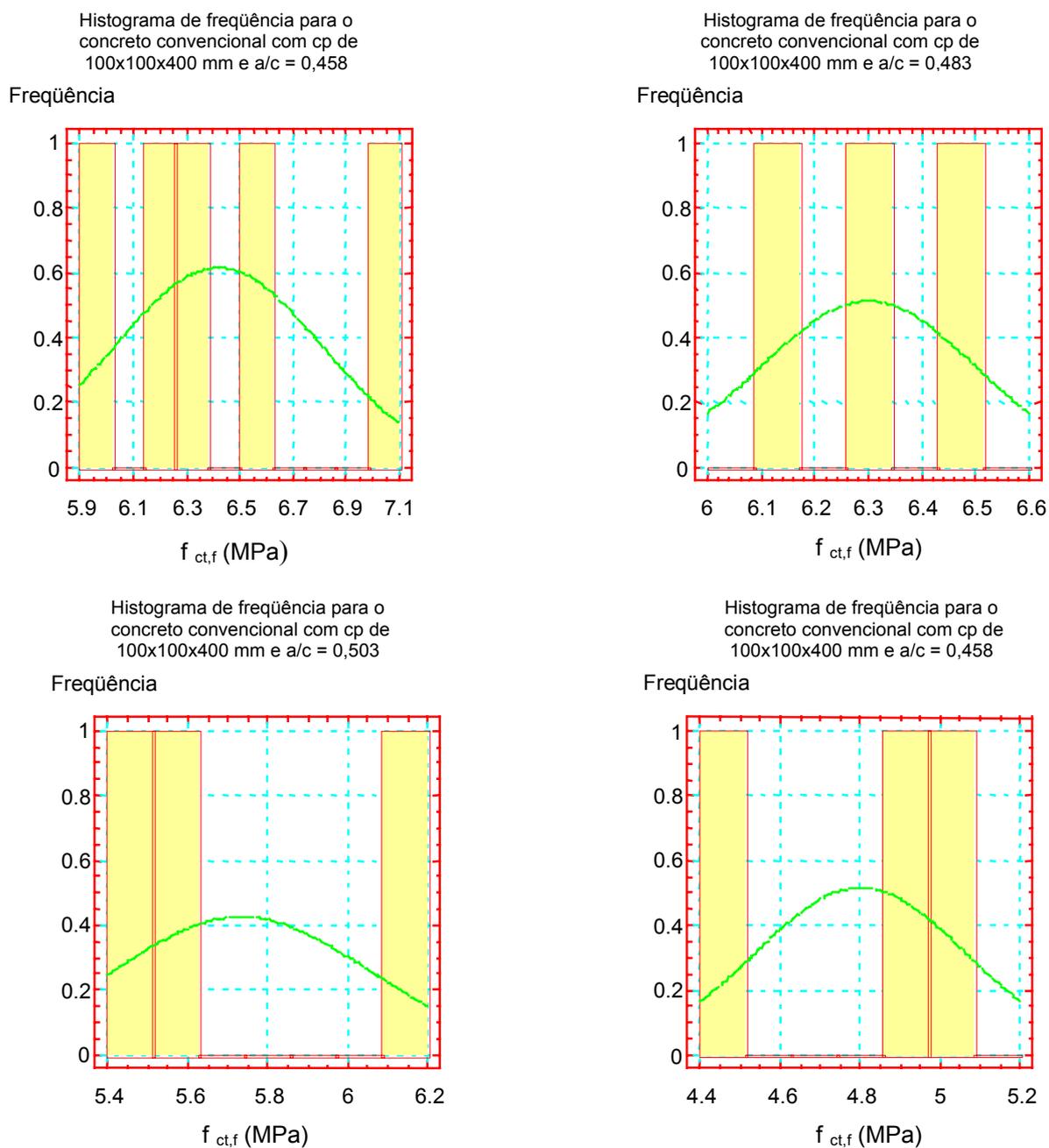


Figura A3.1 Análises de distribuição normal para concreto convencional com cp de 100x100x400 mm e diferentes relações a/c.

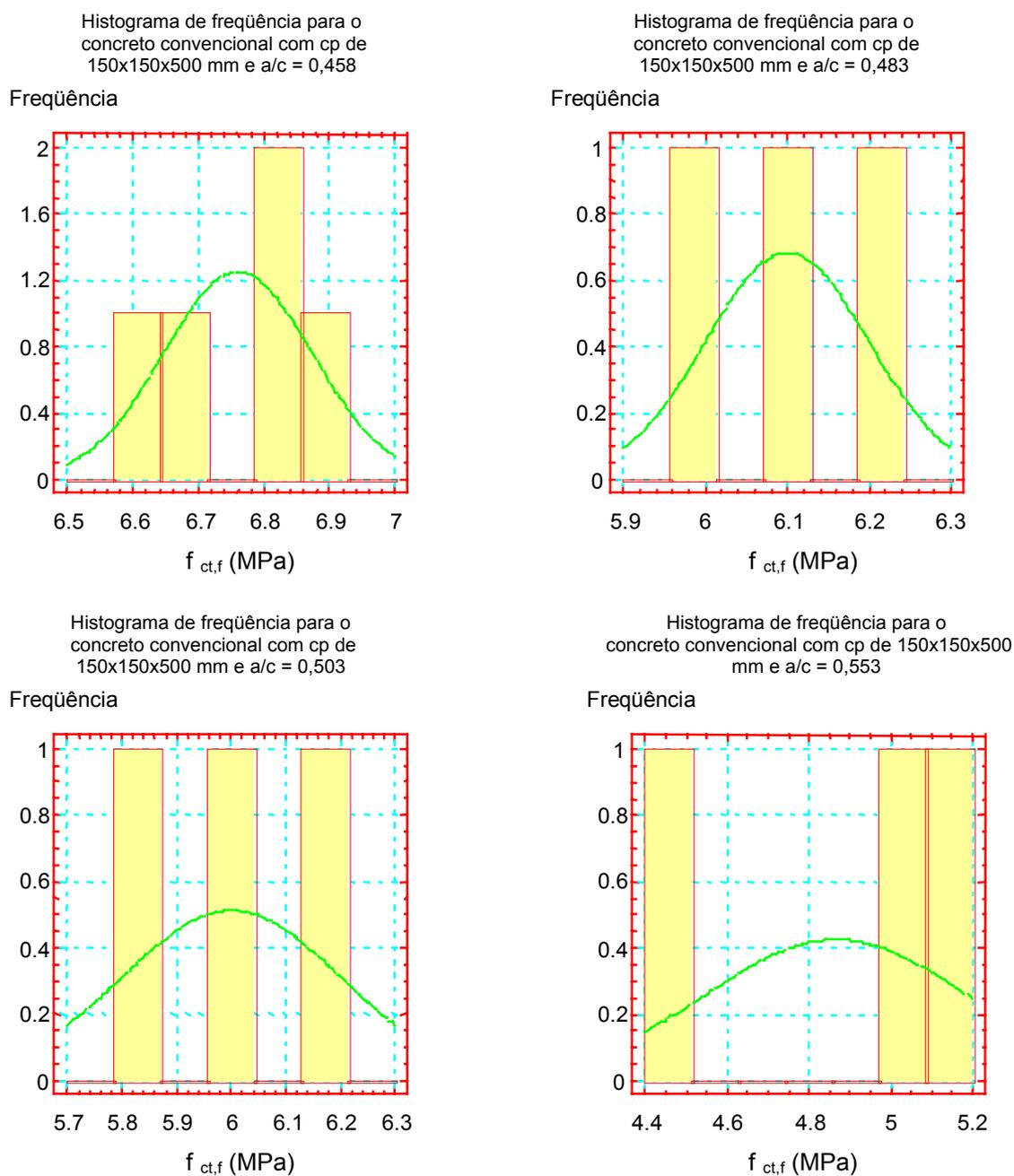


Figura A3.2 Análises de distribuição normal para concreto convencional com cp de 150x150x500 mm e diferentes relações a/c.

