EDIELCE CRISTINA CAIXETA

**INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL DA FADIGA EM LAJES DE
PONTES COM OU SEM PRÉ-LAJES**

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

São Paulo

2010

EDIELCE CRISTINA CAIXETA

**INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL DA FADIGA EM LAJES DE
PONTES COM OU SEM PRÉ-LAJES**

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

Área de Concentração: Engenharia de
Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. Fernando Rebouças
Stucchi

São Paulo

2010

Este exemplar foi revisado e alterado em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, de agosto de 2010.

Assinatura do autor _____

Assinatura do orientador _____

FICHA CATALOGRÁFICA

Caixeta, Edielce Cristina

**Investigação experimental da fadiga em lajes de pontes com ou sem pré-lajes / E.C. Caixeta. -- ed.rev. -- São Paulo, 2010.
173 p.**

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

**1. Fadiga das estruturas 2. Pontes de concreto armado
3. Fadiga dos materiais 4. Lajes I. Universidade de São Paulo.
Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica II. t.**

Dedico este trabalho à minha querida família.

AGRADECIMENTOS

A Deus, pelo dom da vida, pela saúde e paz sempre presentes.

Ao professor Doutor Fernando Rebouças Stucchi, pela orientação, confiança, disponibilidade e permanente apoio durante todo o trabalho.

Aos meus pais, meu esposo Thiago e minha família, os quais sempre me incentivaram e apoiaram nesta jornada.

Ao professor Doutor Pedro Almeida de Oliveira pelo suporte dado à parte experimental desta pesquisa.

Ao Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações e aos professores da Escola Politécnica, pelo conhecimento adquirido e oportunidade de crescimento acadêmico e profissional.

À Diretoria e a todos os funcionários do Laboratório de Estruturas e Materiais – LEM, pelo apoio ao desenvolvimento do projeto, pela excelente mão-de-obra dedicada a este trabalho e pela utilização dos equipamentos, bem como o espaço destinado ao desenvolvimento desta pesquisa.

À Diretoria e a todos os funcionários do Laboratório de Construção Civil – PCC, pelos equipamentos e apoio disponibilizados.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – CAPES, pelo apoio financeiro.

Ao Instituto Brasileiro de Telas Soldadas – IBTS, pelo apoio financeiro.

Ao Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT, Centro de Tecnologia de Obras de Infra-Estrutura e Laboratório de Metalurgia e Materiais Cerâmicos pelo apoio aos ensaios de caracterização dos materiais.

Ao Laboratório de Sistemas Estruturais Ltda – LSE, pelo treinamento e permanente apoio à montagem dos sistemas de controle e aquisição de dados dos ensaios.

À empresa Holcim pelo fornecimento da brita utilizada na confecção do concreto das lajes.

Aos meus amigos e em especial ao Eng^o. Paulo Cavalcanti e família, pelo apoio durante todo o desenvolvimento desta pesquisa.

À Fatima Arroyo, estudante da Universidade Politécnica da França, que muito contribuiu para a elaboração de toda a parte experimental desta pesquisa durante a realização de seu projeto de conclusão do curso de graduação no Brasil.

A todos que colaboraram de alguma forma para a execução deste trabalho.

RESUMO

As lajes dos tabuleiros de pontes de concreto armado, sejam elas maciças ou executadas com pré-lajes, são elementos estruturais suscetíveis à fadiga, devido às ações a que são submetidas. As pré-lajes, pelo fato de serem resultantes da junção de dois concretos diferentes, torna-se ainda mais suscetível à fadiga. Este trabalho apresenta estudos, ensaios e análise de resultados a respeito do comportamento à fadiga das lajes de pontes de concreto, sejam as maciças ou as executadas com pré-laje, armadas com barras ou telas soldadas. Foram realizados ensaios de fadiga de barra ao ar CA50 $\phi 10$ mm isoladas e em telas para a construção da Curva de Wöhler nas condições brasileiras. Além disso, foram ensaiadas 23 lajes de concreto, sendo 6 lajes maciças e 17 executadas com pré-lajes, montadas com diversas configurações de armadura, submetidas a ensaios estáticos e dinâmicos. As configurações de armaduras adotadas nas lajes da pesquisa foram baseadas nas utilizadas com frequência neste tipo de elemento das pontes, escala $\frac{1}{2}$. Um dos principais motivos que levaram ao desenvolvimento desta pesquisa de caráter experimental foi a escassez de dados sobre o comportamento de lajes armadas com barras ou telas soldadas de fabricação brasileira, submetidas a ações cíclicas. Outro motivo foi a carência de estudos a respeito da interação pré-laje x capa. Foi verificado que não houve ruptura nessa região da estrutura devido aos carregamentos cíclicos aplicados no meio do vão. Ficou evidenciado também que as soldas das telas afetam sua resistência à fadiga.

Palavras-chave: Fadiga. Fadiga em lajes de pontes. Concreto armado. Ensaios dinâmicos. Barras de aço. Telas soldadas.

ABSTRACT

Concrete bridge slabs, massive or pre-slabs, are structural elements susceptible to fatigue, due to loading applied to them. Pre-slabs, result of two different concretes, become even more susceptible to fatigue. This research presents the studies, tests and analysis of the results about the behavior of concrete bridge massive slabs or pre-slabs reinforced with steel bars and welded steel meshes due to fatigue loading. Axial testing in air of CA50 $\phi 10$ mm in continuous bars and steel meshes were made in order to build the Wöhler Curve to the Brazilian conditions. Besides that, tests were made in 23 concrete slabs, 6 massive slabs and 17 pre-slabs, with several reinforcement's arrangements, submitted to static and dynamic loading. The reinforcement configurations adopted in the slabs were based on the commonly used in these bridge elements in scale $\frac{1}{2}$. One of main reasons that lead this experimental research development was the scarcity of data about the behavior of concrete slabs reinforced with rebars and welded mesh made in Brazil, submitted to cycle loading. Another reason was the lack of studies about the iteration between pre-slab and concrete cover. It was verified that no rupture was found in this region of the structure due to midspan cycle loading. The welding process caused loss of fatigue resistance.

Keywords: Fatigue. Fatigue in bridge slabs. Reinforced concrete. Dynamic loading. Steel bar. Welded steel mesh.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1 Apresentação do Trabalho.....	1
1.2 Objetivos	3
1.3 Histórico.....	3
2. COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS SOB CARGAS CÍCLICAS.....	7
2.1 Fadiga.....	7
2.2 Carregamentos Cíclicos.....	9
2.2.1 Cargas cíclicas de grande amplitude e baixa ciclagem	11
2.2.2 Cargas cíclicas de baixa amplitude e alta ciclagem	12
2.5 Fadiga do aço	15
2.4 Curvas de Wöhler	17
2.6 Comportamento à Fadiga do Concreto.....	19
2.6.1 Comportamento do concreto à compressão.....	21
3. METODOLOGIA DA PESQUISA EXPERIMENTAL.....	24
3.1 Ensaios de Fadiga de Barra ao Ar.....	24
3.1.1 Considerações Iniciais	24
3.1.2 Parâmetros dos Ensaios de Fadiga	25
3.1.3 Constituição dos corpos de prova	31
3.2 Ensaios de lajes de concreto armado	36
3.2.1 Constituição dos corpos de prova.....	37
3.2.2 Descrição dos Grupos	46
3.2.3 Instrumentação das lajes.....	55
3.2.4 Modelo de cálculo para o estado limite último de ruptura.....	58
3.2.5 Modelo de cálculo para o estado limite último de fadiga	63
3.2.6 Métodos de Ensaio	67
3.3 Ensaios Complementares	82
3.3.1 Ensaios de caracterização do concreto e do aço.....	82
4. RESULTADOS OBTIDOS E ANÁLISE	84
4.1 Ensaios Complementares	84
4.1.1 Ensaios de caracterização do concreto	84

4.1.2	Ensaios de caracterização do aço	86
4.2	Ensaios de fadiga de barra ao ar	89
4.3	Ensaios de lajes de concreto armado	98
4.3.1	Resultados e análise comparativa da carga de fissuração.....	99
4.3.2	Resultados e análise comparativa dos ensaios de ruptura estática	100
4.3.3	Resultados e análise dos ensaios dinâmicos de fadiga	123
4.3.4	Comparação entre os resultados dos ensaios de fadiga de barra ao ar e as lajes de concreto.....	139
4.3.2	Grupo 1C.....	141
5.	CONCLUSÕES.....	143
5.1	Ensaios de barra ao ar	143
5.2	Ensaios de lajes de concreto.....	144
5.3	Propostas para pesquisas futuras	146
ANEXO A – Diagramas dos resultados obtidos para os diversos grupos ensaiados.		148
ANEXO B – Tabelas dos resultados obtidos para os diversos grupos ensaiados.		156
ANEXO C – Análise das rupturas por fadiga - Metalografia.....		163
ANEXO C – Equipe Técnica do Laboratório de Estruturas e Materiais – LEM		168
ANEXO D – Plantas e seções transversais do pórtico de ensaio.....		170
REFERÊNCIAS		171

LISTA DE FIGURAS

<i>Figura 2.1 - Carregamento cíclico com amplitude constante. Caso (a) tensões completamente reversas, $(\sigma_m) = 0$; (b) tensão média diferente de zero e (c) zero-tração, $(\sigma_{min} = 0)$</i>	10
<i>Figura 2.2 - Carga cíclica com amplitude constante</i>	12
<i>Figura 2.3 - Carga cíclica com amplitude variável</i>	13
<i>Figura 2.4 - Regra de Palmgren-Miner para estimativa da vida à fadiga para carregamento cíclico completamente reverso e de amplitude variável</i>	14
<i>Figura 2.5 - Curva de Wöhler</i>	18
<i>Figura 2.6 - Curva S-N segundo a NBR 6118/2003</i>	18
<i>Figura 2.7 - Curva S-N típica de concreto em compressão (Klausen, 1978)</i>	21
<i>Figura 3.1 - Ensaio de fadiga de barra ao ar – Dartec</i>	25
<i>Figura 3.2 - Esquematização da variação das tensões nos diferentes ensaios, mantida σ_{max} constante</i>	26
<i>Figura 3.3 - Curva Classe R1 - Dados de fadiga publicados para barras de diâmetros menor ou igual a 16mm - “Bulletin D’Information N. 188</i>	28
<i>Figura 3.4 - Curva Classe R2 - Dados de fadiga publicados para barras de diâmetros maiores que 16mm - “Bulletin D’Information N. 188 – Fatigue of Concrete Structures – State of the Art Report” pag. 160</i>	29
<i>Figura 3.5 - Corpo de Prova Típico</i>	31
<i>Figura 3.6 - Dartec - Máquina de Ensaio de Fadiga</i>	31
<i>Figura 3.7 - Corpo de prova sendo ensaiado</i>	32
<i>Figura 3.8 - Clavete e copos - corpo de prova</i>	33
<i>Figura 3.9 - Corpo de prova protegido com mangueira plástica</i>	33
<i>Figura 3.10 - Semicanas de alumínio e conjunto completo de fixação do corpo de prova</i>	34
<i>Figura 3.11 - Corpos de prova granalhados, com clavete e alumínio, onde a ruptura ocorreu fora das foras</i>	34
<i>Figura 3.12 - Exemplo Esquemático de corte de tela para confecção do corpo de prova</i>	35
<i>Figura 3.14 - Corpo de prova protegido com mangueira plástica pronto para procedimento de granalha</i>	36
<i>Figura 3.13 - Corpo de prova – telas</i>	36
<i>Figura 3.15 - Planta e seções transversais das lajes executadas em duas etapas</i>	38
<i>Figura 3.16 - Planta e seções transversais das lajes executadas em etapa única</i>	38
<i>Figura 3.17 - Forma de madeira para moldagem das lajes de concreto</i>	40
<i>Figura 3.18 - Gabaritos utilizados na execução da pré-laje</i>	40
<i>Figura 3.19 - Betoneira utilizada para a fabricação dos concretos</i>	42
<i>Figura 3.20 - Corpos de prova para caracterização do concreto</i>	42

Figura 3.21 - Concretagem das lajes.	43
Figura 3.22 - Ensaio de abatimento de tronco de cone.	44
Figura 3.23 - Adensamento da laje com o uso de vibrador.	44
Figura 3.24 - Lajes envolvidas por lona plástica para a cura adequada.	45
Figura 3.25 - Lajes armazenadas em grupos de três após o processo de desforma e cura.	45
Figura 3.26 - Ponte rolante utilizada no transporte das lajes.	46
Figura 3.27 - Desenho esquemático das armaduras do grupo 1A.	47
Figura 3.28 - Armação positiva do grupo 1A.	48
Figura 3.29 - Foto após a primeira etapa concretagem, com a armadura negativa montada.	48
Figura 3.30 - Desenho esquemático das armaduras do grupo 1B.	49
Figura 3.31 - Desenho esquemático das armaduras do grupo 1C.	50
Figura 3.32 - Desenho esquemático das armaduras do grupo 2A.	51
Figura 3.33 - Desenho esquemático das armaduras do grupo 2B.	52
Figura 3.34 - Desenho esquemático das armaduras do grupo 3A.	53
Figura 3.35 - Desenho esquemático das armaduras do grupo 3B.	54
Figura 3.36 - Posicionamento dos extensômetros na armadura da laje com - 4 barras longitudinais ou telas soldadas.	55
Figura 3.37 - Posicionamento dos extensômetros na armadura da laje com - 5 barras longitudinais ou telas soldadas.	56
Figura 3.38 - Desenho esquemático do posicionamento do extensômetro externo EE.	56
Figura 3.39 - Abertura na laje para instalação do extensômetro externo.	57
Figura 3.40 - Sistema de aquisição de dados.	57
Figura 3.41 - Esquema estrutural "ponte".	58
Figura 3.42 - Seção transversal da laje com $A_s=2 \text{ cm}^2$	59
Figura 3.43 - Esquema Ensaio.	60
Figura 3.44 - Esquema Estrutural do Pórtico. (a) Planta Superior; (b) Planta Inferior; (c) Corte A-A; (d) Corte B-B; (e) Corte C-C; (f) Corte E-E e detalhe do perfil utilizado.	72
Figura 3.45 - Vista frontal do pórtico com a laje pronta para ser ensaiada.	73
Figura 3.46 - Vista lateral do pórtico.	74
Figura 3.47 - Detalhe da protensão do atuador à laje de reação.	74
Figura 3.48 - Colagem das taliscas de madeira.	75
Figura 3.49 - Posicionamento e colagem das taliscas de madeira.	76
Figura 3.50 - Laje após o ensaio de ruptura.	77
Figura 3.51 - Esquema Estrutural do Pórtico. (a) Planta inferior e (b) Corte A-A.	80
Figura 3.52 - Vista lateral do pórtico para os ensaios de cisalhamento.	81
Figura 3.53 - Vista frontal do pórtico para ensaios de cisalhamento.	81
Figura 4.1 - Diagrama tensão x deformação das barras com $\phi 8 \text{ mm}$	87
Figura 4.2 - Diagrama tensão x deformação das barras com $\phi 10 \text{ mm}$	87
Figura 4.3 - Diagrama tensão x deformação das telas soldadas com $\phi 8 \text{ mm}$	88
Figura 4.4 - Diagrama tensão x deformação das telas soldadas com $\phi 10 \text{ mm}$	88

Figura 4.5 - Curva de distribuição normal para o conjunto 1 – barras isoladas.....	92
Figura 4.6 - Curva de distribuição normal para o conjunto 4 – telas soldadas.....	93
Figura 4.7 - Curva de distribuição normal dos resultados obtidos para barras isoladas $\phi 10\text{mm}$	93
Figura 4.8 - Curva de distribuição normal dos resultados obtidos para telas soldadas $\phi 10\text{mm}$	94
Figura 4.9 - Curvas de Wöhler para barras isoladas.....	96
Figura 4.10 - Curvas de Wöhler para telas soldadas.....	96
Figura 4.11 - Curvas de Wöhler para barras isoladas e telas soldadas.....	97
Figura 4.12 - Comparação entre as Curvas de Wöhler das Barras Isoladas.....	97
Figura 4.13 - Comparação entre as Curvas de Wöhler das telas soldadas.....	98
Figura 4.14 - Diagrama de força x deformação nos extensômetros E2, E3 e E4 da laje L1, com indicação dos estádios I e II e cargas de fissuração.....	105
Figura 4.15 - Laje L1 após vários carregamentos do ensaio de ruptura estática. Abertura maior de fissuras.....	106
Figura 4.16 - Diagrama de força x deformação no extensômetro E3 – laje L2.....	106
Figura 4.17 - Diagrama carga vertical x deformação no extensômetro E3 – laje L3.....	107
Figura 4.18 - Comparação entre os diagramas de carga vertical x deformação para as lajes L1, L2 e L3.....	107
Figura 4.19 - Diagrama carga vertical x deslocamento – laje L1.....	109
Figura 4.20 - Diagrama carga vertical x deslocamento – laje L2.....	109
Figura 4.21 - Diagrama carga vertical x deslocamento – laje L3.....	110
Figura 4.22 - Comparação entre os deslocamentos das lajes L1, L2 e L3.....	110
Figura 4.23 - Diagrama carga vertical x deformação nos extensômetros E1, E2, E3 e EE – laje L2.....	112
Figura 4.24 - Diagrama carga vertical x deformação nos extensômetros E1, E3 e EE – laje L3.....	113
Figura 4.25 - Comparação entre os diagramas de carga vertical x deformação para as lajes L2 e L3.....	113
Figura 4.26 - Diagrama carga vertical x deslocamento – laje L2.....	114
Figura 4.27 - Diagrama carga vertical x deslocamento – laje L3.....	115
Figura 4.28 - Comparação entre os diagramas de carga vertical x deslocamento para as lajes L2 e L3.....	115
Figura 4.29 - Laje L1 posicionada e pronta para ser ensaiada.....	117
Figura 4.30 - Diagrama carga vertical x deformação nos extensômetros E1, E2 e EE – laje L1.....	117
Figura 4.31 - Diagrama carga vertical x deformação nos extensômetros E2 e EE – laje L2.....	118
Figura 4.32 - Diagrama carga vertical x deformação nos extensômetros E2, E3 e E4 e EE – laje L3.....	118
Figura 4.33 - Comparação entre os diagramas de carga vertical x deformação para as lajes L1, L2 e L3.....	119
Figura 4.34 - Diagrama carga vertical x deslocamento – laje L1.....	120
Figura 4.35 - Diagrama carga vertical x deslocamento – laje L2.....	120
Figura 4.36 - Diagrama carga vertical x deslocamento – laje L3.....	121