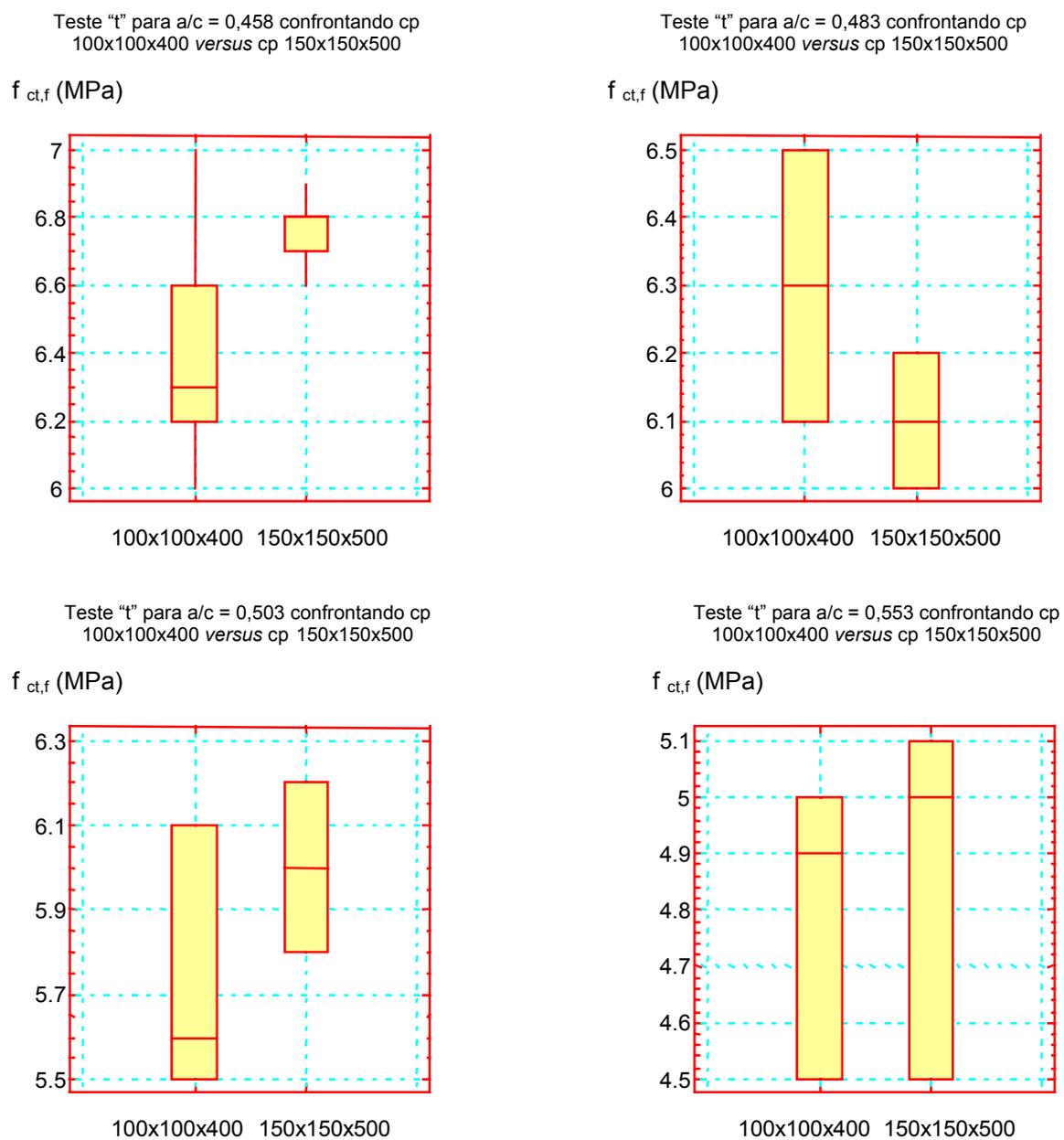


Figura A3.3 Representação gráfica do teste de hipótese "t" de Student para o concreto convencional para diversas relações a/c (cp 100x100x400 versus cp 150x150x500).

Análise de variância para o concreto convencional
(Moldagens definitivas A, B, C, D e E)

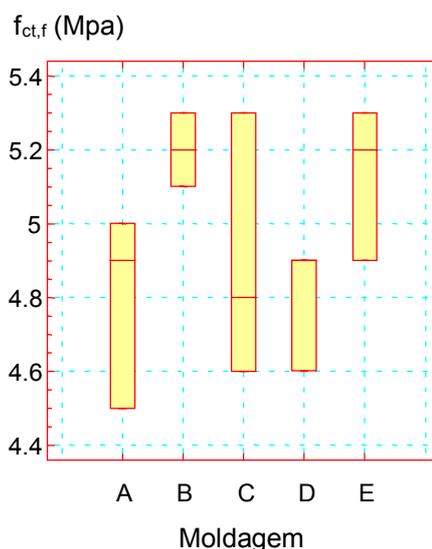


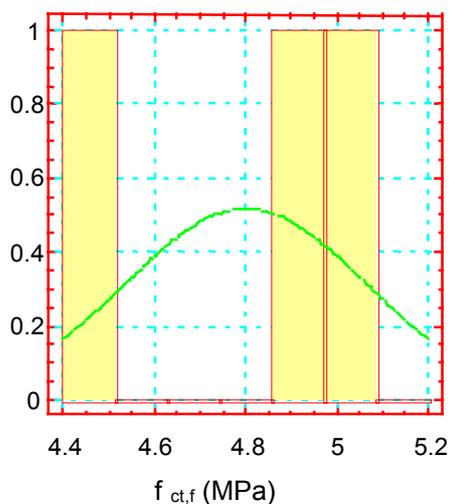
Figura A3.4 Representação gráfica da análise de variância para os resultados obtidos nas moldagens definitivas do concreto convencional.

Tabela A3.5 Análise de variância para o concreto convencional (moldagens definitivas A, B, C, D e E)

Nível de confiança: 95 %				
Fonte-variação	Soma-quadrados	Média-quadrados	Amplitude-F	Nível-significância
Entre grupos	0.4266667	0.1066667	1.882	0.1902
Fora dos grupos	0.5666667	0.0566667		
Total (corrigido)	0.9933333			

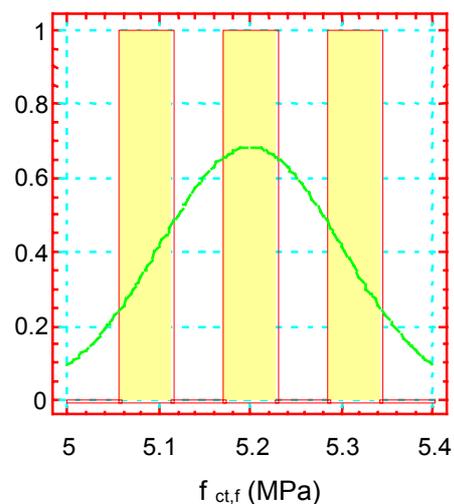
Histograma de frequência para o concreto convencional com cp de 100x100x400 mm (moldagem definitiva "A")

Freqüência



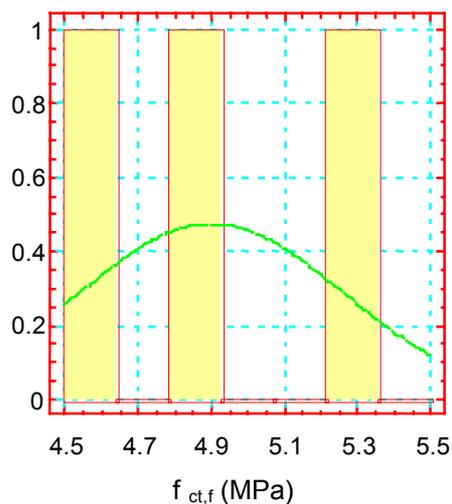
Histograma de frequência para o concreto convencional com cp de 100x100x400 mm (moldagem definitiva "B")

Freqüência



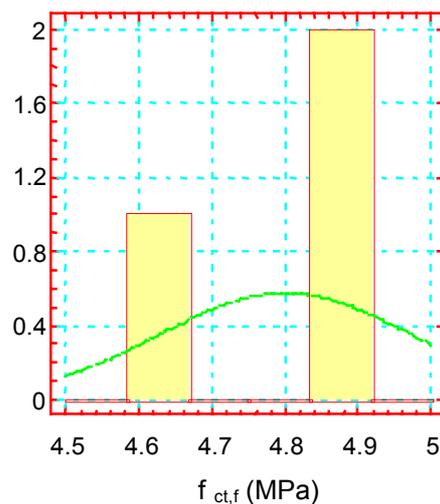
Histograma de frequência para o concreto convencional com cp de 100x100x400 mm (moldagem definitiva "C")

Freqüência



Histograma de frequência para o concreto convencional com cp de 100x100x400 mm (moldagem definitiva "D")

Freqüência



Freqüência

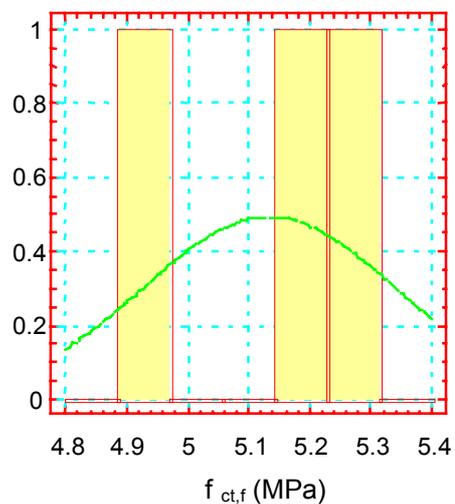
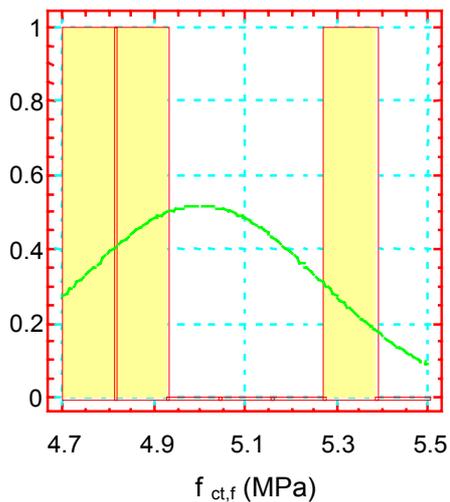


Figura A3.5 Análises de distribuição normal para concreto convencional com cp de 100x100x400 mm (moldagens definitivas).

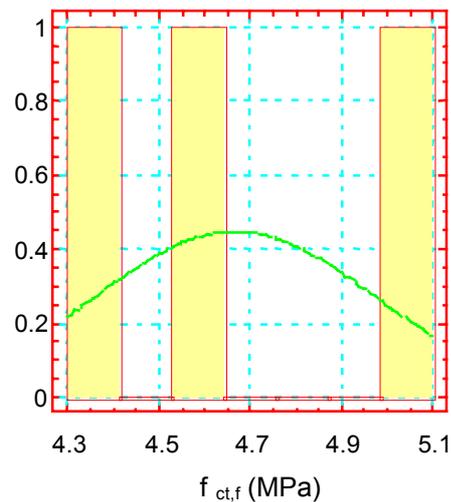
Tabela A4.1 Distribuição normal para o concreto convencional (após um ano de idade) e para o CAD (após seis meses de idade) seco e saturado com cp de 100x100x400 mm

Variável	Concreto convencional		CAD	
	Seco	Saturado	Seco	Saturado
Estimativa estatística de KOLMOGOROV DPLUS	0,31394	0,253043	0,384817	0,384821
Estimativa estatística de KOLMOGOROV DMINUS	0,224845	0,195715	0,28185	0,28187
Estimativa estatística global	0,31394	0,253043	0,384817	0,384821
Nível de significância aproximado	0,928945	0,990708	0,765994	0,765997

Frequência

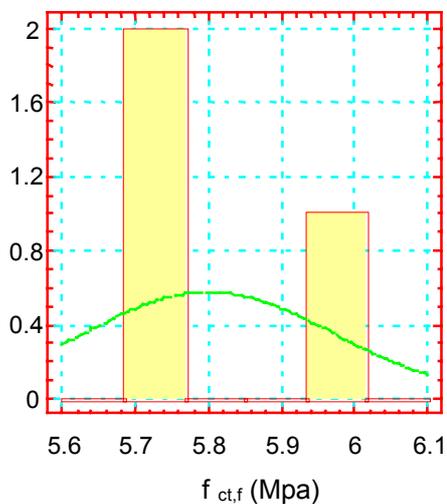


Frequência



Histograma de frequência para o CAD seco com cp de 100x100x400 mm

Frequência



Histograma de frequência para o CAD saturado com cp de 100x100x400 mm

Frequência

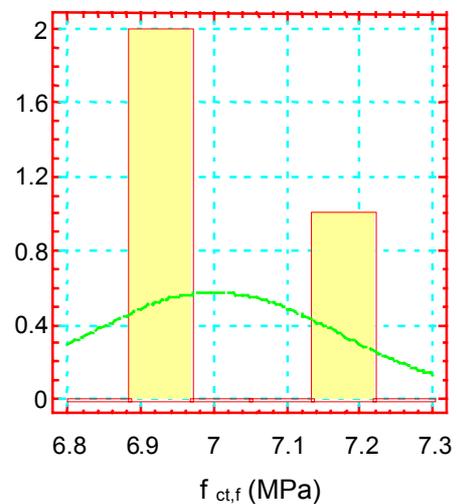


Figura A4.1 Análises de distribuição normal para o concreto convencional (após um ano de idade) e para o CAD (após seis meses de idade) seco e saturado com cp de 100x100x400 mm.