Figura 4.37 - Comparação entre os diagramas de carga vertical x deslocamento para as lajes L1, L2 e L3.	121
Figura 4.38 - Características do ensaio da laje L2 no início do ensaio.	124
Figura 4.39 - Visal geral do ensaio ao fim de 2×10^6 ciclos – laje L2.	125
Figura 4.40 - Visal geral do ensaio ao fim de 2×10^6 ciclos – laje L3.	126
Figura 4.41 - Características do ensaio da laje L1 - início da 1ª hora.	128
Figura 4.42 - Visal geral da 1ª hora de ensaio – laje L1.	129
Figura 4.43 - Características do 2ª hora de ensaio da laje L1, com diminuição da variação de forças e ruptura da 1ª barra da tela.	130
Figura 4.44 - Identificação da ruptura por fadiga da 2ª barra da tela na 3ª hora de ensaio – Laje L1.	132
Figura 4.45 - Identificação da ruptura da 3ª e 4ª barras das telas na 5ª hora de ensaio, com o curso do atuador chegando ao limite máximo.	133
Figura 4.46 - Corte da laje L1 para extração das barras das telas para análise metalográfica.	134
Figura 4.47 - Características do início do ensaio da laje L2.	136
Figura 4.48 - Características do ensaio após 2×10^6 ciclos – L1.	137
Figura 4.49 - Comparação entre as Curvas de Wöhler das Barras Isoladas e imersas no concreto.	140
Figura 4. 50 - Comparação entre as Curvas de Wöhler das telas soldadas e imersas no concreto.	140
Figura 4.51 - Viga sendo ensaiada ao cisalhamento.	142
Figura 4.52 - Fissuras de cisalhamento.	142
Figura A.1 - Diagrama carga vertical x deformação - Laje 2 - Grupo 1B	148
Figura A.2 - Diagrama carga vertical x deslocamento - Laje 2 - Grupo 1B	148
Figura A.3 - Diagrama carga vertical x deformação - Laje 4 - Grupo 1B	149
Figura A.4 - Diagrama carga vertical x deslocamento - Laje 4 - Grupo 1B	149
Figura A.5 - Diagrama carga vertical x deformação - Laje 5 - Grupo 1B	150
Figura A.6 - Diagrama carga vertical x deslocamento - Laje 5 - Grupo 1B	150
Figura A.7 - Comparação entre os diagramas de carga vertical x deformação para as lajes L2, L4 e L5 do grupo 1B.	151
Figura A.8 - Comparação entre os diagramas de carga vertical x deslocamento para as lajes L2, L4 e L5 do grupo 1B.	151
Figura A.9 - Diagrama carga vertical x deformação - Laje 1 - Grupo 3A	152
Figura A.10 - Diagrama carga vertical x deslocamento - Laje 1 - Grupo 3A	152
Figura A.11 - Diagrama carga vertical x deformação - Laje 2 - Grupo 3A	153
Figura A.12 - Diagrama carga vertical x deslocamento - Laje 2 - Grupo 3A	153
Figura A.13 - Diagrama carga vertical x deformação - Laje 3 - Grupo 3A.	154
Figura A.14 - Diagrama carga vertical x deslocamento - Laje 3 - Grupo 3A.	154
Figura A.15 - Comparação entre os diagramas de carga vertical x deformação para as lajes L1, L2 e L3 do grupo 3A.	155
Figura A.16 - Comparação entre os diagramas de carga vertical x deslocamento para as lajes L1, L2 e L3 do grupo 3A.	155

<i>Figura C.1 - Representação das regiões de uma ruptura por fadiga.</i>	<i>163</i>
<i>Figura C.2 - Visualização da superfície de ruptura de uma barra após o ensaio de barra ao ar.....</i>	<i>164</i>
<i>Figura C.3 – Região 1 ampliada: ponto de nucleação da fissura.....</i>	<i>164</i>
<i>Figura C.4 – Região 2 : Ruptura final.....</i>	<i>165</i>
<i>Figura C.5 - Visualização da superfície de ruptura de uma barra da laje 1 do grupo 2A.</i>	<i>165</i>
<i>Figura C.6 - Ponto de nucleação da fissura.</i>	<i>166</i>
<i>Figura C.7 - Região da ruptura abrupta.</i>	<i>166</i>

LISTA DE TABELAS

<i>Tabela 2.1 - Resistência característica do aço à fadiga segundo o CEB-FIP Model Code 1990 (1991).</i>	17
<i>Tabela 2.2 - Variação na tensão admissível na armadura segundo a NBR 6118 (2003).</i>	19
<i>Tabela 3.1 - Valores de k equivalentes ao desempenho médio e de projeto - "Bulletin D'Information N. 188 – Fatigue of Concrete Structures – State of the Art Report" pag. 160.</i>	28
<i>Tabela 3.2 - Resumo dos conjuntos de ensaios para barras.</i>	30
<i>Tabela 3.3 - Resumo dos conjuntos de ensaios para barras.</i>	30
<i>Tabela 3.4 - Resumo dos grupos de ensaio.</i>	55
<i>Tabela 3.5 - Resumo das variações de tensão e respectivas variações de forças aplicadas aos ensaios.</i>	66
<i>Tabela 4.1 - Características do concreto utilizado no Grupo 1A.</i>	84
<i>Tabela 4.2 - Características do concreto utilizado no Grupo 1B.</i>	84
<i>Tabela 4.3 - Características do concreto utilizado no Grupo 2A.</i>	85
<i>Tabela 4.4 - Características do concreto utilizado no Grupo 2B.</i>	85
<i>Tabela 4.5 - Características do concreto utilizado no Grupo 3A.</i>	85
<i>Tabela 4.6 - Características do concreto utilizado no Grupo 3B.</i>	85
<i>Tabela 4.7 - Características do aço para as barras isoladas.</i>	86
<i>Tabela 4.8 - Características do aço para as telas soldadas.</i>	86
<i>Tabela 4.9 - Resultados obtidos para os conjuntos 1,2 e 3 – barras isoladas.</i>	89
<i>Tabela 4.10 - Resultados obtidos para os conjuntos 4,5 e 6 – telas soldadas.</i>	89
<i>Tabela 4.11 - Resultados obtidos para os conjuntos 1 e 2 – Barras Isoladas.</i>	90
<i>Tabela 4.12 - Resultados obtidos para os conjuntos 4,5 e 6 – Telas Soldadas.</i>	90
<i>Tabela 4.13 - Valores de "Nm" e "cv" para os diversos conjuntos.</i>	95
<i>Tabela 4.14 - Valores de "Nk" para os diversos conjuntos.</i>	95
<i>Tabela 4.15 - Quadro resumo das cargas de fissuração teórica e obtidas experimentalmente.</i>	99
<i>Tabela 4.16 - Quadro resumo das cargas de ruptura estimadas e obtidas experimentalmente.</i>	100
<i>Tabela 4.17 - Comparação entre as lajes fadigadas e não fadigadas em relação à carga de ruptura.</i>	102
<i>Tabela 4.18 - Comparação entre os produtos de rigidezes no estágio II e equivalentes teóricos segundo a NBR e obtidos experimentalmente.</i>	104
<i>Tabela 4.19 - Comparação entre os produtos de rigidezes no estágio II segundo a NBR 6118 e obtidos experimentalmente.</i>	108
<i>Tabela 4.20 - Comparação entre os produtos de rigidezes no estágio II segundo a NBR 6118 e obtidos experimentalmente.</i>	114
<i>Tabela 4.21 - Comparação entre os produtos de rigidezes no estágio II teóricos e experimentais.</i>	119

<i>Tabela 4.22 - Comparação entre os produtos de rigidezes equivalentes experimentais e calculados pela NBR 6118.</i>	122
<i>Tabela 4.23 - Características do ensaio da laje L2 no início e após 2×10^6 ciclos.</i>	123
<i>Tabela 4.24 - Características do ensaio da laje L3 no início e após 2×10^6 ciclos.</i>	125
<i>Tabela 4.25 - Características do ensaio no início e final da 1ª hora.</i>	127
<i>Tabela 4.26 - Características do ensaio no início e final da 2ª hora.</i>	130
<i>Tabela 4.27 - Características do ensaio no início e final da 3ª hora.</i>	131
<i>Tabela 4.28 - Características do ensaio no início e final da 4ª hora.</i>	133
<i>Tabela 4.29 - Características do ensaio no início da 5ª hora.</i>	133
<i>Tabela 4.30 - Características no início e após 2×10^6 ciclos - L2.</i>	135
<i>Tabela 4.31 - Características no início do ensaio e após 2×10^6 ciclos – L1.</i>	137
<i>Tabela 4.32 - Características no início do ensaio e após 2×10^6 ciclos – L2.</i>	138
<i>Tabela 4.33 – Flutuações de tensões para os grupos ensaiados no início do ensaio e após 2×10^6 ciclos.</i>	138
<i>Tabela B.1 - Resultados do ensaio de ruptura da laje L1 do Grupo 1A.</i>	156
<i>Tabela B.2 - Resultados do ensaio de ruptura da laje L2 do Grupo 1A.</i>	156
<i>Tabela B.3 - Resultados do ensaio de ruptura da laje L3 do Grupo 1A.</i>	157
<i>Tabela B.4 - Resultados do ensaio de ruptura das lajes L2 e L4 do Grupo 1B.</i>	157
<i>Tabela B.5 - Resultados do ensaio de ruptura da laje L5 do Grupo 1B.</i>	158
<i>Tabela B.6 - Resultados do ensaio de ruptura da laje L2 do Grupo 2A.</i>	158
<i>Tabela B.7 - Resultados do ensaio de ruptura da laje L3 do Grupo 2A.</i>	159
<i>Tabela B.8 - Resultados do ensaio de ruptura da laje L1 do Grupo 3A.</i>	159
<i>Tabela B.9 - Resultados do ensaio de ruptura da laje L2 do Grupo 3A.</i>	160
<i>Tabela B.10 - Resultados do ensaio de ruptura da laje L3 do Grupo 3A.</i>	160
<i>Tabela B.11 - Resultados do ensaio de ruptura da laje L1 do Grupo 3B.</i>	161
<i>Tabela B.12 - Resultados do ensaio de ruptura da laje L2 do Grupo 3B.</i>	161
<i>Tabela B.13 - Resultados do ensaio de ruptura da laje L3 do Grupo 3B.</i>	162

1. INTRODUÇÃO

O estado limite último de fadiga tem sido amplamente discutido em pesquisas por diversos países. É incontestável a importância crescente que as pesquisas, as normas e as práticas de diversos países desenvolvidos vêm dando à segurança das estruturas de concreto armado, no que diz respeito ao estado limite de fadiga.

A antiga norma brasileira EB3 (1967) – “Barras e fios destinados a armaduras de concreto armado” fazia essa verificação com critérios que foram revisados algumas vezes, mais recentemente com a NBR-6118 (2003) – “Projeto de Estruturas de Concreto”, mas ainda necessitam de um melhor conhecimento dos materiais brasileiros e das ações cíclicas nas nossas estradas.

Por ser um ELU que depende principalmente da flutuação das solicitações em serviço, o estudo da fadiga exige um critério de projeto próprio e completo. Tal projeto deve incluir desde a determinação dos carregamentos, principalmente a história da flutuação dos carregamentos em serviço, passando pela determinação dos esforços solicitantes, das tensões em serviço e chegando, finalmente, à verificação da segurança dos elementos de aço e de concreto.

1.1 Apresentação do Trabalho

Este trabalho faz parte de um projeto de pesquisa realizado conjuntamente com dois alunos do programa de mestrado da Escola Politécnica da USP, João Paulo Ribeiro Dantas e Paulo de Sá Pereira Cavalcanti, com o intuito de se estudar a investigação experimental da fadiga em lajes de pontes armadas com barras isoladas e telas soldadas, executadas com ou sem pré-lajes, inclusive o comportamento à fadiga no cisalhamento.

Desta forma, este trabalho apresenta estudos e resultados de ensaios realizados a respeito do comportamento à fadiga das lajes de pontes, maciças ou com pré-lajes, armadas com barras e telas soldadas, com o intuito de verificar a

fadiga do aço e da ligação da pré-laje com a capa de concreto, bem como analisar o comportamento à fadiga ao ar dos aços de barras isoladas e telas soldadas utilizados em tais estruturas.

Este trabalho foi estruturado em cinco capítulos, de forma a sintetizar toda a pesquisa e esclarecer os principais aspectos trabalhados, como segue:

No capítulo I é feita uma apresentação do trabalho, onde são relatadas as motivações, justificativas e os objetivos da pesquisa, bem como um breve histórico sobre a fadiga.

No capítulo II são apresentados os fundamentos necessários para o entendimento da fadiga no concreto armado e no aço. Neste capítulo do trabalho serão abordadas de forma sucinta as recomendações existentes para o cálculo da fadiga.

O capítulo III relata a metodologia experimental utilizada nesta pesquisa. São abordados aspectos como planejamento, materiais empregados, concretagem e instrumentação das lajes, bem como a descrição dos ensaios. São apresentadas algumas considerações e parâmetros gerais dos ensaios de fadiga ao ar e em lajes de concreto armado realizados, bem com os critérios de cálculo adotados. Todos os ensaios foram realizados no Laboratório de Estruturas e Materiais (LEM).

No capítulo IV são apresentados os resultados obtidos dos ensaios experimentais realizados, bem como a análise comparativa dos diversos grupos ensaiados e dos resultados obtidos com os atuais critérios de projeto.

Por fim no capítulo V serão feitos comentários e conclusões de acordo com todos os resultados obtidos neste trabalho. Serão apresentadas sugestões para futuros trabalhos de pesquisa com intuito de aprofundar o estado da arte sobre o problema da fadiga em estruturas de concreto armado com ou sem pré-lajes, armadas com barras e telas soldadas.

Em seguida apresenta-se a bibliografia pesquisada para a realização deste trabalho, bem como anexos com tabelas e gráficos de todos os resultados obtidos neste trabalho, não constantes no corpo do trabalho.

1.2 Objetivos

Várias são as estruturas de concreto sujeitas a solicitações cíclicas que podem sofrer ruptura por fadiga, como estruturas de pontes, sobretudo as lajes, e estruturas industriais, como as vigas de rolamento, entre outras. No caso das pontes celulares com tabuleiros largos, as solicitações cíclicas de flexão transversal que atuam nas almas dessas estruturas, compostas com os esforços cisalhantes, podem provocar ruptura por fadiga dos estribos, como demonstrou GASPAR (2003).

Esta pesquisa tem por finalidade aprofundar o estudo do comportamento à fadiga dos aços utilizados nas estruturas de concreto, bem como a análise do comportamento à fadiga das lajes de pontes, seus elementos mais sensíveis à fadiga. Serão analisadas as lajes maciças e as executadas com pré-lajes, a fim de se aprimorar os critérios de projeto, baseando-se na análise experimental e tratamento estatístico dos dados.

Desta forma, os objetivos desta pesquisa são:

- Investigação experimental do comportamento à fadiga ao ar de barras de aço $\phi 10$ mm isoladas e em tela para a construção da curva de Wöhler e também a verificação se existe ou não, o patamar $\Delta\sigma_{lim}$ para $N > 2 \times 10^6$ ciclos, bem como verificar até que ponto as telas afetam os resultados;
- Investigação experimental do comportamento estrutural e à fadiga de lajes maciças ou com pré-lajes;
- Fornecer subsídios para o aprimoramento dos critérios de projeto para dimensionamento de estruturas de concreto submetidas à fadiga, com base nos resultados experimentais de aços brasileiros, comprovando os valores adotados nas normas brasileiras.

1.3 Histórico

A palavra “fadiga” tem sua origem no latim “fatigare” e significa “cansaço”. A fadiga é definida como sendo um fenômeno de ruptura progressiva de materiais submetidos a repetidos carregamentos cíclicos. O aprimoramento dos estudos deste

fenômeno é de grande importância para o projeto de estruturas, visto que a grande maioria das falhas em serviço são ocasionadas pelo processo de fadiga.

A Organização internacional para Normalização publicou em 1964, na cidade de Gênova, o relatório “General Principles for Fatigue Testing of Metals”, no qual fadiga é definida como um termo que se aplica às mudanças nas propriedades que podem ocorrer em um material metálico devido à aplicação repetida de forças (ou tensões), usualmente aplicados a mudanças que geram fraturamento ou falha, sendo também válida para a fadiga dos materiais não-metálicos.

Com o objetivo de compreender a fadiga em uma ampla variedade de materiais metálicos e não-metálicos, frágeis e dúcteis, monolíticos e compostos, naturais e sintéticos, uma classificação de cientistas e engenheiros tem feito pioneiras contribuições desde a metade do século XIX.

Com o aumento do aço em estruturas, principalmente em pontes de sistemas de ferrovias, aumentou-se o interesse em estudar a fadiga. Começou-se a escrever sobre fadiga por volta de 1829, a partir de quando o engenheiro alemão W.A.J. Albert realizou alguns ensaios em correntes de aço usados nas mineradoras, segundo Suresh (1991).