Tabela A4.2 Teste “t” para o concreto convencional (após um ano de idade) e para o CAD (após seis meses de idade) com cp de 100x100x400 mm confrontando condição seca *versus* saturada

Hipótese do Teste	H0: Dif = 0	Alpha = 0.05
Variável	Concreto convencional	CAD
Estatística calculada	1.42857	-8.48528
valor-p	0.226325	0.00105756
Resultado	NÃO rejeita H0	REJEITA H0

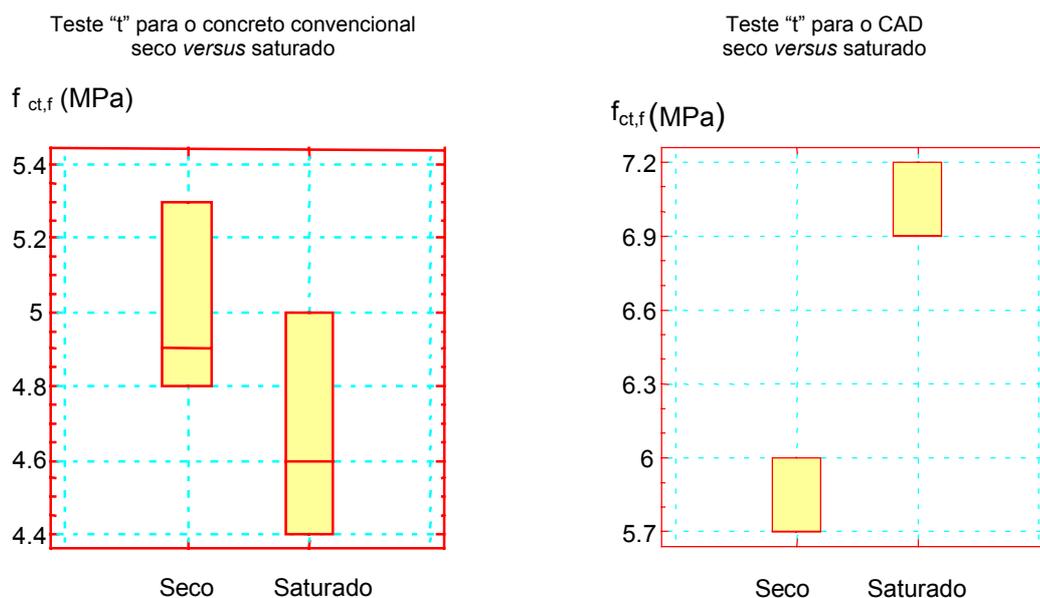


Figura A4.2 Representação gráfica do teste de hipótese “t” de Student para o concreto convencional e para o CAD seco *versus* saturado.

Tabela A4.3 Distribuição normal para o CAD (após seis meses de idade) seco e seco-saturado-seco com cp de 100x100x400 mm

Variável	Seco	Seco-saturado-seco
Estimativa estatística de KOLMOGOROV DPLUS	0, 174679	0, 218907
Estimativa estatística de KOLMOGOROV DMINUS	0, 174679	0, 304504
Estimativa estatística global	0, 174679	0, 304504
Nível de significância aproximado	0, 999988	0, 943662

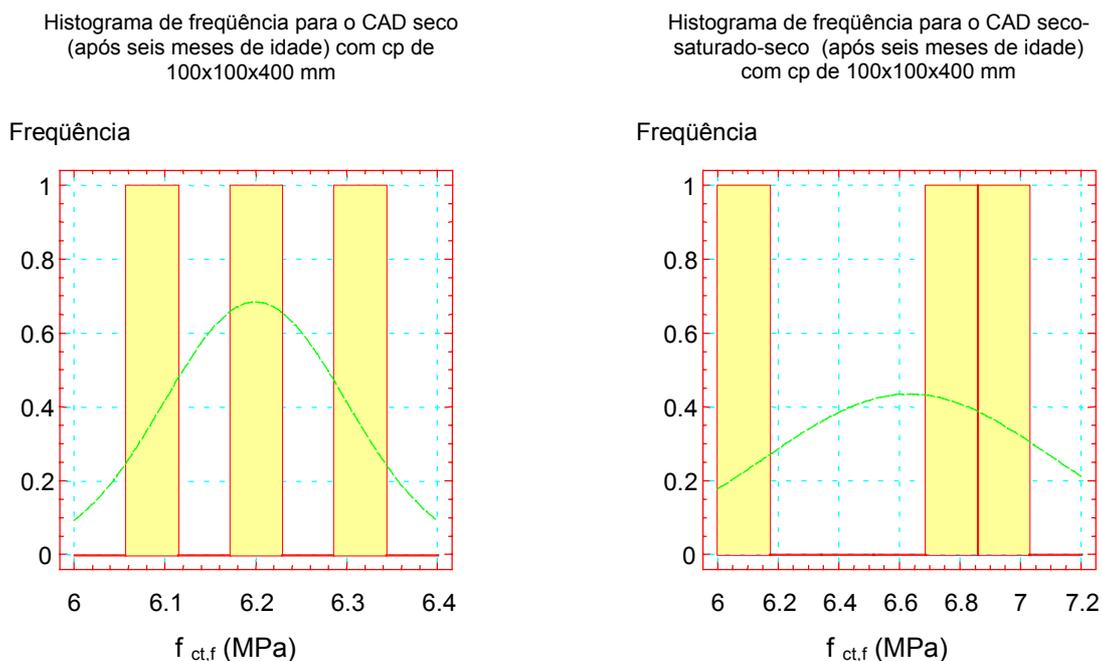


Figura A4.3 Análises de distribuição normal para o CAD (após seis meses de idade) seco e seco-saturado-seco com cp de 100x100x400 mm.

Tabela A4.4 Teste “t” para o CAD (após seis meses de idade) com cp de 100x100x400 mm seco *versus* seco-saturado-seco

Hipótese do Teste	H0: Dif = 0	Alpha = 0.05
Variável	seco x seco-saturado seco	
Estatística calculada	-1.5538	
valor-p	0.195198	
Resultado	NÃO rejeita H0	

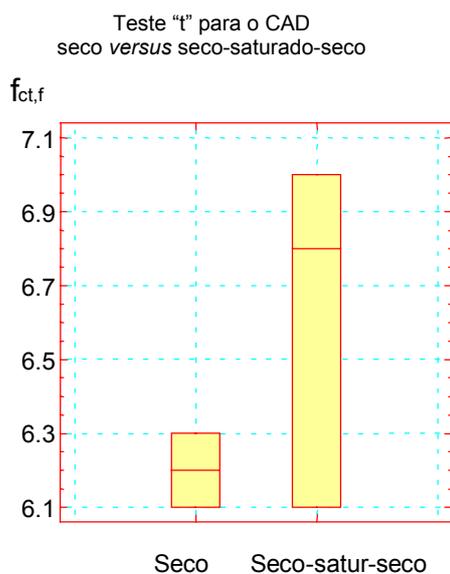


Figura A4.4 Representação gráfica do teste de hipótese “t” de Student para o CAD seco *versus* seco-saturado-seco.

Tabela A5.1 Distribuição normal para o CAD com cp de 100x100x400 mm e relação a/c=0,365

Variável	Cura A	Cura B	Cura C
Estimativa estatística de KOLMOGOROV DPLUS	0,224845	0,384819	0,384827
Estimativa estatística de KOLMOGOROV DMINUS	0,31394	0,281847	0,28184
Estimativa estatística global	0,31394	0,384819	0,384827
Nível de significância aproximado	0,928945	0,765987	0,765967

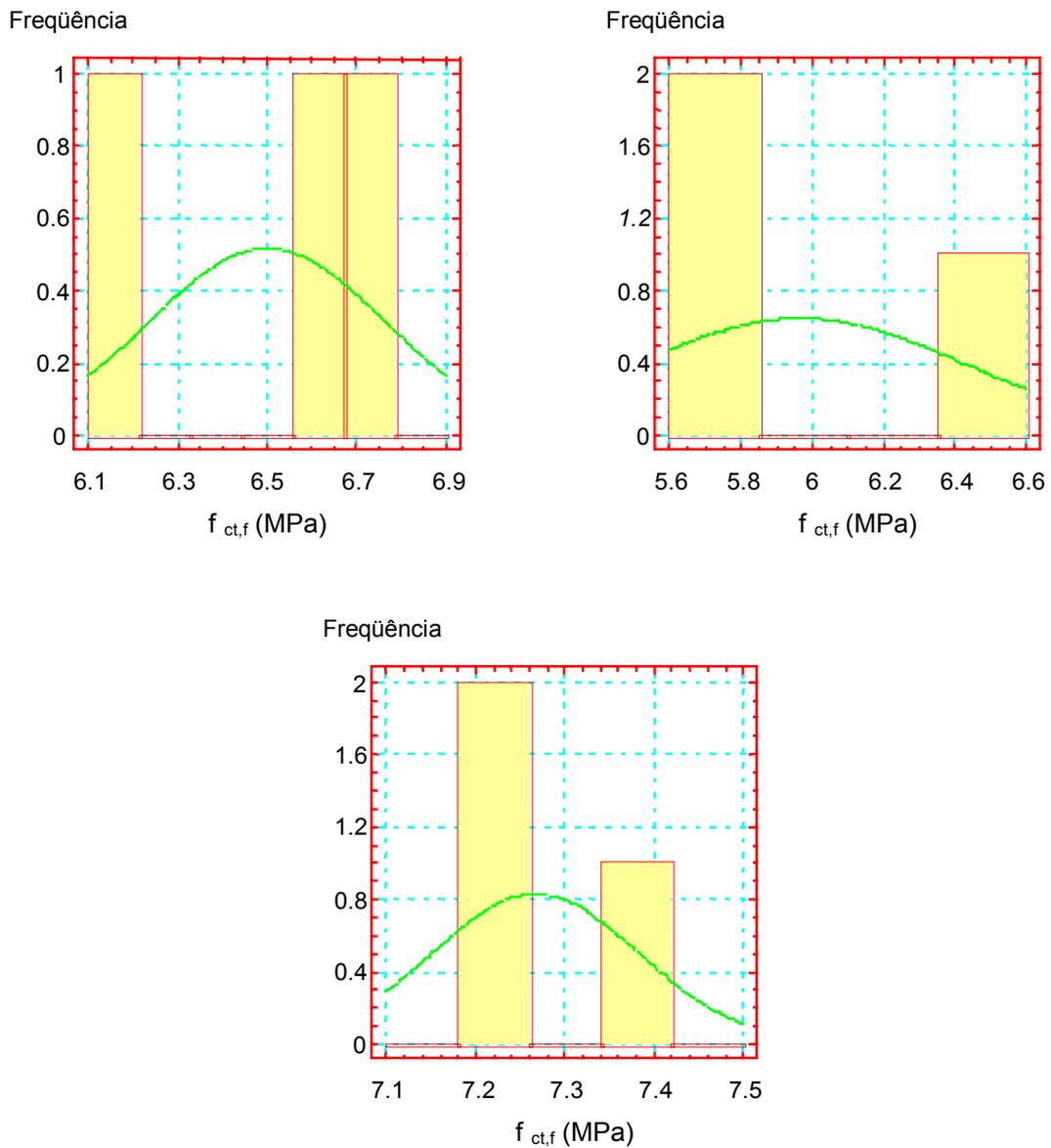


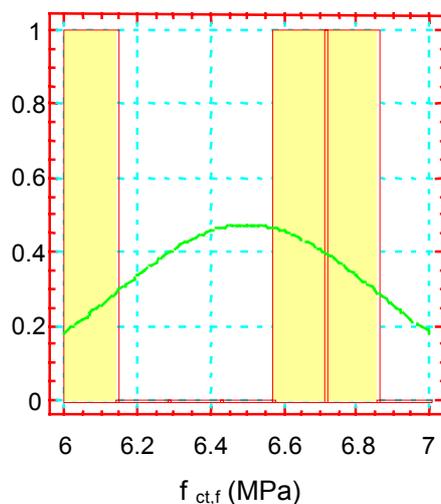
Figura A5.1 Análises de distribuição normal para CAD com cp de 100x100x400 mm, a/c=0,365 e diferentes métodos de cura.

Tabela A5.2 Distribuição normal para o CAD com cp de 150x150x500 mm e relação a/c=0,365

Variável	Cura A	Cura B	Cura C
Estimativa estatística de KOLMOGOROV DPLUS	0, 202689	0, 211665	0, 174679
Estimativa estatística de KOLMOGOROV DMINUS	0, 275913	0, 292287	0, 174679
Estimativa estatística global	0, 275913	0, 292287	0, 174679
Nível de significância aproximado	0, 976354	0, 959802	0, 999988

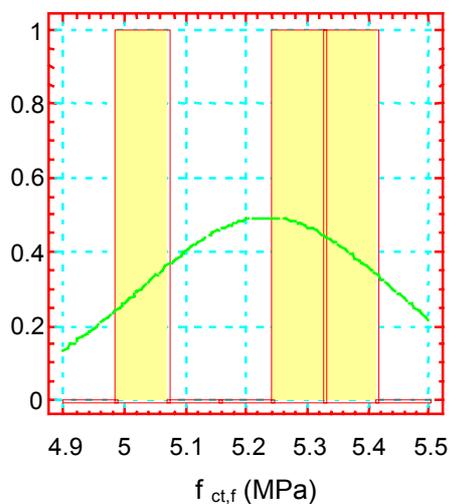
Histograma de frequência para o CAD com cp de 150x150x500 mm, a/c = 0,365 e cura A

Frequência



Histograma de frequência para o CAD com cp de 150x150x500 mm, a/c = 0,365 e cura B

Frequência



Histograma de frequência para o CAD com cp de 150x150x500 mm, a/c = 0,365 e cura C

Frequência

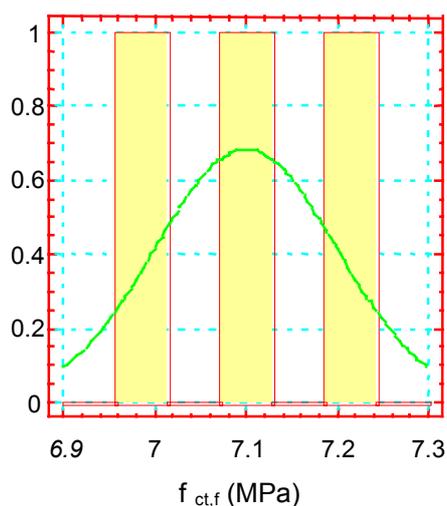
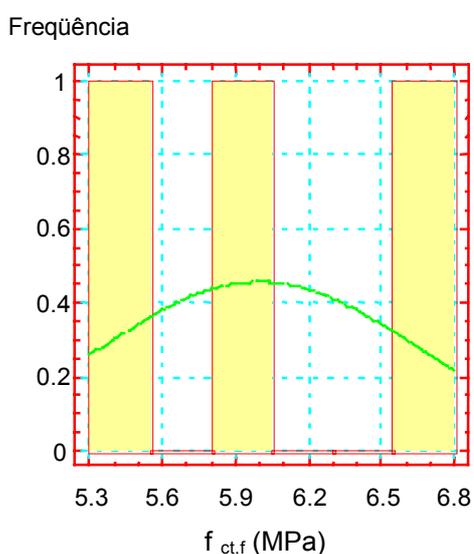


Figura A5.2 Análises de distribuição normal para CAD com cp de 150x150x500 mm, a/c=0,365 e diferentes métodos de cura.