Após um acidente numa ferrovia próxima a Versalhes, em 1842, se intensificaram os estudos sobre fadiga. O acidente foi causado por uma falha de fadiga que teve origem no eixo frontal da locomotiva.

Em 1843, um engenheiro ferroviário britânico chamado W.J.M. Rankline, percebeu características de ruptura por fadiga e notou o perigo das concentrações das tensões nos componentes das máquinas. O Instituto dos Engenheiros Mecânicos na Inglaterra começou então a explorar a “Teoria de Cristalização” da fadiga. Tal teoria propõe o enfraquecimento dos principais materiais por fadiga causada pela cristalização da microestrutura subjacente.

Em 1849, o governo britânico chamou E.A. Hodgkinson para estudar a fadiga dos ferros usados nas pontes ferroviárias. A comissão (Hodgkinson, 1849) descreve experimentos de curvatura alternada na longarina pela repetição de carga de roda. As pesquisas sobre fratura por fadiga foram escritas num trabalho de Braithwaite (1854) que usou o termo fadiga para mostrar o fraturamento de metais sob repetição de carga.

Durante o período de 1852 a 1869 em Berlin, Wohler dirigiu investigações sistemáticas da falha por fadiga. Seus estudos envolviam cargas axiais de flexão e de torção realizando testes de fadiga nos eixos das ferrovias em escala real para o “Prussian Railway Service” e na variedade dos componentes estruturais usados em pequenas máquinas. Esse trabalho levou à caracterização do comportamento da fadiga em termos de curvas de flutuação de tensão contra o número de ciclos que leva à ruptura, também conhecidas como curvas S-N (Stress-Number), ou curvas de Wohler, formato ainda utilizado em dias atuais, e ao conceito “limite de resistência” à fadiga.

A máquina de flexão rotativa usada os dias atuais para forças cíclicas é conceitualmente a mesma projetada por Wohler. Ainda que seu aparato de flexão rotativo atingisse velocidade máxima de somente 72 revoluções por minuto, um de seus corpos-de-prova do teste de fadiga esteve sujeito a 132.250.000 forças cíclicas sem a ocorrência de fratura.

Outro grande pesquisador sobre fadiga foi W. Fairbairn, que realizou em vigas com ligações rebitadas para a “Junta de Comércio Britânico”, em muitos casos, 3.100.000 cargas cíclicas foram aplicadas. A partir desse experimento, Fairbairn (1864) teve a seguinte conclusão: Vigas com ligações rebitadas sujeitas a forças cíclicas com máximo de 1/3 da resistência última irão falhar.

Em 1910, o americano O. H. Basquin representou a curva de Wohler em forma logarítmica e propôs a fórmula:

$$\sigma_a = C \times K^n \quad (1.1)$$

Em 1924, Palmgren foi quem primeiro sugeriu um modelo linear de dano por fadiga. Em 1945, Miner apresentou uma equação linear de dano por fadiga, hoje conhecido como modelo de Palmgren-Miner. A ruína por fadiga acontece quando $\frac{\sum n}{N} = 1$, sendo o número de ciclos solicitantes para uma determinada intensidade de tensão e N o número admissível de ciclos para essa mesma intensidade.

Após a Segunda Guerra Mundial passou-se a estudar mais intensamente o fenômeno da fadiga, principalmente em aeronaves e automóveis. O alemão

Gassner, em 1954, descreveu o estado da arte dos ensaios de fadiga, no campo automobilístico e aeronáutico.

As investigações sobre a fadiga no concreto começaram como as do aço, motivadas para a resolução de problemas práticos que vinham ocorrendo naquela época. Todavia, de acordo com o observado por Nordby (1958), os engenheiros pesquisadores estavam diante de um problema complicado: associar o conhecimento obtido no concreto simples e no aço com o comportamento observado nos elementos de concreto armado.

A geração de curvas S-N com um grau de confiabilidade elevado deriva de vários testes de fadiga. Para alguns aços o limite à fadiga aparece após um milhão de ciclos, enquanto que para outros, a curva não se torna assintótica após cem milhões de ciclos (Mallet, 1991). Não existe limite evidente à fadiga no concreto.

Depois de mais de 150 anos de estudo, as falhas por fadiga continuam sendo um dos maiores problemas em projetos de engenharia. Os custos com prevenção e/ou reparo de fraturas em componentes estruturais são muito elevados. Dowling (2007) estima que 80% desses custos em componentes mecânicos envolvem situações onde o carregamento cíclico e a fadiga são fatores contribuintes.

Em termos de avaliação da segurança à fadiga em estruturas de concreto, verifica-se que as normas de projeto CEB-FIP Model Code 1990 (1991), NBR 6118 (2003) e as recomendações do ACI 215 (1997), por exemplo, incorporaram alguns procedimentos simplificados de verificação. O estudo do comportamento mecânico dos materiais à fadiga é essencial para o aprimoramento destes critérios e desenvolvimento de métodos analíticos mais avançados para análise da fadiga e estimativas de falha. Além da prevenção de falhas, informações sobre a tendência e rapidez de acúmulo de danos e perda de desempenho estrutural ao longo dos ciclos de carga são fundamentais para o gerenciamento das atividades de prevenção e manutenção.

2. COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS SOB CARGAS CÍCLICAS

2.1 Fadiga

A fadiga de um elemento estrutural pode ser definida como um dano permanente e progressivo, produzido pela ação de tensões e deformações variáveis no tempo, dentro do regime elástico. Após um determinado número de ciclos, este dano pode culminar em microfissuras que pode evoluir até a ruptura, a qual ocorre sem que o nível de tensões ultrapasse o limite elástico do material. Por esta razão, apesar de constituir um estado limite último, a fadiga ocorre devido a um grande número de oscilações de tensão provenientes de cargas variáveis em serviço.

O processo de degradação (ou dano) 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 escoamento.

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

- Etapa 1:
 - ✓ Iniciação da fissura, quando uma pequena fissura se forma em algum ponto de alta concentração de tensões; ou
 - ✓ Descontinuidades pré-existentes, ou seja, microfissuras já existentes no material (devido à existência de falhas no concreto) previamente ao processo de fadiga; ou
 - ✓ 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 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.

2.2 Carregamentos Cíclicos

O carregamento cíclico é aquele que varia no tempo entre um valor máximo e um mínimo. A fadiga produzida pelos carregamentos cíclicos é expressa em função das tensões máximas e mínimas aplicadas durante um determinado intervalo de tempo. Na figura 2.1 apresenta-se um carregamento cíclico típico definido por uma função senoidal. A duração de um ciclo coincide com o período da função $\sigma(t)$, ou seja, um ciclo de carregamento é definido como aquele que provoca uma variação de tensões entre um valor máximo e mínimo, retornando ao ponto inicial.

A diferença entre os valores das tensões máxima e mínima define a variação das tensões ($\Delta\sigma$). Com estes valores calcula-se também a tensão média (σ_m) que pode ser zero, como na Figura 2.1(a), mas que na maioria das vezes não é, como mostrado em (b). A amplitude (σ_a) corresponde à metade da variação das tensões, ou à variação da tensão a partir da média. As expressões matemáticas para essas definições básicas são:

$$\Delta\sigma = \sigma_{m\acute{a}x} - \sigma_{m\acute{i}n} \quad (2.1)$$

$$\sigma_m = \left(\frac{\sigma_{m\acute{a}x} + \sigma_{m\acute{i}n}}{2} \right) \quad (2.2)$$

$$\sigma_a = \frac{\Delta\sigma}{2} = \left(\frac{\sigma_{m\acute{a}x} - \sigma_{m\acute{i}n}}{2} \right) \quad (2.3)$$

O termo tensão alternante é usado por alguns autores e tem o mesmo significado de amplitude. Das Equações 2.1 e 2.2 pode-se notar que:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \sigma_m + \sigma_a, \quad \sigma_{m\acute{i}n} = \sigma_m - \sigma_a \quad (2.4: a, b)$$

Os sinais de σ_a e $\Delta\sigma$ são sempre positivos, sendo que $\sigma_{m\acute{a}x} > \sigma_{m\acute{i}n}$ e as tensões de tração são sempre consideradas positivas. As quantidades de $\sigma_{m\acute{a}x}$, $\sigma_{m\acute{i}n}$ e σ_m podem ser positivas ou negativas. As seguintes relações entre estas variáveis são muitas vezes usadas:

$$R = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}, \quad A = \frac{\sigma_a}{\sigma_m} \quad (2.5: a, b)$$

(a)

(b)

(c)

Figura 2.1 - Carregamento cíclico com amplitude constante. Caso (a) tensões completamente reversas, $(\sigma_m) = 0$; (b) tensão média diferente de zero e (c) zero-tração, $(\sigma_{\min} = 0)$

Sendo R denominada relação de tensão e A de relação de amplitude. Algumas relações adicionais derivam das equações precedentes quando ($\sigma_{\min} = 0$), isto é, quando ocorre zero-tração:

$$\sigma_a = \frac{\Delta\sigma}{2} = \frac{\sigma_{\max}}{2}(1 - R), \quad \sigma_m = \frac{\sigma_{\max}}{2}(1 + R) \quad (2.6: a, b, c, d)$$

$$R = \frac{1 - A}{1 + A}, \quad A = \frac{1 - R}{1 + R}$$

Tensões cíclicas com média zero podem ser especificadas pela amplitude, (σ_a), ou pelo valor absoluto da tensão máxima, ($\sigma_{\max}$). Se a média for diferente de zero, dois valores independentes são necessários para especificar o carregamento. Combinações de (σ_a) e (σ_m), ($\sigma_{\max}$) e R, ($\Delta\sigma$) e R, ($\sigma_{\max}$) e ($\sigma_{\min}$) e (σ_a) e A podem ser usadas.

Ciclos de carga completamente reversos são usados para descrever a situação em que (σ_m) é igual a zero, ou de R igual a -1, como mostrado na Figura 2.1(a). Casos onde $\sigma_{\min}$ e R são iguais a zero são chamados de zero-tração, como pode ser visto na Figura 2.2(c).

Várias são as ações cíclicas que causam fadiga nas estruturas como, cargas móveis, vento, ações de máquinas, etc. As ações repetitivas que podem causar dano por fadiga em estruturas são aquelas que atuam com alto número de ciclos.

De uma maneira geral, as cargas cíclicas ou repetitivas podem ser classificadas como:

2.2.1 Cargas cíclicas de grande amplitude e baixa ciclagem

São cargas sob as quais suas tensões ultrapassam o limite elástico provocando plastificações e a ruptura sobrevém com baixo número de ciclos. Por isso esse fenômeno não deve ser chamado de fadiga. Pode-se chamá-lo “cansaço” e citar como, por exemplo, os sismos.

2.2.2 Cargas cíclicas de baixa amplitude e alta ciclagem

- *Cargas cíclicas com amplitude constante:* São aquelas cuja variação de tensão é constante ao longo do tempo, como geralmente ocorrem nas ações de máquinas. É o caso das ações a considerar no projeto de fundações de máquinas, como ilustrado na Figura 2.2.

Figura 2.2 - Carga cíclica com amplitude constante.

Alguns fatores a serem considerados:

- a) A variação ou amplitude de tensão ($\Delta\sigma$), diferença entre a tensão máxima $\sigma_{\max}$ e a tensão mínima $\sigma_{\min}$ se aplica sempre dentro do regime elástico;
 - b) A relação entre a tensão mínima e a tensão máxima (R), pode variar muito caracterizando problemas diferentes. Se o valor da relação de tensão $R = -1$, diz-se que há inversão completa da tensão. Se $R = 0$, então o carregamento varia de zero até um determinado valor máximo (de tração) da tensão considerada e, finalmente, se $0 \leq R \leq 1$, o carregamento provoca tração oscilante. Para as peças de concreto armado, os casos de R negativo são especialmente importantes.
- *Cargas cíclicas com amplitude variável:* São aquelas que normalmente atuam em estruturas, cujas variações de tensões não são constantes, como o tráfego em pontes, carga de vento, etc, como ilustra a Figura 2.3.

Figura 2.3 - Carga cíclica com amplitude variável.

Para facilitar as análises, podem-se transformar os carregamentos de amplitude variável em um ou vários segmentos de carregamento de amplitude constante equivalente e estimar o dano cumulativo do conjunto através da soma dos danos de cada segmento.

Os efeitos cumulativos dos carregamentos de amplitude variável podem ser determinados por meio da regra de Palmgren-Miner, a qual é mostrada a seguir.

2.3 Hipótese de Palmgren-Miner (Dano Contínuo Linear)

Este método baseia-se num modelo linear de dano por fadiga, em que é possível considerar o efeito do histórico de aplicação das ações através do acúmulo de dano que cada intensidade de tensão provoca no material.

Esta regra foi sugerida por A. Palmgren na Suécia em 1920, mas somente após a publicação de Miner, em 1945, é que este método tornou-se conhecido e largamente utilizado.

Pela regra de Palmgren-Miner estima-se o valor do dano acumulado a partir do espectro de ações correspondente a uma probabilidade de ruptura para um determinado número de ciclos. A ruína por fadiga se dá quando $\sum \frac{n}{N} = 1$, sendo “n” o número de ciclos solicitantes para uma determinada intensidade de tensão e “N” o número admissível de ciclos para essa mesma intensidade.

Situações de amplitude de carregamento variável, conforme ilustradas na Figura 2.4, podem ser analisadas usando a regra de Palmgren-Miner. Uma certa amplitude de tensão, σ_{a1} , é aplicada para um certo número de ciclos, N_1 , onde o número de ciclos até a falha correspondente a esta amplitude é N_{f1} . A fração da vida utilizada vale $\frac{N_1}{N_{f1}}$. Outras amplitudes de tensão são aplicadas e com isso mais frações da vida à fadiga são utilizadas. Quando a soma destas parcelas alcança a unidade atinge-se 100% da vida útil à fadiga.

$$\frac{N_1}{N_{f1}} + \frac{N_2}{N_{f2}} + \frac{N_3}{N_{f3}} + \dots = \sum \frac{N_j}{N_{fj}} = 1 \quad (2.7)$$

Figura 2.4 - Regra de Palmgren-Miner para estimativa da vida à fadiga para carregamento cíclico completamente reverso e de amplitude variável.

O requisito inicial para estimativa da vida à fadiga de um elemento estrutural reside na identificação da seção crítica e do espectro do carregamento cíclico de serviço, verificando a frequência de aplicação das cargas e as tensões máximas e mínimas provocadas. Tendo em mãos uma curva S-N apropriada, determina-se o limite de resistência à fadiga para cada variação de tensão em função do carregamento cíclico aplicado. Com isso, o dano por fadiga é calculado usando a regra de Palmgren-Miner, ou seja, efetuando-se a divisão $\frac{n}{N}$. (MALLET, 1991).

2.5 Fadiga do aço

A determinação da resistência de barras de aço à fadiga pode ser feita através de ensaios axiais com barras expostas ao ar ou em ensaios de flexão com a barra mergulhada no concreto.

Os ensaios axiais podem ser realizados com frequência de até 150Hz (CEB 188, 1988). Apesar de apresentarem a vantagem de serem ensaios relativamente rápidos, especial atenção deve ser tomada com o alinhamento das barras e com as garras da máquina de teste. Essas zonas tendem a concentrar altas tensões, que podem culminar na ruptura da barra, descaracterizando o comportamento da mesma.

Diferentemente, os ensaios de flexão são mais atraentes, pois simulam as condições de serviço de um elemento de concreto armado. No entanto, possuem a desvantagem da frequência do carregamento ser limitada em cerca de 3Hz a 5Hz, a fim de evitar problemas de elevação da temperatura. Geralmente estes ensaios são feitos em pequenas vigas, submetidas à flexão em três ou quatro pontos.

Conforme o documento do ACI 215R-2 (1997), a resistência das barras de aço à fadiga é afetada principalmente pelo diâmetro, curvatura e emenda das barras, tipo de viga, geometria das deformações e tensão mínima aplicada. Ainda segundo o ACI 215R-2, o aumento da tensão mínima e o aumento do diâmetro da barra reduzem a resistência à fadiga do aço. A diminuição da resistência à fadiga com o aumento do diâmetro da barra é explicada pelo estado de tensões que o efeito escala provoca e também pelo fato de haver a possibilidade de uma maior quantidade de defeitos em uma mesma seção transversal. Esse fenômeno é mais pronunciado em ensaios axiais do que em ensaios de flexão. No caso da tensão mínima, verificou-se que, para uma mesma variação de tensão, a resistência à fadiga é menor quando essa tensão foi aumentada.

A natureza da deformação, se de alongamento ou de encurtamento, influencia a resistência da barra de aço, uma vez que nos pontos onde a fissuração por fadiga é iniciada concentram-se altas tensões. As soldas também atuam como concentradores de tensão o que, como consequência, reduzem a resistência à fadiga.

Outro fator que afeta o desempenho à fadiga das barras de aço é a corrosão. Sob fadiga, pontos de corrosão possuem o mesmo efeito de um entalhe, causando concentração de tensão e diminuindo a resistência.

Helagson e Hanson (1974) apresentaram um modelo estatístico para representar a região de vida finita à fadiga das barras de armadura em função da variação da tensão e do logaritmo do número de ciclos. A expressão matemática que representa este modelo é dada por:

$$\log N = 6,96899 - 5,5549 \times 10^{-3} \Delta \sigma \quad (\text{MPa}) \quad (2.8)$$

A variável predominante encontrada na região de vida finita à fadiga foi a variação de tensão ($\Delta \sigma$). O nível da tensão mínima, embora não afetasse a resistência à fadiga no mesmo grau, mostrou ser altamente significativo estatisticamente. Outros fatores, tais como, o diâmetro da barra e a tensão de escoamento, também mostraram significância estatística, enquanto que a profundidade da barra, não. As interações entre estes fatores não foram relevantes. A resistência à fadiga para uma vida infinita foi estabelecida para uma variação de tensão aproximadamente igual a 165MPa para o aço CA40.

Posteriormente, Tilly e Moss (1982) apud CEB 188 (1988) apresentaram outro modelo em escala log-log, no qual a fadiga da armadura está dividida em duas classes: R1 para barras com diâmetro de até 16 mm (Equação 2.9) e R2 para barras com diâmetro maior que 16 mm (Equação 2.10).

$$\log \Delta \sigma = 2,99 - \frac{\log N}{9} \quad \text{ou} \quad (\Delta \sigma)^9 = 0,75 \times 10^{27} \quad (2.9)$$

$$\log \Delta \sigma = 2,87 - \frac{\log N}{9} \quad \text{ou} \quad (\Delta \sigma)^9 = 0,07 \times 10^{27} \quad (2.10)$$

A fadiga das armaduras não é um fator determinante no dimensionamento das estruturas de concreto armado. Todavia, o emprego cada vez maior destas estruturas em situações de carregamento cíclico, juntamente com o fato de que os procedimentos de cálculo atualmente adotados estão baseados no estado limite último – permitindo que se utilizem altos níveis de tensão nas armaduras – fazem com que o efeito da fadiga seja particularmente importante. Vale ressaltar que a

mais baixa variação de tensão registrada que causou uma falha por fadiga numa barra de aço foi de 145MPa. Essa ruptura ocorreu após 1.250.000 ciclos de carregamento repetido numa viga com barras de aço de 35mm de diâmetro e tensão mínima de 121MPa (ACI 215R-2, 1997).

Segundo o CEB-FIP Model Code 1990 (1991), a verificação da segurança à fadiga das barras de aço para concreto armado deve atender aos limites constantes na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Resistência característica do aço à fadiga segundo o CEB-FIP Model Code 1990 (1991).

	N*	$\Delta\sigma_{R-L}$ para N* ciclos (MPa)	$\Delta\sigma_{R-L}$ para 10^8 ciclos (MPa)
Barras com $\phi \leq 16$ mm	10^6	210	125
Barras com $\phi > 16$ mm	10^6	160	95
Barras soldadas	10^7	50	30

Já a norma brasileira (NBR 6118, 2003) recomenda valores para a variação na tensão admissível da armadura para uma vida de 2.000.000 ciclos em função do diâmetro da barra e do tipo de aplicação destas estruturas, como indica a Tabela 2.2, sendo D o diâmetro dos pinos de dobramento das barras de aço.

2.4 Curvas de Wöhler

O comportamento à fadiga de uma peça pode ser caracterizado por meio das curvas de Wöhler, também conhecidas como curvas S-N.

As curvas S-N, mostradas na Figura 2.5, são construídas a partir de resultados de ensaios de laboratório, nos quais uma peça ou estrutura é submetida a carregamentos cíclicos de amplitude constante até a ruptura.

Figura 2.5 - Curva de Wöhler.

Para barras de aço retas ou dobradas com diâmetro superior a 25 vezes o diâmetro da barra, o CEB-FIP MC (1990) adota curvas de Wöhler simplificadas (bilineares em escala log-log) que relacionam o número de ciclos com a máxima variação de tensão admissível, $\Delta f_{sd,fad}$, como ilustrado na Figura 2.6. Observar que nesse caso não foi proposto patamar.

A NBR-6118 (2003) adota um diagrama semelhante, com pequenas diferenças nos valores de $\Delta f_{sd,fad}$.

Figura 2.6 - Curva S-N segundo a NBR 6118/2003.

A resistência à fadiga dos aços para concreto armado depende de vários fatores como (CEB, 1988); (MALLET, 1991):

- Conformação superficial das barras: as nervuras das barras de alta aderência reduzem a resistência à fadiga devido à concentração de tensões em comparação com as barras lisas;

- Diâmetro das barras: a resistência à fadiga das barras reduz com o aumento do diâmetro. A resistência à fadiga de uma barra ϕ 40 mm é 25% menor do que a resistência à fadiga de uma barra de ϕ 16 mm;
- Curvatura das barras: as tensões localizadas nas curvaturas das barras diminuem a resistência à fadiga;
- Amplitude da flutuação de tensão: o número de ciclos que ocasiona a fadiga em uma barra é maior quanto menor for a amplitude da flutuação de tensões na armadura;
- Tipo de aço CA25 $\neq$ CA50;
- Emendas;
- Ancoragens.

Tabela 2.2 - Variação da tensão admissível na armadura segundo a NBR 6118 (2003) para $n=2 \times 10^6$ ciclos.

$\Delta f_{sd, fad}$ (MPa) para armadura passiva, aço CA-50								
ϕ (mm)	10	12,5	16	20	22	25	32	40
Barras retas ou dobradas com $D \geq 25\phi$	190	190	190	185	180	175	165	150
Barras dobradas com $D < 25\phi$	105	105	105	100	95	90	90	85
Estribos	85	85	85	—	—	—	—	—
Ambiente marinho Classe IV	65	65	65	65	65	65	65	65
Barras soldadas	85	85	85	85	85	85	85	85
$\Delta f_{sd, fad}$ (MPa) para armadura ativa								
Pré-tração, fio ou cordoalha reta	150							
Pos-tração, cabos curvos	110							
Cabos retos	150							
Conectores mecânicos e ancoragens	70							

2.6 Comportamento à Fadiga do Concreto

O concreto não é um material homogêneo. A fadiga no concreto é um processo progressivo de propagação de micro-fissuras que conduz a macro-fissuras, as quais podem levar a peça à ruptura com cargas inferiores à sua resistência em ensaios estáticos (CEB,1988);(CEB,1996);(MALLET,1991).

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.

Existem diversos fatores que influenciam a resistência a fadiga do concreto. Os principais são: tensão máxima, amplitude de tensão, história do carregamento e características do concreto.

A propagação das fissuras causa uma redução na seção transversal da peça e concentrações de tensões que afetam a rigidez da peça e uma diminuição na aderência entre o concreto e o aço; (CEB,1988); (MALLET,1991); (FERNANDES,2001).

A resistência do concreto à fadiga depende ainda do tipo de solicitação: compressão, tração, cisalhamento, etc. Tanto o Código Modelo CEB. FIP CM (1990) quanto a norma brasileira NBR-6118 (2003) apresentam critérios para verificação da fadiga do concreto. No entanto, os casos de ruínas imputáveis à fadiga, sejam do aço e menos ainda do concreto, não têm se mostrado na prática, mesmo em obras com cargas variáveis muito altas e freqüentes, como as ferroviárias e as metroviárias. Por isso foi escolhida a laje executada com pré-laje como objeto de

pesquisa. Além de muito exposta à fadiga por conta das ações, essa laje resulta com uma junta de dois concretos diferentes, mais sensíveis à fadiga.

Esse tipo de laje de tabuleiro corresponde a um percentual muito alto das obras rodoviárias brasileiras (>50%) e está invadindo as obras ferroviárias e metroviárias de hoje em dia.

Segundo o Boletim 188 do Comité Euro-Internacional do Betón (CEB,1988), as fissuras por fadiga não têm uma topografia definida, tornando-se difícil identificar a fadiga nas estruturas de concreto. Contudo existem algumas formas de acompanhar o processo de fadiga de uma peça, a qual pode ser através da observação do desenvolvimento das fissuras, emissões acústicas e também mudanças de volume podem ser indicadores de danos por fadiga.

2.6.1 Comportamento do concreto à compressão

2.6.1.1 Resistência à fadiga

Segundo o Boletim 188 do Comité Euro-Internacional do Betón (CEB, 1988), a resistência a fadiga pode ser definida como uma fração da resistência estática que pode ser suportada repetidamente após um determinado número de ciclos. Ela pode ser representada curvas de vida de fadiga, representadas pelas curvas S-N de Wöhler, como mostra a figura 2.7.

Figura 2.7 - Curva S-N típica de concreto em compressão (Klausen,1978).

Deve ser observado que os ensaios de fadiga apresentam uma grande dispersão na quantidade de ciclos de ruptura para cada nível de variação de tensão. Por isso, se faz necessário fazer uma quantidade razoável de ensaios para cada nível de flutuação de tensão, de modo a se obter uma curva S-N de um determinado concreto. De acordo com o CEB, através da aplicação de procedimentos estáticos é possível obter uma relação entre a probabilidade de ruína e o número de ciclos.

A resistência a fadiga no concreto depende não só da máxima tensão a que a peça está submetida, mas também da mínima tensão aplicada durante os ciclos de carregamento. Isto quer dizer que a resistência a fadiga é governada pela variação de tensão sofrida pela estrutura, ou seja, quanto maior a variação de tensão menor a quantidade de ciclos que a estrutura vai suportar.

Ao contrário do aço, ainda não se conhece o limite à fadiga do concreto, isto é, não existe uma variação de tensão que aplicada ao concreto o permita suportar uma quantidade infinita de ciclos. (CEB, 1988).

2.6.1.2 Composição do concreto

Variáveis como a relação água-cimento, teor de argamassa, quantidade de ar incorporado, condições de cura e idade do carregamento não influenciam a resistência a fadiga, caso ela seja expressa em função da resistência estática da peça. De acordo com o Comité Euro-Internacional do Béton (CEB, 1988), vários ensaios foram realizados em concretos com resistências de até 60 MPa, testando vários tipos de concreto, com idades superiores a cinco anos e submetidos a diversos tipos de cura e obtiveram-se resultados muito parecidos, quando as resistências a fadiga foram expressas em função do f_{cm} .

2.6.1.3 Períodos de descanso

O efeito de períodos de repouso da estrutura proporciona um aumento na resistência da estrutura à fadiga. É no período de repouso que a estrutura é capaz de melhorar sua capacidade resistente.

Foram realizados ensaios de compressão com pequenos períodos de repouso, e não foi possível conseguir mudanças significativas no ganho de resistência. Este fato se deve principalmente pela dispersão obtida nos resultados. Contudo se os períodos de descanso forem maiores, haverá um tempo maior para uma redistribuição de tensões, diminuição de tensões na ponta da fissura, resultando em uma maior vida útil à fadiga. Isto só é possível se as tensões no período de repouso forem baixas.

3. METODOLOGIA DA PESQUISA EXPERIMENTAL

Faz-se necessário conhecer com toda a clareza possível o comportamento à fadiga do aço e do concreto, bem como as ações cíclicas que podem provocar esse tipo de estado limite, para que sejam adotados critérios de dimensionamento mais rigorosos e econômicos.

O programa de pesquisa consistiu na investigação experimental do comportamento à fadiga de barras de aço, isoladas ou em tela, para concreto armado, bem como o comportamento estrutural e à fadiga de lajes maciças ou com pré-lajes, armadas com telas soldadas ou barras isoladas.

A investigação experimental dividiu-se em duas etapas:

- a) Ensaios de fadiga de barra ao ar CA50 $\phi 10$ mm, isoladas e em tela.
- b) Ensaios de faixas lajes de concreto armado:

Estes ensaios foram agrupados da seguinte forma:

- Ensaios estáticos com controle de deslocamento em faixas lajes de concreto maciças ou com pré-lajes, armadas com barras e telas soldadas.
- Ensaios de fadiga com carregamentos cíclicos com controle de força, em lajes de concreto maciças ou com pré-lajes, armadas com barras e telas soldadas.
- Ensaios estáticos com controle de deslocamento nas lajes submetidas à fadiga do item anterior.

3.1 Ensaios de Fadiga de Barra ao Ar

3.1.1 Considerações Iniciais

Para o desenvolvimento do programa experimental desta etapa foram pesquisadas as seguintes normas que consideram a fadiga de barras de aço para concreto armado:

- NBR 7480: “Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado”.
- NBR 7478: “Método de Ensaio de Fadiga de Barras de Aço para concreto Armado”.
- NBR 6152: “Materiais Metálicos. Determinação das Propriedades Mecânicas à Tração”.
- NBR 6118: “Projeto de estruturas de concreto”.

Foi considerado também o Relatório Técnico de ensaios de fadiga de barra ao ar, feitos pelo Laboratório de Estruturas e Materiais Estruturais – LEM, da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (BUELTA, 2002).

3.1.2 Parâmetros dos Ensaios de Fadiga

Os ensaios de fadiga de barra ao ar foram executados com a finalidade de montar a curva de Wöhler. Foi utilizado um servo-atuador DARTEC, como ilustrado na Figura 3.1.

Figura 3.1 - Ensaios de fadiga de barra ao ar – Dartec.

Foi fixada a tensão máxima de 80% do valor característico da resistência de escoamento do aço à tração $f_{yk}=500\text{MPa}$, $\sigma_{max} = 0,8f_{yk}$ para a determinação dos pontos para a construção da curva de Wöhler. Esta situação está esquematizada na Figura 3.2, onde:

- f_{yk} é a tensão de escoamento característico do aço;
- σ_s , $\sigma_{s,min}$ e $\sigma_{s,max}$ são, respectivamente, a tensão aplicada, a tensão mínima e a máxima;
- $\Delta\sigma_s = \sigma_{s,max} - \sigma_{s,min}$ é a amplitude de variação das tensões;
- $f_{fad,k}$ é a amplitude de variação das tensões que levou à ruptura por fadiga em k ciclos.

Figura 3.2 - Esquematização da variação das tensões nos diferentes ensaios, mantida σ_{max} constante.

É importante salientar que o coeficiente 0,8 é maior do que os coeficientes de serviço usuais, a favor da segurança. Nos projetos usuais de pontes utilizam-se níveis de tensão bem inferiores, em torno de $0,6f_y$ para a verificação da fadiga. Ensaio dessa natureza tornam-se inviáveis, pois são necessários equipamentos especializados e demandam muito tempo de pesquisa. Ensaio com pequeno número de amostras limitam as conclusões e não dão representatividade estatística aos resultados.

Adotou-se a frequência de 10 Hz para os ensaios. A recomendação da NBR 7478 (1982) é de que se utilize para essa frequência valores entre 4 Hz e 6 Hz. No entanto essa norma se aplica a ensaios realizados com a barra dentro no concreto, cujos corpos de prova são maiores e mais pesados, com baixas frequências naturais de vibração. O projeto de norma MERCOSUL (1996), para ensaios de barra ao ar, recomenda frequências de 3 a 10 Hz. Como afirma BUELTA (2002), é possível mostrar que a frequência natural em vibração longitudinal do trecho de barra que forma o corpo de prova é muito superior a 10 Hz, não havendo, portanto, qualquer problema de amplificação dinâmica das forças aplicadas, justificando-se, com sobras, a utilização dessa frequência.

Os ensaios foram realizados para três níveis de flutuação de tensão $\Delta\sigma$ pré-fixada, totalizando seis conjuntos. Os três primeiros conjuntos de ensaios foram realizados com barras de $\phi 10\text{mm}$ e os outros três conjuntos com telas soldadas de $\phi 10\text{mm c}/10\text{cm} \times \phi 8\text{mm c}/20\text{cm}$ (trechos de barras). Cada conjunto foi composto de seis corpos-de-prova. Desta forma obteve-se uma representatividade estatística de cada ponto da curva de Wöhler, sendo possível estimar o valor característico N_k do número de ciclos até a ruptura para cada nível de flutuação de tensão $\Delta\sigma$.

Cada uma das três variações de tensões aplicadas nos ensaios determinou um ponto para a construção da curva de Wöhler, sendo escolhidas variações de tensão $\Delta\sigma$ que provocasse ruptura por fadiga com aproximadamente 10^5 ciclos, 10^6 ciclos e 4×10^6 ciclos para o primeiro, segundo e terceiro pontos respectivamente. Para os outros três conjuntos, constituídos de telas soldadas, foram aplicadas as mesmas variações de tensão das barras, a fim de se comparar os resultados obtidos.

O cálculo da primeira variação de tensão seguiu os parâmetros do “Bulletin D’Information N. 188 – Fatigue of Concrete Structures – State of the Art Report”, através da equação 3.1, relatada na página 158 do referido boletim:

$$\Delta\sigma^9 \times N = K \quad (3.1)$$

Onde $\Delta\sigma$ = Variação de tensão em MPa.

N= Número de ciclos para ruptura.

K = Constante que depende do diâmetro da barra e do tipo de carregamento aplicado, que pode ser definido segundo a tabela abaixo:

Tabela 3.1 - Valores de k equivalentes ao desempenho médio e de projeto - "Bulletin D'Information N. 188 – Fatigue of Concrete Structures – State of the Art Report" pag. 160.

Size of the bar		Type of loading	$K \times 10^{27}$		
mm	diameter		Mean	Design	
R1	6 to 16	Axial in air	11.20	0.75	0.2588
		Bending in concrete	60.60	3.09	
R2	0 to 50	Axial in air	0.81	0.07	0.2588
		Bending in concrete	6.38	0.31

Figura 3.3 - Curva Classe R1 - Dados de fadiga publicados para barras de diâmetros menor ou igual a 16mm - "Bulletin D'Information N. 188.

Figura 3.4 - Curva Classe R2 - Dados de fadiga publicados para barras de diâmetros maiores que 16mm - "Bulletin D'Information N. 188 – Fatigue of Concrete Structures – State of the Art Report" pag. 160.

Tomando-se o valor médio de $k=11,2 \times 10^{27}$ e para $n=10^5$ ciclos, obteve-se a seguinte equação:

$$\Delta\sigma^9 \times 10^5 = 11,2 \times 10^{27} \quad (3.2)$$

Nessas condições, a variação de tensão obtida foi $\Delta\sigma = 363,94 \text{ MPa}$. Calculada a variação de tensão, e com a tensão máxima $\sigma_{s,máx} = 400 \text{ MPa}$, obteve-se então a tensão mínima $\sigma_{s,min} = 36,06 \text{ MPa}$.