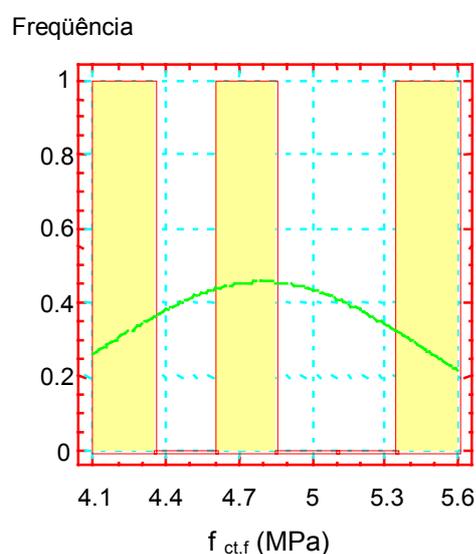
Tabela A5.3 Distribuição normal para o CAD com cp de 100x100x400 mm, diferentes relações a/c e diferentes métodos de cura

Variável	a/c = 0,385		a/c = 0,409	
	Cura A	Cura B	Cura A	Cura B
Estimativa estatística de KOLMOGOROV DPLUS	0,227272	0,227272	0,174679	0,229789
Estimativa estatística de KOLMOGOROV DMINUS	0,190459	0,190459	0,174679	0,321431
Estimativa estatística global	0,227272	0,227272	0,174679	0,321431
Nível de significância aproximado	0,227272	0,99778	0,999988	0,915894

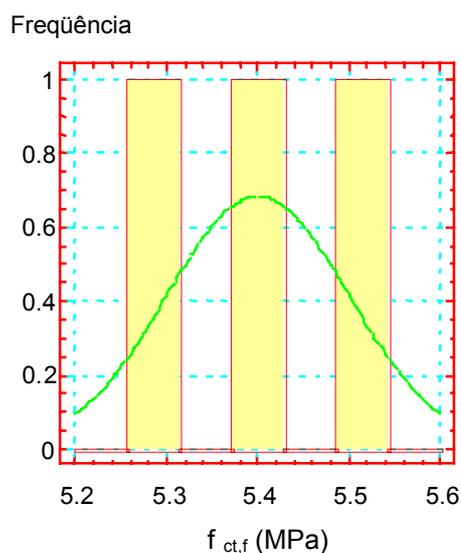
Histograma de frequência para o CAD com cp de 100x100x400 mm, a/c = 0,385 e cura A



Histograma de frequência para o CAD com cp de 100x100x400 mm, a/c = 0,385 e cura B



Histograma de frequência para o CAD com cp de 100x100x400 mm, a/c = 0,409 e cura A



Histograma de frequência para o CAD com cp de 100x100x400 mm, a/c = 0,409 e cura B

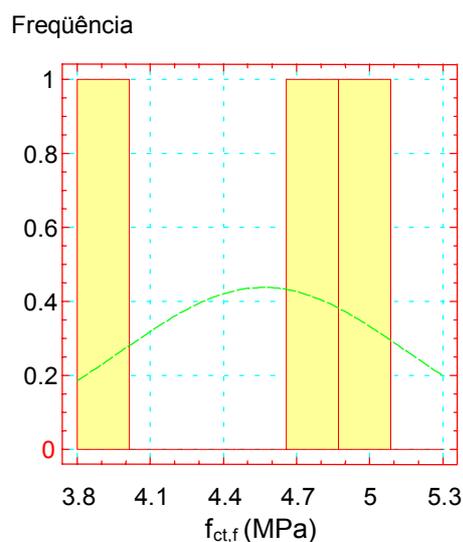


Figura A5.3 Análises de distribuição normal para CAD com cp de 100x100x400 mm, diferentes relações a/c e diferentes métodos de cura.

Tabela A5.4 Distribuição normal para o CAD com cp de 150x150x500 mm, diferentes relações a/c e diferentes métodos de cura

Variável	a/c = 0,385		a/c = 0,409	
	Cura A	Cura B	Cura A	Cura B
Estimativa estatística de KOLMOGOROV DPLUS	0,211665	0,384797	0,174679	0,195721
Estimativa estatística de KOLMOGOROV DMINUS	0,292287	0,281869	0,174679	0,25303
Estimativa estatística global	0,292287	0,384797	0,174679	0,25303
Nível de significância aproximado	0,959802	0,766048	0,999988	0,990714

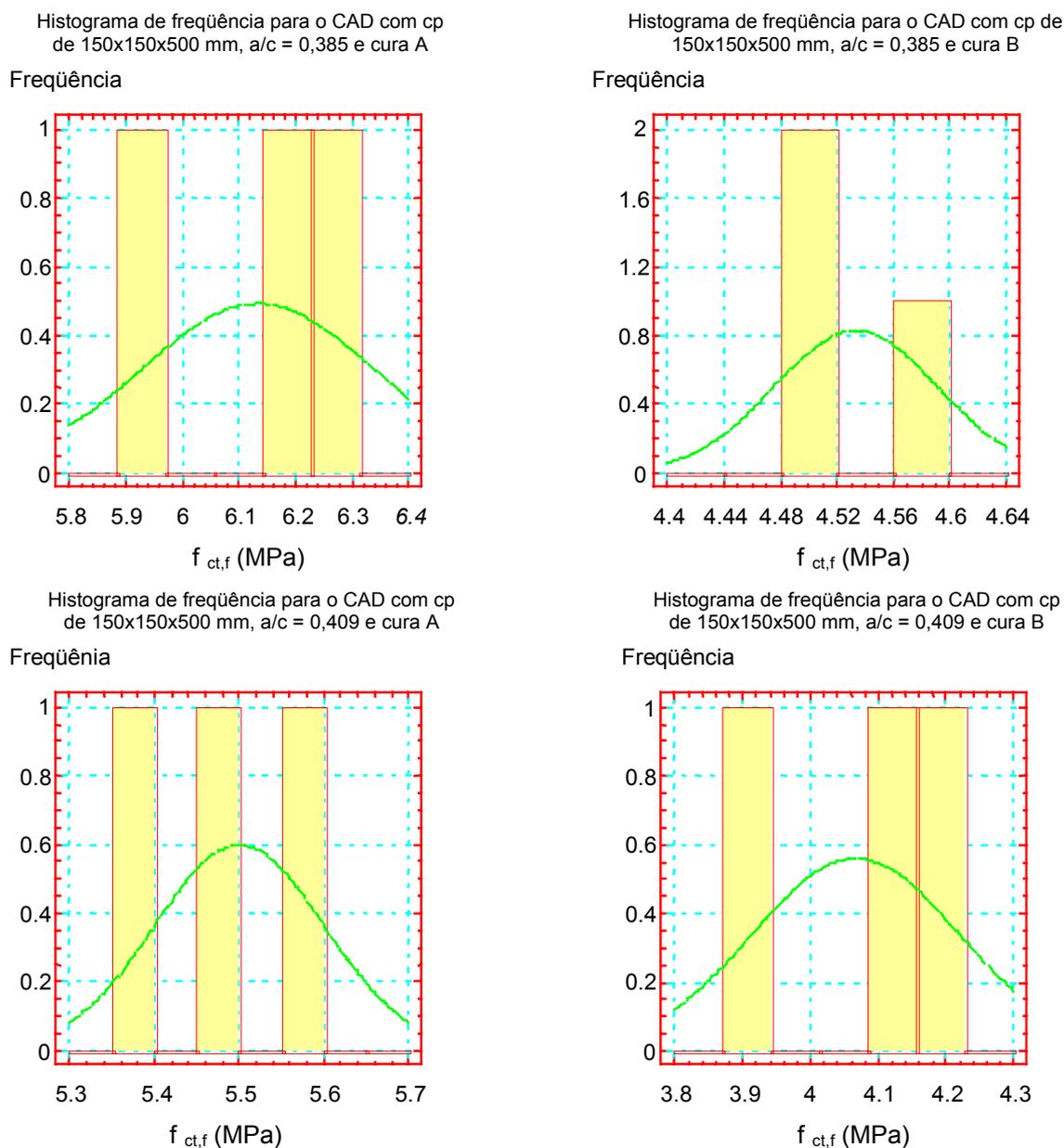


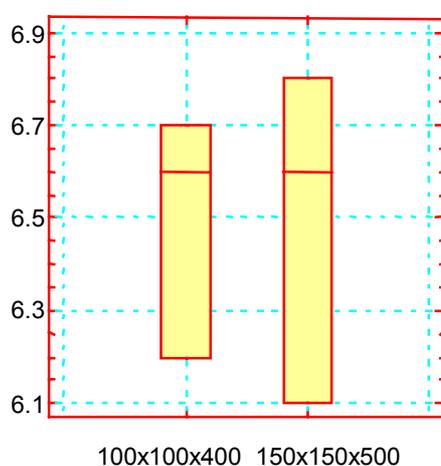
Figura A5.4 Análises de distribuição normal para CAD com cp de 150x150x500 mm, diferentes relações a/c e diferentes métodos de cura.