Conforme será mostrado posteriormente, como os valores obtidos do número de ciclos para ruptura "N" no primeiro conjunto de ensaios de barras foram diferentes dos calculados pelo CEB, a equação utilizada anteriormente foi descartada para o cálculo das outras duas variações. Sendo assim, várias tentativas experimentais foram feitas até se chegar ao valor de flutuação de tensão que provocasse a ruptura para 10^6 e 4×10^6 ciclos para os aços brasileiros. As flutuações de tensão aplicadas aos conjuntos de telas soldadas foram as mesmas aplicadas aos conjuntos de barras, para fins comparativos da resistência à fadiga entre elas.

As tabelas 3.2 e 3.3 abaixo resumem os conjuntos de ensaios para as barras e telas respectivamente:

Tabela 3.2 - Resumo dos conjuntos de ensaios para barras.

Tipo	Conjunto	CP#	ϕ (mm)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	$\sigma_{\min}$ (MPa)	$\Delta\sigma$	N (ciclos)
Barras	1o. Conjunto	CP1	10	400	36	364	10^5
		CP2	10	400	36	364	10^5
		CP3	10	400	36	364	10^5
		CP4	10	400	36	364	10^5
		CP5	10	400	36	364	10^5
		CP6	10	400	36	364	10^5
	2o. Conjunto	CP7	10	400	150	250	10^6
		CP8	10	400	150	250	10^6
		CP9	10	400	150	250	10^6
		CP10	10	400	150	250	10^6
		CP11	10	400	150	250	10^6
		CP12	10	400	150	250	10^6
	3o. Conjunto	CP13	10	400	202	198	4×10^6
		CP14	10	400	202	198	4×10^6
		CP15	10	400	202	198	4×10^6
		CP16	10	400	202	198	4×10^6
		CP17	10	400	202	198	4×10^6
		CP18	10	400	202	198	4×10^6

Tabela 3.3 - Resumo dos conjuntos de ensaios para barras.

Tipo	Conjunto	CP#	ϕ (mm)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	$\sigma_{\min}$ (MPa)	$\Delta\sigma$	N (ciclos)
Telas Soldadas	4o. Conjunto	CP19	10	400	36	364	10^5
		CP20	10	400	36	364	10^5
		CP21	10	400	36	364	10^5
		CP22	10	400	36	364	10^5
		CP23	10	400	36	364	10^5
		CP24	10	400	36	364	10^5
	5o. Conjunto	CP25	10	400	150	250	10^6
		CP26	10	400	150	250	10^6
		CP27	10	400	150	250	10^6
		CP28	10	400	150	250	10^6
		CP29	10	400	150	250	10^6
		CP30	10	400	150	250	10^6
	6o. Conjunto	CP31	10	400	202	198	4×10^6
		CP32	10	400	202	198	4×10^6
		CP33	10	400	202	198	4×10^6
		CP34	10	400	202	198	4×10^6
		CP35	10	400	202	198	4×10^6
		CP36	10	400	202	198	4×10^6

3.1.3 Constituição dos corpos de prova

3.1.3.1 Barras

Os corpos de prova foram constituídos de um trecho de barra de aço CA50 de 600 mm de comprimento, com garras nas extremidades (Figura 3.5). Através do sistema de controle M9500, o corpo de prova é fixado à máquina de ensaios DARTEC M1000/RK –100 KN (Figura 3.6), a qual o submete às cargas cíclicas de tração.

Figura 3.5 - Corpo de Prova Típico.

Figura 3.6 - Dartec - Máquina de Ensaio de Fadiga.

Figura 3.7 - Corpo de prova sendo ensaiado.

É importante salientar que os corpos de prova foram constituídos de forma que a ruptura por fadiga não ocorresse nas garras, estando assim bem representado o seu comportamento, uma vez que as garras não existem na operação normal, dentro do concreto. Portanto, o tipo de garra é de fundamental importância para que não ocorra uma excessiva concentração de tensões nessa região, gerando assim, a ruptura por fadiga em outras regiões da barra.

Tendo em vista essas importantes considerações sobre o tipo de garra a ser utilizado, decidiu-se por adotar o mesmo tipo de garra desenvolvido pelo Laboratório de Estruturas e Materiais Estruturais (LEM) da Universidade de São Paulo, em pesquisa elaborada para a contratante Gerdau, descrita no relatório

técnico R.T. Nº 01 / 026. Este tipo de garra é composto por clavetes e copos metálicos, conforme mostra a figura 3.8.

Figura 3.8 - Clavete e copos - corpo de prova.

Os corpos de prova foram primeiramente granalhados em suas extremidades (10cm de cada lado), sendo o restante da barra protegido com uma mangueira plástica presa nas extremidades com arame (figura 3.9).

Figura 3.9 - Corpo de prova protegido com mangueira plástica.

Após este processo, os corpos de prova foram preparados inserindo-se entre a clavete e a barra duas semicanas de tubos de alumínio, como mostra a figura 3.10.

Figura 3.10 - Semicanas de alumínio e conjunto completo de fixação do corpo de prova.

Este procedimento, fez com que a concentração de tensões na região das garras fosse minorada, resultando em uma ruptura do corpo de prova fora da garra.

Figura 3.11 - Corpos de prova granalhados, com clavete e alumínio, onde a ruptura ocorreu fora das garras.

3.1.3.2 Telas

Foram adotados os mesmos procedimentos para os corpos de prova constituídos por telas, com apenas uma pequena adaptação das barras transversais, as quais foram cortadas rente à barra longitudinal (Figura 3.12), permitindo assim que o corpo de prova utilizasse o mesmo sistema de proteção (mangueiras plásticas) para o processo de granalha.

Figura 3.12 - Exemplo Esquemático de corte de tela para confecção do corpo de prova.

Figura 3.13 - Corpo de prova – telas.

Figura 3.14 - Corpo de prova protegido com mangueira plástica pronto para procedimento de granalha .

3.2 Ensaios de lajes de concreto armado

O programa de ensaios de faixas de lajes de concreto armado desenvolvido neste trabalho consistiu na investigação experimental de lajes de concreto executadas com pré-lajes e maciças, armadas com barras isoladas e telas soldadas, com a finalidade de se verificar seu comportamento estrutural e à fadiga.

As dimensões dos modelos utilizados simularam esses elementos estruturais das pontes, em escala reduzida de 1 para 1.5, com a finalidade de se facilitar o manuseio dos corpos-de-prova durante os ensaios. Entretanto, apesar da

escala reduzida, mantiveram-se as características das obras reais, como a garantia de que a ruptura por flexão aconteça antes da ruptura por força cortante e que os parâmetros da fadiga também fossem semelhantes aos encontrados na prática. De modo semelhante, as armações escolhidas também foram baseadas nas utilizadas em obras reais.

As lajes foram montadas em três grupos principais, subdivididos entre si, de acordo com o tipo de execução, se com pré-laje ou maciça, e as diferentes configurações de armaduras longitudinais. A fim de se obter uma boa amostragem nos resultados, foram concretadas 3 lajes para cada subgrupo, das quais uma será submetida a um ensaio de ruptura, com o objetivo de verificar seu comportamento estrutural e as outras duas peças serão ensaiadas à fadiga.

3.2.1 Constituição dos corpos de prova

3.2.1.1 Dimensões

Todas as lajes foram confeccionadas com as mesmas características geométricas: 1,8 m de comprimento, 0,5 m de largura e 0,12 m de espessura total. Inicialmente, a pré-laje havia sido projetada com 0,05 m de espessura, porém foi executada com 0,07m e 0,05m de capa, não interferindo em sua função estrutural, uma vez que a posição da linha neutra calculada em todos os casos não foi superior a 2,5cm, estando a pré-laje inteiramente na zona tracionada do concreto. As figuras 3.15 e 3.16 ilustram as características e dimensões das lajes.

Figura 3.15 - Planta e seções transversais das lajes executadas em duas etapas.

Figura 3.16 - Planta e seções transversais das lajes executadas em etapa única.

3.2.1.2 Armaduras

As armaduras das lajes, conforme dito anteriormente, simularam as armações utilizadas na execução de pontes reais. Para a armadura longitudinal positiva foram utilizadas barras isoladas e telas soldadas, ambas em CA50. As telas foram gentilmente fabricadas pela Gerdau para o desenvolvimento desta pesquisa, uma vez que elas só são fabricadas em CA60. As armações de todos os grupos foram confeccionadas por Rui Coelho Jacomini, técnico do laboratório LEM. Os arranjos das armaduras para os diversos grupos e subgrupos serão descritos mais adiante, no item 3.2.2. A partir das armações escolhidas e das dimensões das peças foi calculado, como será mostrado no item 3.2.7, o ELU de ruptura e fadiga de cada peça, a fim de serem estimadas as forças utilizadas nos ensaios estáticos e dinâmicos.

3.2.1.3 Formas

Para a moldagem das lajes de concreto foram confeccionados 3 conjuntos de formas de madeira, uma vez que as lajes foram concretadas de 3 em 3, conforme ilustram as figuras 3.17 e 3.18. As formas foram desenvolvidas e confeccionadas por Antonio Coelho Jacomini, técnico do laboratório LEM.

Figura 3.17 - Forma de madeira para moldagem das lajes de concreto.

Figura 3.18 - Gabaritos utilizados na execução da pré-laje.

3.2.1.4 Moldagem, adensamento e cura

Após a montagem das armaduras nas formas foram realizadas as concretagens das lajes. Devido à capacidade da betoneira (150 litros), cada laje foi concretada usando duas betonadas, sejam as executadas com pré-laje ou as maciças. Desta forma, é natural que as lajes de um mesmo grupo apresentem diferenças com relação às propriedades do concreto. A fim de se fazer ajustes nos cálculos e conhecer as propriedades de cada laje, foram moldados 16 corpos de prova por laje, sendo 8 para cada betonada, os quais foram submetidos aos seguintes ensaios:

- Três corpos de prova para ensaios de resistência à compressão do concreto em 7 dias para a pré-laje e três para a capa;
- Três corpos de prova da capa para ensaios de resistência à compressão em 28 dias ou no dia do ensaio, a fim de se obter os valores das propriedades do concreto correspondentes ao dia do ensaio das lajes;
- Três corpos de prova da pré-laje para ensaios de tração diametral do concreto;
- Um corpo de prova da capa para ensaio de módulo de elasticidade.

Os corpos de prova adicionais foram confeccionados levando-se em consideração imperfeições e/ou a realização de ensaios não previstos anteriormente e que se julgarem necessários. Os corpos de prova não utilizados foram posteriormente descartados.

Figura 3.19 - Betoneira utilizada para a fabricação dos concretos.

Figura 3.20 - Corpos de prova para caracterização do concreto.

Para se obter o traço de um concreto que atingisse uma resistência de no mínimo 30 MPa aos 28 dias, compatível com as usualmente utilizadas em lajes de pontes, várias fontes foram consultadas a fim de se obter um resultado que melhor caracterizasse os materiais selecionados para este ensaio, onde a participação do responsável pelo Laboratório de Construção Civil – PCC, Reginaldo Mariano da Silva, foi muito importante na elaboração do traço do concreto a ser utilizado. Devido às condições de armazenamento, temperatura e manuseio no laboratório, optou-se por realizar uma dosagem experimental composta de três betonadas. Baseando-se nos resultados dos ensaios de compressão de 7 dias dessas betonadas teste, foi determinado o traço do concreto a ser utilizado para as concretagens. O traço adotado foi 1:1,21:2,29:0,46.

Foram moldados 21 lajes inicialmente e mais 2 no final da pesquisa, devido a perdas durante alguns ensaios dinâmicos. O concreto foi fabricado em betoneira e transportado através de carrinhos e lançados nas formas com conchas metálicas (figura 3.21). Toda a equipe do LEM esteve presente durante as concretagens: Antonio Coelho Jacomini, Rui Coelho Jacomini, Valdinéia dos Santos Silva, José Ferreira Leite Neto, Juliana Raw e Ivan Tassarolo.

Figura 3.21 - Concretagem das lajes.

Ensaio de abatimento de tronco de cone foram realizados antes de cada lançamento para a verificação da trabalhabilidade de cada concreto.

Figura 3.22 - Ensaio de abatimento de tronco de cone.

A figura 3.23 mostra o adensamento das lajes feito com a utilização de um vibrador de agulha.

Figura 3.23 - Adensamento da laje com o uso de vibrador.

As lajes executadas com pré-laje foram concretadas em duas etapas, sendo primeiramente executada a pré-laje, e após 7 dias a execução da capa. As lajes maciças foram executadas em etapa única. As lajes foram desformadas 7 dias após a concretagem (14 dias para as executadas com pré-laje). Neste período foi realizada a cura das lajes, as quais devido as suas dimensões, não foram curados em câmara úmida. A cura se deu por umidificação periódica com o auxílio de mangueira e mantendo as lajes envolvidas por uma lona plástica para garantir uma cura satisfatória (Figura 3.24).

Figura 3.24 - Lajes envolvidas por lona plástica para a cura adequada.

Após o processo de desforma e cura, as lajes foram armazenadas em grupos de três, separadas por pontaletes de madeira, no aguardo dos ensaios.

Figura 3.25 - Lajes armazenadas em grupos de três após o processo de desforma e cura.

Todo o transporte horizontal e vertical das lajes foi executado através de ponte rolante e empilhadeira manual.

Figura 3.26 - Ponte rolante utilizada no transporte das lajes.

3.2.2 Descrição dos Grupos

3.2.2.1 Grupo 1

Este grupo é composto por 9 lajes de concreto executadas com pré-laje, isto é, concretadas em duas etapas, conforme ilustra a figura 3.15. A armadura longitudinal é composta por barras isoladas. De acordo com a quantidade de armadura longitudinal adotada, este grupo foi subdividido em 3 grupos: 1A, 1B e 1C, cada um com 3 lajes de 2 cm^2 , 4 cm^2 e 8 cm^2 respectivamente, conforme descrição abaixo.

- **Grupo 1A**

Este grupo possui 3 lajes com armação positiva principal de 2 cm^2 , com ϕ 8 mm c/15 cm e armadura de distribuição de ϕ 8mm c/40 cm. A armação negativa é

de ϕ 6.3 mm c/15 cm e distribuição de ϕ 6.3 mm c/15 cm. As figuras 3.27 a 3.29 ilustram estas armações.

Figura 3.27 - Desenho esquemático das armaduras do grupo 1A.

Figura 3.28 - Armação positiva do grupo 1A.

Figura 3.29 - Foto após a primeira etapa concretagem, com a armadura negativa montada.

- **Grupo 1B**

Este grupo possui 3 lajes com armação positiva principal de 4cm^2 , com ϕ 10 mm c/10 cm e armadura de distribuição de ϕ 8 mm c/20 cm. A armação negativa é de ϕ 6.3 mm c/15 cm e distribuição de ϕ 6.3 mm c/15 cm. A figura 3.30 ilustra estas armações.

Figura 3.30 - Desenho esquemático das armaduras do grupo 1B.

- **Grupo 1C**

Este grupo possui 3 lajes com armadura positiva principal de 8 cm^2 , com $2 \times 5 \phi 10 \text{ mm c}/10 \text{ cm}$ e armadura de distribuição de $\phi 8 \text{ mm c}/20 \text{ cm}$. A armadura negativa é de $\phi 6.3 \text{ mm c}/15 \text{ cm}$ e distribuição de $\phi 6.3 \text{ mm c}/15 \text{ cm}$. A figura 3.31 ilustra estas armações.

O objetivo deste grupo foi analisar o comportamento das lajes em relação à fadiga por cisalhamento. Para este grupo especificamente, o ponto de aplicação da carga foi deslocado para uma distância de 30 cm de um dos apoios, induzindo a ruptura por cisalhamento, uma vez que a peça possui uma elevada armadura de flexão. Este grupo será relatado neste trabalho apenas qualitativamente, uma vez que a pesquisa completa faz parte do trabalho de Paulo de Sá Pereira Cavalcanti, um dos integrantes deste grupo de pesquisa.

Figura 3.31 - Desenho esquemático das armaduras do grupo 1C.

3.2.2.2 Grupo 2

Este grupo é composto por 6 lajes executadas com pré-laje, conforme a figura 3.15. A armadura longitudinal é composta por telas soldadas. Da mesma forma que o grupo 1, o grupo 2 foi subdividido em 2A e 2B, cada um com 3 lajes de 2cm^2 e 4cm^2 respectivamente. Os grupos 2A e 2B estão descritos abaixo.

- Grupo 2A:**

Este grupo possui 3 lajes com armação positiva principal de 2cm^2 , com telas soldadas de $\phi 8\text{ mm c}/15\text{ cm} \times \phi 8\text{ mm c}/40\text{ cm}$. A armação negativa é de $\phi 6.3\text{ mm c}/15\text{ cm}$ e distribuição de $\phi 6.3\text{ mm c}/15\text{ cm}$. A figura 3.32 ilustra estas armações.

Figura 3.32 - Desenho esquemático das armaduras do grupo 2A.

- Grupo 2B:**

Este grupo possui 3 lajes com armação positiva principal de 4 cm^2 , com telas soldadas de $\phi 10 \text{ mm c}/10 \text{ cm} \times \phi 8 \text{ mm c}/20 \text{ cm}$. A armação negativa é de $\phi 6.3 \text{ mm c}/15 \text{ cm}$ e distribuição de $\phi 6.3 \text{ mm c}/15 \text{ cm}$. A figura 3.33 ilustra estas armações.

ARMAÇÃO

GRUPO 2B (3x)

Figura 3.33 - Desenho esquemático das armaduras do grupo 2B.

3.2.2.3 Grupo 3

Este grupo é composto por 6 lajes maciças, isto é, as lajes foram concretadas em uma única etapa, conforme indica a figura 3.16. A armadura longitudinal é composta por telas soldadas. Da mesma forma que os grupos 1 e 2, o grupo 3 foi subdividido em 3A e 3B, cada um com 3 lajes de 2 cm^2 e 4 cm^2 respectivamente. Desta forma foi possível comparar o comportamento estrutural de lajes com ou sem pré-lajes. Os grupos 3A e 3B estão descritos abaixo.

- **Grupo 3A:**

Este grupo possui 3 lajes com armação positiva principal de 2 cm^2 , com telas soldadas de $\phi 8\text{ mm c}/15\text{ cm} \times \phi 8\text{ mm c}/40\text{ cm}$. A armação negativa é de $\phi 6.3\text{ mm c}/15\text{ cm}$ e distribuição de $\phi 6.3\text{ mm c}/15\text{ cm}$. A figura 3.34 ilustra estas armações.

Figura 3.34 - Desenho esquemático das armaduras do grupo 3A.

- **Grupo 3B:**

Este grupo possui 3 lajes com armação positiva principal de 4 cm^2 , com telas soldadas de $\phi 10 \text{ mm c}/10 \text{ cm} \times \phi 8 \text{ mm c}/20 \text{ cm}$. A armação negativa é de $\phi 6.3 \text{ mm c}/15 \text{ cm}$ e distribuição de $\phi 6.3 \text{ mm c}/15 \text{ cm}$. A figura 3.35 ilustra estas armações.

Figura 3.35 - Desenho esquemático das armaduras do grupo 3B.

A tabela 3.4 resume os grupos ensaiados:

Tabela 3.4 - Resumo dos grupos de ensaio.

Grupos	Dimensões (m)	Tipo	Qtd.	Aço	As (cm ²)	Configuração	Tipo	Ciclos
1A	1,80x0,50x0,12	com pré-laje	3	CA50	2.00	φ 8 c/15	Barras	2x10 ⁶
1B	1,80x0,50x0,12	com pré-laje	3	CA50	4.00	φ 10 c/10	Barras	2x10 ⁶
1C	1,80x0,50x0,12	com pré-laje	3	CA50	8.00	2x φ 10 c/10	Barras	2x10 ⁶
2A	1,80x0,50x0,12	com pré-laje	3	CA50	2.00	φ 8 c/15 x φ 8 c/40	Telas	2x10 ⁶
2B	1,80x0,50x0,12	com pré-laje	3	CA50	4.00	φ 10 c/10 x φ 8 c/20	Telas	2x10 ⁶
3A	1,80x0,50x0,12	maciça	3	CA50	2.00	φ 8 c/15 x φ 8 c/40	Telas	2x10 ⁶
3B	1,80x0,50x0,12	maciça	3	CA50	4.00	φ 10 c/10 x φ 8 c/20	Telas	2x10 ⁶

3.2.3 Instrumentação das lajes

As armaduras longitudinais das lajes foram instrumentadas com extensômetros elétricos “Kyowa” modelo KFG-5-120-C1-11, para medição de deformação específica, posicionados estrategicamente no meio do vão e a 15 cm deste, cobrindo desta forma, a região de provável aparecimento de fissuras. Foram instalados quatro extensômetros nas armaduras das lajes conforme ilustram as figuras 3.36 e 3.37. O deslocamento vertical foi medido através do curso do atuador.

Figura 3.36 - Posicionamento dos extensômetros na armadura da laje com - 4 barras longitudinais ou telas soldadas.

Figura 3.37 - Posicionamento dos extensômetros na armadura da laje com 5 barras longitudinais ou telas soldadas.

Como durante os primeiros ensaios realizados, as lajes do grupo 1A, notou-se uma dificuldade dos extensômetros medirem as deformações até o final dos ensaios, realizou-se uma inspeção nessas lajes. Verificou-se que, durante os ensaios dinâmicos de fadiga, os extensômetros haviam se descolado da armadura, ficando aderidos ao concreto. De forma a garantir a leitura das deformações pelos extensômetros, uma vez que as lajes já haviam sido concretadas, foi feita uma pequena abertura na laje para instalação de um extensômetro externo, posicionado no centro do vão, conforme ilustram as figuras 3.38 e 3.39.

Figura 3.38 - Desenho esquemático do posicionamento do extensômetro externo EE.

Figura 3.39 - Abertura na laje para instalação do extensômetro externo.

Esta pequena abertura no concreto não interfere na capacidade resistente da peça, uma vez que esta é uma região tracionada. Como o extensômetro ficou exposto ao ar, sem contato com o concreto, as medidas deste puderam ser lidas até o final do ensaio na maioria das peças.

Os carregamentos aplicados ao ensaio foram medidos através de uma célula de carga disposta no centro da laje.

Os sinais emitidos pelos sensores durante os ensaios foram registrados em um sistema digital de aquisição de dados (ADS, da LYNX, com 8 canais).

Figura 3.40 - Sistema de aquisição de dados.

3.2.4 Modelo de cálculo para o estado limite último de ruptura.

Como o objetivo do ensaio é simular uma estrutura real de laje de ponte, e para facilitar a execução e montagem do ensaio, foi idealizada a estrutura de um pórtico invertido. Serão descritos a seguir os modelos de cálculos para o esquema “ponte” e para o esquema “ensaio”.

No modelo de cálculo do esquema “ensaio”, serão consideradas todas as diferenças causadas pelas condições de apoio do ensaio e pelo fato da estrutura de ensaio estar invertida em relação à situação real.

Serão apresentados os cálculos relativos às lajes com armadura longitudinal $A_s = 2\text{cm}^2$, sejam elas armadas com barras isoladas ou telas soldadas. As lajes com $A_s = 4\text{cm}^2$ foram calculadas analogamente, e os resultados obtidos serão mostrados no final deste ítem.

Para o cálculo utilizaram-se os valores iniciais de resistência à compressão característica do concreto $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ e para a resistência ao escoamento do aço $f_y = 500 \text{ MPa}$, com módulo de elasticidade $E_s = 210 \text{ GPa}$. Após a realização dos ensaios de caracterização do concreto e do aço utilizados nos ensaios, as cargas de ruptura foram recalculadas utilizando-se os valores reais dos materiais, sendo estes resultados mostrados no capítulo 4.

A figura 3.41 ilustra o esquema ponte:

Figura 3.41 - Esquema estrutural “ponte”.

Sejam M_g e M_q os momentos devido à carga permanente e à força “F” no esquema ponte, respectivamente. Então:

$$M_g = 1,5 \times 0,9 \times 0,73 - 1,5 \times \frac{0,9^2}{2} = 0,378 \text{ KNm}$$

$$M_q = \frac{F}{2} \times 0,73 = 0,365 \times F (\text{kNm})$$

Para o dimensionamento do ELU de ruptura do elemento estrutural foram retirados os coeficientes de segurança, sendo possível, desta forma, se chegar à força estimada de ruptura da laje. A figura 3.42 ilustra os dados referentes à seção transversal da laje.

Figura 3.42 - Seção transversal da laje com $A_s = 2 \text{ cm}^2$.

Supondo-se que a peça esteja no domínio 2, para o cálculo da posição da linha neutra tem-se:

$$R_{cd} = R_{sd}$$

$$0,85 \times f_{cd} \times 0,8 \times x \times bw = f_{yd} \times A_s$$

Retirando-se todos os coeficientes parciais de segurança, uma vez que se pretende estimar a carga última, tem-se:

$$f_{ck} \times 0,8 \times x \times bw = f_y \times A_s$$

$$30000 \times 0,8 \times x \times 0,5 = 50 \times 2$$

$$x = 0,00833 \text{ m}$$

$$M_{u,M} = R_c (d - 0,4x)$$

$$M_{u,M} = 0,8 \times 0,00833 \times 30000 \times 0,5 \times (0,095 - 0,4 \times 0,00833)$$

$$M_{u,M} = 9,16 \text{ KNm}$$

O cálculo da força F no esquema ponte será dado por:

$$M_g + M_q = M_{u,M}$$

$$0,378 + 0,365 \times F = 9,16$$

$$F_{u,M} = 24,06kN$$

Se o esquema estrutural de ensaio fosse exatamente como a estrutura real de uma ponte, a carga última de ruptura seria $F_{ruptura} = 24,06kN$. No entanto, será utilizado o esquema “ensaio” por facilidade laboratorial, o qual representa a mesma estrutura, porém invertida. A figura 3.43 ilustra o esquema ensaio:

Figura 3.43 - Esquema Ensaio.

Onde $F' = 2,7 + Q$ e $M_{u,M} = 9,16kNm$ (esquema ponte). Nesta situação, para o cálculo da força que leva à ruptura F' tem-se:

$$M_g = 1,5 \times \frac{0,9^2}{2} = 0,608kNm \text{ e } M_q = M_{u,M} - M_g = 9,16 - 0,608$$

Portanto $M_q = 8,552kNm$ e sendo $M_q = 0,365Q \rightarrow Q = 23,4kN$.

Assim o valor da força de ruptura F' será dado por:

$$F' = 23,4 + 2,7 = 26,10kN$$

Analogamente, para as lajes com $A_s = 4cm^2$, obteve-se os seguintes valores:

- Para o esquema ponte:

$$M_{u,M} = 17,70kN$$

$$F_{u,M} = 47,46kN$$

- Para o esquema ensaio:

$$F' = 49,53kN$$

• **Verificação ao Cisalhamento – Modelo de Cálculo I**

$V_{sd} \leq V_{Rd1}$, onde:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \times K \times (1,2 + 40\rho_1) + 0,15\sigma_{cp}] \times bw \times d \quad \text{e} \quad \tau_{Rd} = 0,25f_{ctd}$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk, \inf}}{\gamma_c} \times \rho_1 = \frac{A_{s1}}{bwd} \leq 0,02$$

$$K = |(1,6 - d)| \geq |1|, \text{ com } d \text{ em } m$$

Novamente, sem considerar os coeficientes parciais de segurança temos:

$$\tau_{RK} = 0,25f_{ctk} = 0,25f_{ctm, \inf} = 0,25 \times 0,3 \times f_{ct}^{\frac{2}{3}} = 0,075 \times 30^{\frac{2}{3}}$$

$$\rho_1 = \frac{2}{50 \times 9,5} = 0,00421 < 0,02$$

$$V_{R1} = 0,075 \times 30^{\frac{2}{3}} \times 10 \times |1,6 - 0,095| \times (1,2 + 40 \times 0,00421) \times 50 \times 9,5$$

$$V_{R1} = 7083,57Kgf$$

$$V_{R1} = 70,84kN$$

$$F_{u,V} = 2 \times 70,84 = 141,68kN$$

Para as lajes com $A_s = 4cm^2$:

$$V_{R1} = 79,56kN$$

$$F_{u,V} = 2 \times 79,56 = 159,12kN$$

Assim, conclui-se que não há risco de ruptura por força cortante.

- **Momento de Fissuração**

Segundo a NBR 6118, “nos estados limites de serviço as estruturas trabalham parcialmente no estágio I e parcialmente no estágio II. A separação entre essas duas partes é definida pelo momento de fissuração.” Sendo assim, o momento de fissuração pode ser calculado pela seguinte expressão de forma aproximada:

$$M_r = \frac{\alpha \times f_{ct} \times I_c}{Y_t} \quad , \quad (3.2)$$

Onde:

$\alpha = 1,5$ para seções retangulares;

α é o fator que correlaciona aproximadamente a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta;

y_t é a distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada;

I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto;

f_{ct} é a resistência à tração direta do concreto, calculada segundo a equação:

$$f_{ct} = f_{ctk}, \inf = 0,7 f_{ctm} \quad , \quad (3.3)$$

Retirando-se o coeficiente 0,7, tem-se:

$$f_{ct} = f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad , \quad (3.4)$$

Com $\alpha = 1,5$, tem-se:

$$M_r = 1,5 \times \frac{0,3 \times f_{ck}^{\frac{2}{3}} \times bw}{\frac{h}{2}} \times \frac{h^3}{12} = 1,5 \times 0,3 \times \frac{30^{\frac{2}{3}}}{10} \times 50 \times \frac{12^2}{6}$$

$$M_r = 521 \text{KNcm} = 5,21 \text{kNm} \rightarrow P_{cr} = \left(\frac{5,21 - 0,608}{0,365} \right) + 2,70 = 15,31 \text{kN}$$

Assim, a carga de fissuração é $P_{cr} = 15,31 \text{kN}$.

3.2.5 Modelo de cálculo para o estado limite último de fadiga

Para o cálculo do ELU de fadiga foi considerado o mesmo critério de projeto adotado no cálculo de lajes de pontes, impondo-se a mesma segurança prevista para o caso de uma ponte real neste estado limite. Assim, a partir da seção transversal da peça e sua armadura, introduzindo todos os fatores parciais de segurança das normas NBR-6118 e 9187, foi calculada a variação de tensão correspondente à combinação freqüente de ações, conforme descrito abaixo.

O esquema estático utilizado para o cálculo do momento de ruptura M_{Rd} foi o esquema “ponte” indicada na figura 3.43.

O cálculo a seguir refere-se às lajes com $A_s = 2 \text{ cm}^2$.

Supondo-se domínio 2:

$$R_{cd} = R_{sd}$$

$$0,85 \times f_{cd} \times 0,8 \times x \times bw = f_{yd} \times A_{si}$$

$$0,85 \times \frac{30000}{1,4} \times 0,8 \times x \times 0,5 = \frac{50 \times 2}{1,15}$$

$$x = 0,011935 \text{ m} < 0,259 \times 0,095 = 0,024605 \therefore \text{ok} - \text{A hipótese está confirmada.}$$

$$M_{Rd} = R_c (d - 0,4x)$$

$$M_{Rd} = 0,85 \times \frac{30000}{1,4} \times 0,8 \times 0,011935 \times 0,5 \times (0,095 - 0,4 \times 0,011935)$$

$$M_{Rd} = 7,845 \text{KNm}$$

Sendo o momento de ruptura igual ao momento solicitante de cálculo utilizando-se a combinação de ações para o estado limite último, tem-se:

$$M_{Rd} = M_{sd}$$

$$M_{sd} = 1,35M_g + 1,50M_q$$

$$M_g = 0,378kNm$$

$$M_q = \frac{7,845 - 1,35 \times 0,378}{1,5} = 4,89kNm$$

Segundo a NBR 6118, a verificação da fadiga deve ser feita utilizando-se a combinação freqüente de ações, dada a seguir:

$$M_{Fad} = M_g + \psi_1 \times M_q$$

Onde ψ_1 é o fator de redução, dado conforme o tipo de obra e peça estrutural. Para o caso de lajes de pontes rodoviárias, o valor de $\psi_1 = 0,8$.

Desta forma:

$$M_{Fad} = 0,378 + 0,8 \times 4,89 = 4,29kNm$$

- **Cálculo das tensões no estágio II:**

Segundo a NBR 6118 (item 23.5.3), para a verificação da fadiga, seja do aço ou do concreto, os esforços solicitantes podem ser calculados no regime elástico e o cálculo das tensões pode ser feito no estágio II, onde é desprezada a resistência à tração do concreto.

Foi adotado, para a relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto $\alpha=7$.

A posição da linha neutra e o momento de inércia no estágio II são dados por:

$$bw \times \frac{x^2}{2} = A_s \times (d - x) \alpha$$

$$50 \frac{x^2}{2} = 2(9,5 - x)7$$

$$25x^2 - 133 + 14x = 0$$

$$x = 2,043 \text{ cm}$$

$$I_{II} = \frac{bw \times x^3}{3} + \alpha \times A_s (d - x)^2$$

$$I_{II} = \frac{50 \times 2,043^3}{3} + 7 \times 2(9,5 - 2,043)^2$$

$$I_{II} = 920,62 \text{ cm}^4$$

Desta forma, as tensões máximas e mínimas na armadura, e a respectiva variação de tensão são dadas por:

$$\sigma_s \text{ min} = \frac{37,8}{920,62} (9,5 - 2,043)7 = 2,14 \text{ kN/cm}^2 = 21,40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \text{ max} = \frac{429}{920,62} (9,5 - 2,043)7 = 24,32 \text{ kN/cm}^2 = 243,20 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_s = 243,20 - 21,40 = 221,80 \text{ MPa}$$

Para o esquema ensaio, foi mantida a mesma variação de tensões e adotou-se uma carga mínima de ensaio de $F = 5 \text{ kN}$, com o objetivo de minimizar as vibrações.

Com $F_{\text{mín}} = 5 \text{ kN}$, tem-se:

$$M_{\text{mín}} = 0,608 + 0,365 \times (5 - 2,7) = 1,45 \text{ kNm}$$

Sendo $x = 2,043\text{ cm}$ e $I_{II} = 920,62\text{ cm}^4$ calculados anteriormente, a tensão mínima será dada por:

$$\sigma_s \text{ min} = \frac{145}{920,62} (9,5 - 2,043)7 = 8,22\text{ kN/cm}^2 = 82,20\text{ MPa}$$

Sendo a variação de tensão do esquema ponte $\Delta\sigma_s = 221,80\text{ MPa}$, o valor da tensão máxima será dado por:

$$\sigma_{s,\text{máx}} = 82,20 + 221,80 = 304\text{ MPa}$$

Sendo :

$$\sigma_{s,\text{máx}} = \frac{M_{\text{máx}}}{920,62} (9,5 - 2,043)7, \text{ então:}$$

$$30,40 = \frac{M_{\text{máx}}}{920,62} (9,5 - 2,043)7$$

$$M_{\text{máx}} = 536,20\text{ kNcm}$$

Resultando em:

$$5,362 = 0,608 + 0,365 \times (F_{\text{máx}} - 2,7)$$

$$F_{\text{máx}} = 15,72\text{ kN}$$

De maneira análoga calculou-se a variação de tensão a ser aplicada e as respectivas variações de forças para as lajes com $A_s = 4\text{ cm}^2$. O resumo dos valores obtidos está descritos na tabela 3.5.