Tabela A5.5 Teste “t” para o CAD confrontando cp de 100x100x400 mm versus cp de 150x150x500 mm para $a/c=0,365$ e diferentes métodos de cura

Hipótese do Teste	H0: Dif = 0		Alpha = 0.05	
	a/c=0,365	a/c=0,365	a/c=0,365	
	Cura A	Cura B	Cura C	
Estadística calculada	0	2.50713	1.88982	
valor-p	1	0.0662598	0.131778	
Resultado	NÃO rejeita H0	NÃO rejeita H0	NÃO rejeita H0	

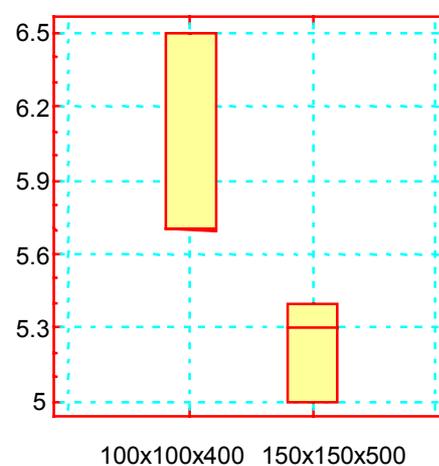
Teste “t” para $a/c = 0,365$ e cura A confrontando cp 100x100x400 versus cp 150x150x500

$f_{ct,f}$ (MPa)



Teste “t” para $a/c = 0,365$ e cura B confrontando cp 100x100x400 versus cp 150x150x500

$f_{ct,f}$ (MPa)



Teste “t” para $a/c = 0,365$ e cura C confrontando cp 100x100x400 versus cp 150x150x500

$f_{ct,f}$ (MPa)

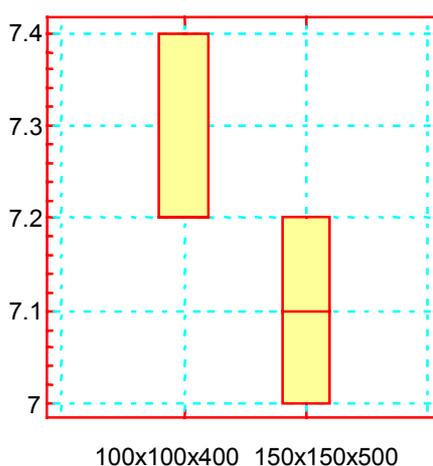


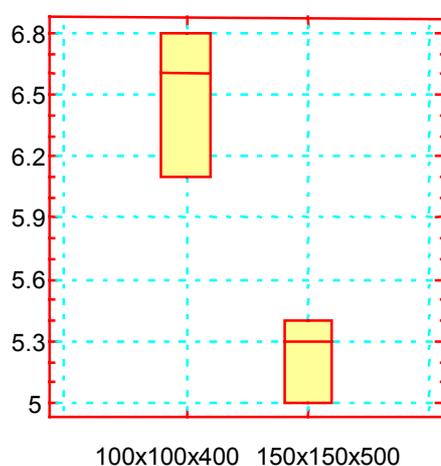
Figura A5.5 Representação gráfica do teste de hipótese “t” de Student para o CAD para $a/c=0,365$ e diferentes métodos de cura (cp 100x100x400 versus cp 150x150x500).

Tabela A5.6 Teste “t” para o CAD confrontando cp de 100x100x400 mm *versus* cp de 150x150x500 mm para diferentes relações a/c e diferentes métodos de cura

Variável	H0: Dif = 0		Alpha = 0.05	
	a/c=0,385	a/c=0,385	a/c=0,409	a/c=0,409
	Cura A	Cura B	Cura A	Cura B
Estatística calculada	-0.335673	0.701646	-1.22474	1.43019
valor-p	0.753986	0.521576	0.287864	0.225891
Resultado	NÃO rejeita H0	NÃO rejeita H0	NÃO rejeita H0	NÃO rejeita H0

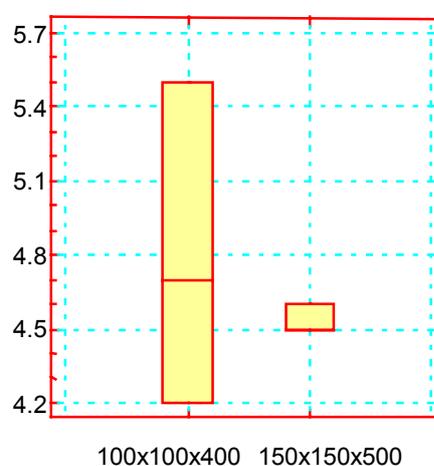
Teste “t” para a/c = 0,385 e cura A confrontando cp 100x100x400 *versus* cp 150x150x500

$f_{ct,f}$ (MPa)



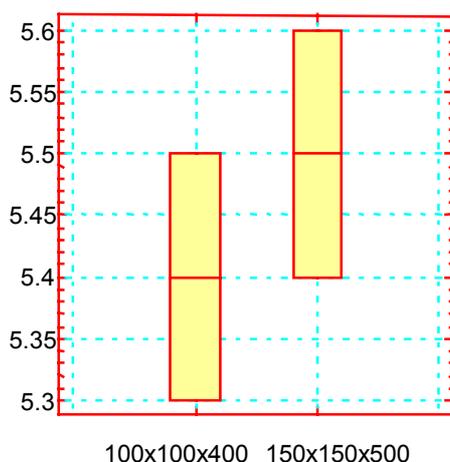
Teste “t” para a/c = 0,385 e cura B confrontando cp 100x100x400 *versus* cp 150x150x500

$f_{ct,f}$ (MPa)



Teste “t” para a/c = 0,409 e cura A confrontando cp 100x100x400 *versus* cp 150x150x500

$f_{ct,f}$ (MPa)



Teste “t” para a/c = 0,409 e cura B confrontando cp 100x100x400 *versus* cp 150x150x500

$f_{ct,f}$ (MPa)

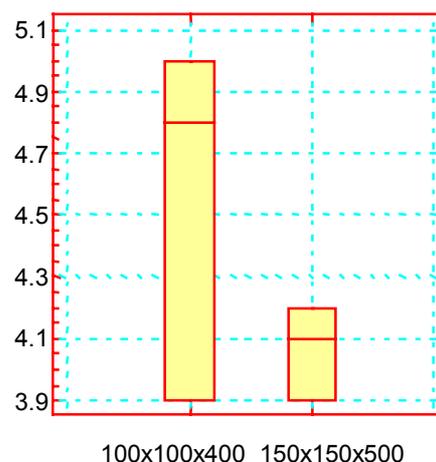
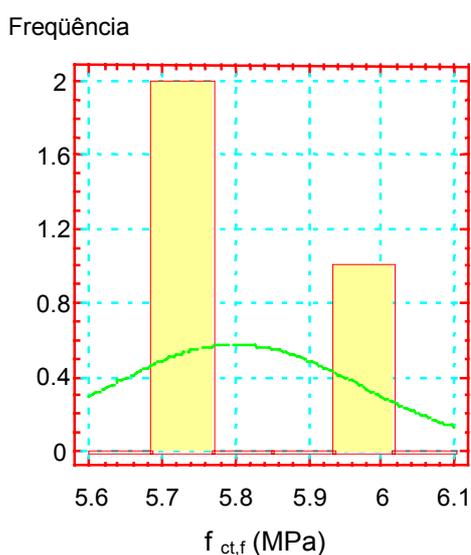


Figura A5.6 Representação gráfica do teste de hipótese “t” de Student para o CAD para diferentes relações a/c e diferentes métodos de cura (cp 100x100x400 *versus* cp 150x150x500).