Tabela 3.5 - Resumo das variações de tensão e respectivas variações de forças aplicadas aos ensaios.

As (cm²)	Δσ (Mpa)	F_{máx} (kN)	F_{mín}(kN)
2	222	15.72	5
4	222	25.89	5

3.2.6 Métodos de Ensaio

3.2.6.1 Arranjo Estrutural

O arranjo estrutural escolhido para os ensaios foi o de laje simplesmente apoiada, submetida a carregamentos cíclicos no meio do vão. O objetivo do ensaio é de simular uma estrutura real de laje de ponte. Para facilitar a execução e montagem do ensaio, foi idealizada a estrutura de um pórtico invertido, devidamente fixado a uma laje de reação conforme ilustram as figuras 3.44 a 3.47. Para aplicação dos carregamentos foi utilizado um atuador da BRASVÁLVULAS, existente no laboratório de Estruturas e Materiais da Escola Politécnica de São Paulo.

PLANTA INFERIOR

ESC. 1:10

(b)

(c)

CORTE B-B

ESC. 1:10

(d)

(f)

Figura 3.44 - Esquema Estrutural do Pórtico. (a) Planta Superior; (b) Planta Inferior; (c) Corte A-A; (d) Corte B-B; (e) Corte C-C; (f) Corte E-E e detalhe do perfil utilizado.

Figura 3.45 - Vista frontal do pórtico com a laje pronta para ser ensaiada.

Figura 3.46 - Vista lateral do pórtico.

Figura 3.47 - Detalhe da protensão do atuador à laje de reação.

Os ensaios de ruptura estática por flexão e os ensaios de fadiga foram realizados considerando que os elementos estruturais estariam simplesmente apoiados. Desta forma, os perfis metálicos de reação foram fixados através de barras diwidag, passando por um furo em cada uma das extremidades, fixados na laje de reação.

3.2.6.2 Preparação e montagem dos ensaios

Todas as lajes passaram pelo mesmo processo de preparação e montagem. Para que a carga fosse distribuída uniformemente numa faixa da laje, foram coladas as taliscas de madeira, com largura de 2 cm e espessura de 1 cm, no meio do vão (posição de aplicação da carga) e na posição das reações (perfis metálicos). As figuras 3.48 e 3.49 ilustram este procedimento.

Figura 3.48 - Colagem das taliscas de madeira.

Figura 3.49 - Posicionamento e colagem das taliscas de madeira.

Após a colagem das taliscas, procedeu-se à abertura do concreto para a instalação do extensômetro externo. Em seguida, as lajes foram pintadas com cal para que a abertura de fissuras ficasse mais visível e então eram transportadas até o local do ensaio com o uso de ponte rolante. Todo o procedimento da preparação das lajes, transporte e manuseio dos corpos de prova só foi possível devido à total colaboração dos técnicos do LEM: Rui Coelho Jacomini, Valdinéia dos Santos Silva, José Leite Ferreira e Antonio Coelho Jacomini, bem como do diretor Ivan Tessarolo.

Após o posicionamento e nivelamento da laje e dos perfis de reação no pórtico de ensaio, procedeu-se à calibragem dos extensômetros e preparo da aquisição de dados através do ADS, sendo então dado início ao ensaio.

Ao término do ensaio, a laje foi descarregada e armazenada no laboratório para inspeções, caso houvesse necessidade.

3.2.6.3 Descrição dos ensaios para os grupos 1A, 1B, 2A, 2B,3A e 3B

Os ensaios das lajes, conforme dito anteriormente, consistiram em três etapas. Foram concretadas três lajes para cada grupo, sendo uma submetida ao ensaio de ruptura estática e as outras duas a ensaios dinâmicos de fadiga. Após os ensaios de fadiga, essas lajes foram submetidas a ensaios de ruptura estática, com a finalidade de se avaliar o dano causado pelo carregamento cíclico.

No ensaio de ruptura estática, a laje foi submetida à ação de uma força concentrada, aplicada no meio do vão de baixo para cima, segundo o esquema de carregamento ilustrado na figura 3.36. A força atuante foi aplicada através de um atuador hidráulico de capacidade de 100 ton, com controle de deslocamentos.

Durante cada etapa de aplicação da carga, foram registradas pelo sistema de aquisição de dados ADS , as leituras das deformações através dos extensômetros instalados nas armaduras, o deslocamento vertical medido pelo curso do atuador e as forças relativas a eles, passando pela carga de fissuração da peça até a ruptura, sendo descarregada após a finalização do ensaio.

A figura 3.50 mostra uma laje após o ensaio de ruptura.

Figura 3.50 - Laje após o ensaio de ruptura.

Nos ensaios de fadiga, a laje foi submetida primeiramente a um ensaio estático com controle de deslocamento, até a carga de fissuração. Após o aparecimento das primeiras fissuras, a laje foi então descarregada e deu-se início aos carregamentos cíclicos de fadiga, com controle de forças. Todas as lajes foram ensaiadas até 2×10^6 ciclos com uma frequência de 6 Hz para as lajes com 2 cm^2 e entre 4 e 5 Hz para as lajes com 4 cm^2 . As variações das deformações nas armaduras, o curso do atuador e as respectivas forças foram registradas pelo sistema de aquisição de dados ADS.

Ao atingir 2×10^6 ciclos, o ensaio de fadiga foi finalizado e a laje foi então submetida ao ensaio estático de ruptura com controle de deslocamentos, com o objetivo de se avaliar a resistência da peça após o carregamento cíclico.

3.2.6.4 Descrição dos ensaios para o grupo 1C

As lajes do grupo 1C foram executadas com pré-laje e armadura longitudinal $A_s = 8 \text{ cm}^2$, armadura esta superior à utilizada em pontes, com a finalidade de se garantir que elas não rompessem à flexão, e sim, avaliar a resistência ao cisalhamento da peça, assim como o comportamento da ligação entre a pré-laje e a capa de concreto devido aos carregamentos cíclicos de fadiga. Para a execução dos ensaios deste grupo, o pórtico montado foi mudado de posição, uma vez que o ponto de aplicação da carga foi deslocado do meio do vão para uma distância de 30 cm de um dos apoios, introduzindo principalmente solicitações de cisalhamento na peça.

As figuras 3.51 e 3.52 ilustram o arranjo estrutural para este grupo.

(a)

Figura 3.51 - Esquema Estrutural do Pórtico. (a) Planta inferior e (b) Corte A-A.

Figura 3.52 - Vista lateral do pórtico para os ensaios de cisalhamento.

Figura 3.53 - Vista frontal do pórtico para ensaios de cisalhamento.

Os ensaios de ruptura estática e de fadiga foram executados da mesma forma que os grupos anteriores, com controle de deslocamentos para a ruptura estática, passando pela carga de fissuração até a ruptura. Os ensaios de fadiga foram realizados até 2×10^6 ciclos, com uma frequência de 6 Hz. Foram feitas duas pequenas aberturas nas lajes na posição de aplicação da carga para a instalação de dois extensômetros externos na armadura. Desta forma, tornou-se possível medir as deformações nas armaduras nesta posição, uma vez que os extensômetros instalados antes da concretagem foram posicionados no meio do vão e nas proximidades, distantes do ponto de aplicação da carga atual. Foram também instalados dois extensômetros nas faces laterais das lajes, posicionados perpendicularmente à provável linha de abertura de fissuras de cisalhamento. Com este procedimento, foi possível medir as deformações no concreto, juntamente com a colaboração da abertura de fissuras.

Após os ensaios de fadiga, as lajes foram submetidas aos ensaios de ruptura estática, medindo-se a carga de ruptura ao cisalhamento após os carregamentos cíclicos de fadiga.

3.3 Ensaios Complementares

3.3.1 Ensaios de caracterização do concreto e do aço.

Os ensaios de caracterização do concreto foram realizados, em sua maioria, pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT, aos cuidados de Rafael Francisco Cardoso dos Santos, do Centro de Tecnologia de Obras de Infra-Estrutura.

Os ensaios de ruptura por compressão e ruptura por compressão diametral do concreto, bem como a determinação do módulo de elasticidade, foram feitos segundo as seguintes normas brasileiras:

- NBR 5739 – Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos – julho 1994;
- NBR 7222 – Concreto – Argamassa e concreto – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos – Março 1994;
- NBR 8522 – Concreto – Determinação do módulo de deformação Estática e Diagrama – Tensão Deformação – Maio 1984.

Os resultados obtidos dos ensaios de caracterização do concreto para os diversos grupos estão descritos nas tabelas 4.1 a 4.6.

As barras de aço utilizadas nas lajes cumpriram as exigências da NBR 7480/96. Os ensaios de tração nas barras e nas telas soldadas seguiram a NBR 6152 – Materiais Metálicos – Determinação das Propriedades Mecânicas à tração.

As características dos aços utilizados para as armaduras encontram-se nas tabelas 4.7 e 4.8 para barras e telas soldadas respectivamente.

4. RESULTADOS OBTIDOS E ANÁLISE

4.1 Ensaios Complementares

4.1.1 Ensaios de caracterização do concreto

Os ensaios de caracterização do concreto das lajes, com exceção das lajes do grupo 3B, foram realizados no mesmo dia do ensaio de ruptura estática, isto é, com aproximadamente 90 dias de idade, justificando, desta forma, o acréscimo da resistência à compressão, originalmente estimada em 30 MPa aos 28 dias de idade. Já as lajes do grupo 3B, as últimas a serem concretadas, foram ensaiadas aos 28 dias, obtendo-se assim as propriedades do concreto utilizado nesta idade.

Os resultados obtidos para os grupos estão descritos nas tabelas 4.1 a 4.6.

Tabela 4.1 - Características do concreto utilizado no Grupo 1A.

Laje	f_c (Mpa)	$f_{ct,sp}$ exp. (Mpa)	f_{ct} NBR6118 (Mpa)	Módulo de Elasticidade E_{ci} (GPa)
1	52	3.85	3.47	36.38
2	49	3.39	3.05	35.91
3	48	3.44	3.10	34.16

Tabela 4.2 - Características do concreto utilizado no Grupo 1B.

Laje	f_c (Mpa)	$f_{ct,sp}$ exp. (Mpa)	f_{ct} NBR6118 (Mpa)	Módulo de Elasticidade E_{ci} (GPa)
1	50	5.2	4.68	45.36
2	50	4.71	4.24	42.69
3	50	4.83	4.35	35.40
4	43	4.47	4.02	38.20
5	44	4.45	4.01	38.58

Tabela 4.3 - Características do concreto utilizado no Grupo 2A.

Laje	f_c (Mpa)	$f_{ct,sp}$ exp. (Mpa)	f_{ct} NBR6118 (Mpa)	Módulo de Elasticidade E_{ci} (GPa)
1	44	4.40	3.96	36.70
2	47	4.11	3.70	39.43
3	42	4.30	3.87	33.74

Tabela 4.4 - Características do concreto utilizado no Grupo 2B.

Laje	f_c (Mpa)	$f_{ct,sp}$ exp. (Mpa)	f_{ct} NBR6118 (Mpa)	Módulo de Elasticidade E_{ci} (GPa)
1	43	4.69	4.22	33.72
2	50	4.58	4.12	33.37
3	49	5.08	4.57	33.55

Tabela 4.5 - Características do concreto utilizado no Grupo 3A.

Laje	f_c (Mpa)	$f_{ct,sp}$ exp. (Mpa)	f_{ct} NBR6118 (Mpa)	Módulo de Elasticidade E_{ci} (GPa)
1	48	4.26	3.83	33.95
2	52	4.55	4.10	39.77
3	50	4.69	4.22	37.35

Tabela 4.6 - Características do concreto utilizado no Grupo 3B.

Laje	f_c (Mpa)	$f_{ct,sp}$ exp. (Mpa)	f_{ct} NBR6118 (Mpa)	Módulo de Elasticidade E_{ci} (GPa)
1	44	3.25	2.93	34.06
2	40	4.59	4.13	33.18
3	39	4.49	4.04	31.47

Onde:

f_c é a resistência à compressão do concreto para o dia de ensaio, obtida experimentalmente pela média das resistências dos corpos-de-prova ensaiados.

$f_{ct,sp}$ exp. é a resistência à tração indireta (tração por compressão diametral), obtida de ensaios realizados segundo a NBR 7222.

f_{ct} é a resistência à tração direta do concreto, considerada igual a $0,9f_{ct,sp}$, segundo a NBR 6118, item 8.2.5.

E_{ci} é o módulo de elasticidade tangente inicial cordal a 30% de f_c , obtido segundo ensaio descrito na ABNT NBR 8522.

Nota-se que as resistências à compressão do concreto das lajes foram superiores ao valor de 30 MPa como estipulado no início deste trabalho. Contudo, para os grupos estudados, a posição da linha neutra não atingiu profundidade maior que 2,5cm. Desta forma, esta diferença de resistência não alterou significativamente os resultados obtidos.

4.1.2 Ensaios de caracterização do aço

Foram utilizados para as armaduras aços CA-50 para barras e telas soldadas. As características desses aços encontram-se nas tabelas 4.7 e 4.8., obtidas pelos ensaios de tração realizados.

Tabela 4.7 - Características do aço para as barras isoladas.

ϕ (mm)	$A_{s,ef}$ (cm ²)	f_y (MPa)	ϵ_y (‰)	E (GPa)
8	0.503	603	3.03	198.80
10	0.785	592	3.10	191.08

Tabela 4.8 - Características do aço para as telas soldadas.

ϕ (mm)	$A_{s,ef}$ (cm ²)	f_y (MPa)	ϵ_y (‰)	E (GPa)
8	0.503	600	3.02	198.80
10	0.785	583	2.75	211.73

Os diagramas típicos de tensão x deformação do aço das barras isoladas e das telas soldadas, com diâmetros $\phi 8$ e $\phi 10$ estão indicados nas figuras 4.1 a 4.4. Nestes diagramas, não foi possível mostrar o comportamento do aço até a ruptura, pois os extensômetros utilizados não foram capazes de medir deformações maiores do que as indicadas.

Figura 4.1 - Diagrama tensão x deformação das barras com $\phi 8$ mm.

Figura 4.2 - Diagrama tensão x deformação das barras com $\phi 10$ mm.

Figura 4.3 - Diagrama tensão x deformação das telas soldadas com ϕ 8 mm.

Figura 4.4 - Diagrama tensão x deformação das telas soldadas com ϕ 10 mm.

4.2 Ensaios de fadiga de barra ao ar

Estão apresentados nas tabelas 4.9 e 4.10 as flutuações de tensão aplicadas às barras e às telas, e o respectivo número de ciclos até a ruptura.

Tabela 4.9 - Resultados obtidos para os conjuntos 1,2 e 3 – barras isoladas.

<i>Barras</i>	Conjunto 1		Conjunto 2		Conjunto 3	
	$\Delta\sigma = 364\text{MPa}$		$\Delta\sigma = 250\text{MPa}$		$\Delta\sigma = 198\text{MPa}$	
	CP	N	CP	N	CP	N
	1	245.180	7	940.029	13	222.0652
	2	195.600	8	823.040	14	135.1284
	3	213.600	9	665.009	15	6.000.000 s/ruptura
	4	276.750	10	744.114	16	6.000.000 s/ruptura
	5	233.100	11	656.000	17	6.000.000 s/ruptura
	6	288.100	12	638.876	18	6.000.000 s/ruptura

Tabela 4.10 - Resultados obtidos para os conjuntos 4,5 e 6 – telas soldadas.

<i>Telas</i>	Conjunto 4		Conjunto 5		Conjunto 6	
	$\Delta\sigma = 364\text{MPa}$		$\Delta\sigma = 250\text{MPa}$		$\Delta\sigma = 198\text{MPa}$	
	CP	N	CP	N	CP	N
	19	108.508	25	215.064	31	369.684
	20	113.681	26	124.708	32	419.658
	21	95.182	27	346.370	33	227.930
	22	77.820	28	188.782	34	353.794
	23	85.513	29	139.350	35	351.362
	24	77.361	30	191.052	36	310.800

Foram calculados inicialmente para cada conjunto, a média N_m e o desvio padrão. Com o intuito de se avaliar a variabilidade dos resultados obtidos, lançou-se mão do parâmetro adimensional “n”, o qual mede a dispersão dos dados, dividindo-se cada “N” obtido pela média do conjunto. As tabelas 4.11 e 4.12 ilustram estes resultados.

Tabela 4.11 - Resultados obtidos para os conjuntos 1 e 2 – Barras Isoladas.

Conjunto 1 (Barras Isoladas) - $\Delta\sigma = 364$ MPa					
CP	N	MÉDIA (N_m)	DESVIO PADRÃO N	$n=N/N_m$	DESVIO PADRÃO n
1	245.180	242.055	35.726	1.013	0.148
2	195.600			0.808	
3	213.600			0.882	
4	276.750			1.143	
5	233.100			0.963	
6	288.100			1.190	
Conjunto 2 (Barras Isoladas) - $\Delta\sigma = 250$ MPa					
CP	N	MÉDIA (N_m)	DESVIO PADRÃO N	$n=N/N_m$	DESVIO PADRÃO n
7	940.029	744511	118074	1.263	0.159
8	823.040			1.105	
9	665.009			0.893	
10	744.114			0.999	
11	656.000			0.881	
12	638.876			0.858	
Média Desvio Padrão n (Conjuntos 1 e 2)					0.153

Tabela 4.12 - Resultados obtidos para os conjuntos 4,5 e 6 – Telas Soldadas.