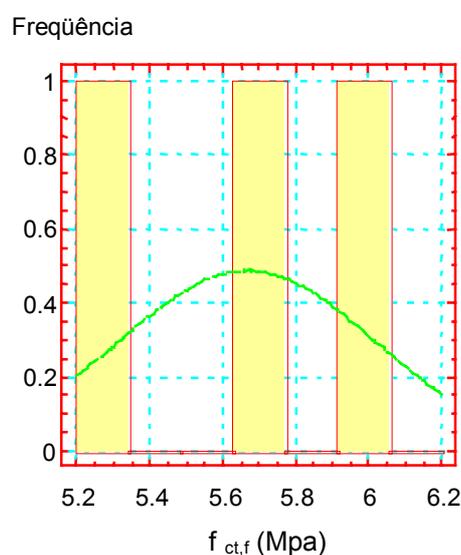
Tabela A5.7 Distribuição normal para o CAD com cp de 100x100x400 mm (moldagem definitiva)

Variável	A	B	C	D
Estimativa estatística de KOLMOGOROV DPLUS	0,384817	0,185111	0,275913	0,28184
Estimativa estatística de KOLMOGOROV DMINUS	0,28185	0,204475	0,202689	0,384827
Estimativa estatística global	0,384817	0,204475	0,275913	0,384827
Nível de significância aproximado	0,765994	0,999621	0,976354	0,765967

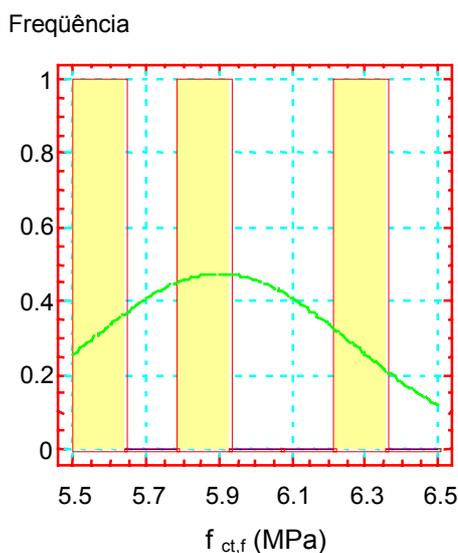
Histograma de frequência para o CAD com cp de 100x100x400 mm (moldagem A)



Histograma de frequência para o CAD com cp de 100x100x400 mm (moldagem B)



Histograma de frequência para o CAD com cp de 100x100x400 mm (moldagem C)



Histograma de frequência para o CAD com cp de 100x100x400 mm (moldagem D)

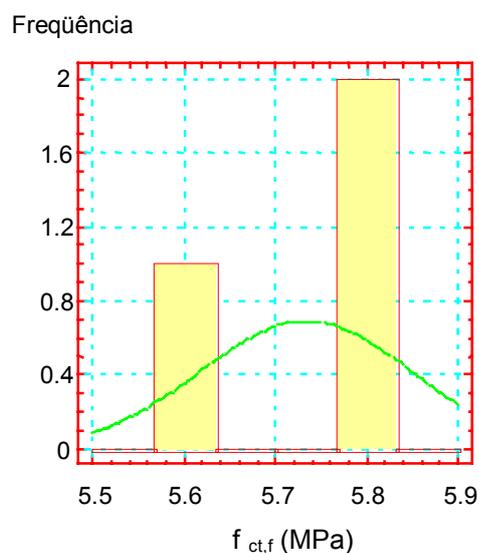
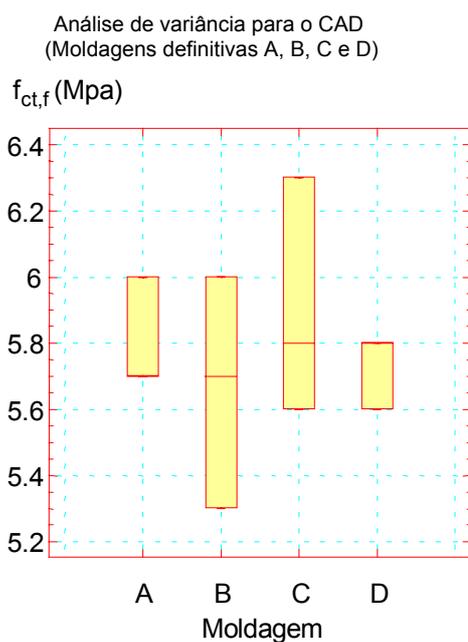


Figura A5.7 Análises de distribuição normal para CAD com cp de 140x140x400 mm para as moldagens definitivas (A, B, C e D).

Tabela A5.8 Análise de variância para o CAD (moldagens definitivas A, B, C, D e E)

Nível de confiança: 95 %				
Fonte-variação	Soma-quadrados	Média-quadrados	Amplitude-F	Nível-significância
Entre grupos	0.0891667	0.0297222	0.401	0.7564
Fora dos grupos	0.5933333	0.0741667		
Total (corrigido)	0.6825000			

**Figura A5.8** Representação gráfica da análise de variância para os resultados obtidos nas moldagens definitivas do CAD.

VITA

TATIANA CUREAU CERVO, natural de Porto Alegre (29.07.1976), Rio Grande do Sul, é engenheira civil (1998) e mestre (2001) em engenharia civil pela Universidade Federal de Santa Maria.

Realizou programa de iniciação científica sob orientação do Prof. Odilon Pâncaro Cavalheiro, na UFSM, em pesquisa sobre alvenaria estrutural, com bolsa PIBIC/CNPq (1995-1998).

Realizou estágio na Prefeitura Municipal de Santa Maria na área de análise de projetos habitacionais (1997-1998).

Seu programa de mestrado versou sobre questões relacionadas à durabilidade do concreto, estudando o emprego de cinzas volantes, sílica ativa e cinza de casca de arroz em concretos de alto desempenho, sob orientação do Prof. Antônio Luiz Guerra Gastaldini, como bolsista da CAPES.

Durante seu programa de doutorado, sob orientação do Prof. José Tadeu Balbo, como bolsista da Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo, junto ao Laboratório de Mecânica de Pavimentos da Escola Politécnica da USP, além de estudos aprofundados sobre a fadiga de concretos de alto desempenho empregados em pavimentação, teve participação na equipe de estudos de implantação do programa HDM-4 para projetos e análise de custos de pavimentos de concreto e asfálticos junto à Prefeitura do Município de São Paulo.

Suas pesquisas de doutorado, somadas a outras pesquisas de modelagem de tensões e de gradientes térmicos em pavimentos de concreto desenvolvidas no LMP-EPUSP, culminaram no estabelecimento da *Instrução de Projeto 07 – Dimensionamento de Pavimentos de Concreto*, da Prefeitura do Município de São Paulo, a primeira norma de projeto de pavimentos de concreto com base em pesquisas genuinamente brasileiras e oficialmente adotada por uma agência viária pública no país.