Conjunto 4 (Telas Soldadas) - $\Delta\sigma = 364$ MPa					
CP	N	MÉDIA (N_m)	DESVIO PADRÃO N	$n=N/N_m$	DESVIO PADRÃO n
19	108.508	93011	15518	1.167	0.167
20	113.681			1.222	
21	95.182			1.023	
22	77.820			0.837	
23	85.513			0.919	
24	77.361			0.832	
Conjunto 5 (Telas Soldadas) - $\Delta\sigma = 250$ MPa					

CP	N	MÉDIA (N _m)	DESVIO PADRÃO N	n=N/N _m	DESVIO PADRÃO n
25	215.064	200888	78993	1.071	0.393
26	124.708			0.621	
27	346.370			1.724	
28	188.782			0.940	
29	139.350			0.694	
30	191.052			0.951	

Conjunto 6 (Telas Soldadas) - $\Delta\sigma = 198$ MPa

CP	N	MÉDIA (N _m)	DESVIO PADRÃO N	n=N/N _m	DESVIO PADRÃO n
31	369.684	338871	64731	1.091	0.191
32	419.658			1.238	
33	227.930			0.673	
34	353.794			1.044	
35	351.362			1.037	
36	310.800			0.917	

Média Desvio Padrão n (Conjuntos 4, 5 e 6) 0.250

De acordo com os resultados calculados, percebe-se que a variabilidade do fenômeno da fadiga de barras isoladas para os conjuntos 1 e 2 não depende da flutuação de tensão aplicada, uma vez que o desvio padrão do parâmetro adimensional “n” calculado para esses conjuntos são semelhantes. Já nos caso das telas, ou seja, conjuntos 4, 5 e 6, nota-se que a variabilidade aumentou em relação às barras. Os resultados obtidos para o conjunto 3, por apresentarem maior complexidade, serão discutidos posteriormente.

Para os ensaios realizados em barras isoladas (conjuntos 1 e 2), apesar das diferentes variações de tensão aplicadas, pode-se concluir que estes dois conjuntos podem ser agrupados em um único grupo, no tocante à variabilidade e conseqüente determinação do número de ciclos característico de cada ponto da Curva de Wöhler.

Com relação aos conjuntos 4,5 e 6, admitiu-se que a variabilidade entre eles, e mais especificamente do grupo 5, não é propriedade desse nível de flutuação de tensão, mas do processo de soldagem em si, sendo portanto estudados conjuntamente.

De acordo com os resultados obtidos nos ensaios, fica claro que barras e telas devem ser sempre analisadas separadamente, visto que elas apresentam variabilidades significativamente diferentes. Isto se deve à presença das soldas existentes nas telas, fator determinante na diminuição da resistência à fadiga.

As figuras 4.5 e 4.6 ilustram os gráficos de distribuição normal para os conjuntos 1 e 4 individualmente, e as figuras 4.7 3 4.8 os resultados obtidos para as barras isoladas e telas soldadas conjuntamente.

Figura 4.5 - Curva de distribuição normal para o conjunto 1 – barras isoladas.

Figura 4.6 - Curva de distribuição normal para o conjunto 4 – telas soldadas.

Figura 4.7 - Curva de distribuição normal dos resultados obtidos para barras isoladas $\phi 10\text{mm}$.

Figura 4.8 - Curva de distribuição normal dos resultados obtidos para telas soldadas $\phi 10\text{mm}$.

A variabilidade dos resultados relativos às barras, conjuntos 1 e 2, e para as telas, conjuntos 4,5 e 6, conforme dito anteriormente, foi estimada com base no desvio padrão do adimensional “n”. O coeficiente de variação “cv” é média dos desvios padrões deste parâmetro.

Os valores característicos “ N_k ” para cada um dos três pontos da curva de Wöhler, relativos às flutuações de tensão aplicadas, para barras e telas, foram determinados através da equação 4.1, com 95% de confiança:

$$N_k = N_m - 1,64 \times cv \times N_m \quad (4.1)$$

Onde:

N_k = Valor característico do número de ciclos para dada flutuação.

N_m = Média do número de ciclos para dada flutuação (ver tabela 4.5).

cv = Coeficiente de variação, igual a média do desvio padrão do número adimensional “n” para barras e telas.

A tabela 4.13 resume os valores de N_m e cv para os conjuntos.

Tabela 4.13 - Valores de “Nm” e “cv” para os diversos conjuntos.

Conjunto	N_m	cv
1	242.055	0.153
2	744.511	0.153
3	4.595.323	-
4	93.011	0.250
5	200.888	0.250
6	338.871	0.250

Os resultados obtidos estão descritos na tabela 4.14.

Tabela 4.14 - Valores de “N_k” para os diversos conjuntos.

Grupo	N_k
1	181.319
2	557.698
3	-
4	54.877
5	118.524
6	199.934

Com relação ao conjunto 3, verifica-se que, mesmo com alguns resultados excepcionais, com as barras suportando mais de 6 milhões de ciclos sem presenciar sinais de fadiga, algumas romperam com aproximadamente 2 milhões de ciclos ou até mesmo menos que isso. Para este nível de flutuação de tensão, onde os ensaios são muito demorados e caros, é necessário mais tempo e um número maior de amostras para se concluir com clareza o comportamento do aço nestas condições.

As figuras 4.9 a 4.11 ilustram os formatos das curvas de Wöhler para as barras isoladas e telas soldadas respectivamente.

Figura 4.9 - Curvas de Wöhler para barras isoladas.

Figura 4.10 - Curvas de Wöhler para telas soldadas.

Figura 4.11 - Curvas de Wöhler para barras isoladas e telas soldadas.

Nas figuras abaixo estão apresentados as comparações entre as curvas de Wöhler da NBR 6118 – 2003, que é a mesma adotada pelo CEB-FIP Model Code 1990 (1991), com as curvas características dos ensaios.

Figura 4.12 - Comparação entre as Curvas de Wöhler das Barras Isoladas.

Figura 4.13 - Comparação entre as Curvas de Wöhler das telas soldadas.

4.3 Ensaios de lajes de concreto armado

Durante a realização dos ensaios dos diversos grupos, tanto para os ensaios de ruptura estática quanto para os ensaios de fadiga, um dos objetivos foi avaliar o desempenho das lajes com relação ao comportamento da interface entre a pré-laje e a capa, onde se verificou que não houve qualquer tipo de ruptura nesta região, seja por descolamento ou escorregamento em função dos carregamentos estáticos e dinâmicos aplicados.

Serão apresentados os resultados das cargas de ruptura de todos os grupos ensaiados, bem como a carga de fissuração obtida. Uma vez que os comportamentos dos diversos grupos foram semelhantes em relação ao estado limite último de ruptura e fadiga, serão descritos detalhadamente alguns destes grupos como sendo representativos da pesquisa de uma forma geral, com exceção da primeira laje do grupo 2A, armada com telas soldadas e executada com pré-laje, cujas barras das telas romperam por fadiga devido à variação de tensão aplicada. Serão mostrados os resultados relativos ao grupo 1A, representando as lajes armadas com barras isoladas, com $A_s=2 \text{ cm}^2$, concretadas com pré-laje, bem como

os resultados do grupo 2A, identificando a ruptura por fadiga, e em seguida as lajes do grupo 3B, representando as lajes maciças armadas com $A_s=4 \text{ cm}^2$ com telas soldadas. Desta forma procurou-se abranger todas as características dos diversos grupos ensaiados. Os resultados dos demais grupos serão apresentados graficamente e em forma de planilhas.

4.3.1 Resultados e análise comparativa da carga de fissuração

Os ensaios de fissuração precederam os ensaios dinâmicos de fadiga. Antes de serem aplicados os carregamentos dinâmicos, foram aplicadas cargas verticais estáticas com a finalidade de fissurar a laje. As cargas de fissuração teóricas P_{cr}^t calculadas segundo a NBR 6118 e as obtidas experimentalmente P_{cr}^e são demonstradas na tabela 4.15.

Tabela 4.15 - Quadro resumo das cargas de fissuração teórica e obtidas experimentalmente.

Grupo	Laje	P_{cr}	P_{cr}	Desvio %
		Teórico kN	Experimental kN	
Grupo 1A	L1	18.15	16.00	-13.42
	L2	16.08	14.70	-9.36
	L3	16.32	14.00	-16.59
Grupo 1B	L1	24.16	22.10	-9.33
	L2	21.94	17.66	-24.26
	L3	22.49	18.70	-20.25
	L4	20.86	22.30	6.46
	L5	20.81	21.45	2.99
Grupo 2A	L1	20.56	18.84	-9.15
	L2	19.33	18.31	-5.57
	L3	20.12	16.43	-22.45
Grupo 2B	L1	23.57	24.45	3.59
	L2	21.35	-	-
	L3	23.57	21.45	-9.89
Grupo 3A	L1	19.92	16.20	-22.97
	L2	21.25	20.50	-3.68
	L3	21.89	19.05	-14.93
Grupo 3B	L1	15.43	16.35	5.60
	L2	21.40	19.88	-7.65
	L3	20.96	21.88	4.22

O desvio foi calculado da seguinte forma:

$$Desvia(\%) = \left(\frac{P_{cr \text{ exp}} - P_{cr \text{ teor.}}}{P_{cr \text{ exp}}} \right) \times 100$$

Pode-se observar pelos valores acima demonstrados que as cargas de fissuração experimentais obtiveram uma variação de 3% a 24% em relação às teóricas, sendo as cargas de fissuração obtidas experimentalmente na maioria dos casos inferiores às teóricas.

4.3.2 Resultados e análise comparativa dos ensaios de ruptura estática

Os ensaios de ruptura estática foram realizados com o objetivo de se avaliar o comportamento das lajes antes e depois dos carregamentos cíclicos.

A carga de ruptura dos ensaios foi definida como sendo aquela correspondente à deformação de 10% no aço indicada pelos extensômetros que mediram as maiores deformações, os quais corresponderam aqueles posicionados os mais próximos das fissuras. A tabela 4.16 apresenta um quadro resumo contendo os valores das cargas de ruptura estimadas e as cargas de ruptura obtidas nos ensaios para os diversos grupos.

Tabela 4.16 - Quadro resumo das cargas de ruptura estimadas e obtidas experimentalmente.

Grupo	Laje	Ensaio Realizados	F _{u,est} (kN)	F _{u,rup} (kN)	Desvio %
1A	1	Ruptura	31.66	37.00	14.4
1A	2	Fadiga/Ruptura	31.60	37.50	15.7
1A	3	Fadiga/Ruptura	31.58	38.75	18.5
1B	1	Fadiga/Ruptura	59.42	*	-
1B	2	Fadiga/Ruptura	59.42	62.00	4.2
1B	3	Fadiga	59.42	*	-
1B	4	Fadiga/Ruptura	59.23	65.00	8.9
1B	5	Fadiga/Ruptura	59.36	72.00	17.6
2A	1	Fadiga	31.39	*	-
2A	2	Fadiga/Ruptura	31.42	36.00	12.7
2A	3	Ruptura	31.31	40.00	21.7

Grupo	Laje	Ensaio Realizados	$F_{u,est}$ (kN)	$F_{u,rup}$ (kN)	Desvio %
2B	1	Fadiga	58.43	*	-
2B	2	Fadiga	58.92	*	-
2B	3	Fadiga	58.70	*	-
3A	1	Fadiga/Ruptura	31.45	42.50	26.0
3A	2	Fadiga/Ruptura	31.67	46.25	31.5
3A	3	Ruptura	31.49	45.00	30.0
3B	1	Fadiga/Ruptura	58.55	71.25	17.8
3B	2	Fadiga/Ruptura	58.10	65.00	10.6
3B	3	Ruptura	57.74	72.25	20.1

Sendo:

$F_{u,est}$: carga estimada de ruptura para o ensaio, calculada a partir dos valores de f_c e f_y obtidos dos ensaios de caracterização;

$F_{u,rup}$: carga de ruptura obtida experimentalmente.

O desvio foi calculado da seguinte forma:

$$Desvio(\%) = \left(\frac{F_{u,rup} - F_{u,est}}{F_{u,rup}} \right) \times 100$$

Algumas lajes foram perdidas durante ou após os ensaios de fadiga, indicadas na tabela acima pelo símbolo (*). A laje 3 do grupo 1B foi perdida durante o ensaio de fadiga devido a um descontrole do sistema de ensaio, o qual levou o curso do atuador ao deslocamento máximo. A fim de se comprovar este fato, foi realizada uma inspeção na laje com a retirada de um trecho das barras, constatando-se que realmente não houve ruptura por fadiga. A laje 1 do grupo 2A rompeu por fadiga, a qual será discutida em detalhes posteriormente no item 4.1.2.. Já as lajes do grupo 2B foram ensaiadas em um intenso período de chuvas, ocasionando quedas e/ou picos de energia no LEM. Mesmo utilizando-se no-breaks no sistema de controle e aquisição de dados, houve um descontrole no sistema de ensaio gerado pelas quedas de energia. Desta forma, perdeu-se a laje 1 durante o ensaio dinâmico e as lajes 2 e 3 após o término do ensaio dinâmico, porém antes da realização do ensaio estático.

Dos resultados da tabela 4.16 pode-se observar que a variação entre as cargas de ruptura obtidas experimentalmente foi de 4,2% a 31,5% em relação às cargas de ruptura teóricas, sendo as obtidas experimentalmente sempre superiores. Analisando-se as cargas de ruptura das lajes fadigadas e as não fadigadas, pode-se notar que a variação entre esses resultados é baixa, com valores ligeiramente superiores e inferiores entre si, evidenciando-se que a resistência última das peças não se altera quando as mesmas são submetidas a carregamentos cíclicos sem sofrerem ruptura por fadiga, como se pode observar na tabela 4.17.

Tabela 4.17 - Comparação entre as lajes fadigadas e não fadigadas em relação à carga de ruptura.

$F_{u,rupt}$	Grupo 1A		Grupo 2A	Grupo 3A		Grupo 3B	
	L2/L1	L3/L1	L2/L3	L1/L3	L2/L3	L1/L3	L2/L3
%	1.33	4.52	-11.11	-5.88	2.70	-1.40	-11.15

Um ponto muito importante a ser discutido neste trabalho, tendo em vista as lajes executadas com pré-lajes e as lajes maciças, é a determinação das rigidezes das lajes, as quais estão bastante interligadas com o problema de fissuração do concreto, influenciando o momento de inércia da seção. A determinação com exatidão do grau de fissuração de uma peça submetida a carregamentos estáticos ou dinâmicos é difícil, uma vez que a fissuração é um fenômeno que ocorre progressivamente. A fissuração ocorre quando os momentos solicitantes são maiores que o momento de fissuração, causando uma redução da rigidez à flexão.

Geralmente as peças fletidas de concreto armado estão em parte no estágio I e II. Nas seções mais solicitadas geralmente há grande fissuração, diminuindo conforme se afasta de tal região. Sendo assim, faz-se necessário considerar um grau de fissuração intermediário entre a seção fissurada e a não fissurada.

Branson (1977) desenvolveu uma relação empírica para o cálculo do produto de rigidez equivalente de uma seção de concreto, sujeita a momentos

fletores maiores que o momento de fissuração. A NBR 6118 adota a mesma expressão, abaixo descrita na equação 4.1:

$$(EI)_{eq} = E_{cs} \times \left\{ \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \times I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] \times I_{II} \right\} \leq E_{cs} \times I_c \quad (4.1)$$

Sendo:

I_c : Momento de inércia da seção bruta de concreto;

I_{II} : Momento de inércia da seção fissurada de concreto no estágio II;

M_a : Momento fletor máximo na seção crítica do vão considerado, para a combinação de ações em serviço no presente caso;

M_r : Momento de fissuração da peça, calculado como descrito no item 3.2.4;

E_{cs} : Módulo de elasticidade secante do concreto.

Foram calculados os produtos de rigidezes das lajes segundo a NBR 6118 (EI_{II} teóricos) no estágio II e os produtos de rigidezes equivalentes (EI_{eq}) utilizando-se a formulação de Branson, considerando-se a contribuição entre fissuras. Em seguida, dos diagramas de carga x deformação e carga x deslocamento, foram obtidos os produtos de rigidezes experimentais no estágio II e equivalentes. Para a determinação experimental dos produtos de rigidezes foram utilizados valores de cargas em serviço, variando entre a carga de fissuração e a de ruptura da peça. A tabela 4.17 indica os resultados obtidos para os grupos ensaiados.

Tabela 4.18 - Comparação entre os produtos de rigidezes no estágio II e equivalentes teóricos segundo a NBR e obtidos experimentalmente.

Grupo	Laje	EI _{II}		Desvio %	EI _{eq}		Desvio %
		Experim. kN.cm ²	NBR 6118 kN.cm ²		Experim. kN.cm ²	NBR 6118 kN.cm ²	
1A	1	3689114	2818868	23.59	6603684	8737481	-32.31
1A	2	5357003	2805877	47.62	5943315	6694576	-12.64
1A	3	3571335	2801619	21.55	6044049	6838136	-13.14
1B	2	5740524	4984981	13.16	5894197	6482992	-10.0
1B	4	6435554	4906748	23.76	8104521	6074512	25.05
1B	5	5174735	4919276	4.94	7906850	6093687	22.93
2A	2	2935958	2799900	4.63	5845884	9582148	-63.91
2A	3	4215317	2745500	34.87	5571858	10057362	-80.50
3A	1	3006952	2803151	6.78	4692091	10401646	-121.68
3A	2	3671169	2818070	23.24	4862713	10265342	-111.10
3A	3	4054156	2810467	30.68	5557385	10768359	-93.77
3B	1	5703347	4919343	13.75	7204019	5375983	25.38
3B	2	5602734	4873981	13.01	8531975	6081126	28.73
3B	3	5908965	4854287	17.85	7906850	5968088	24.52

Sendo:

EI_{II} experimental: produto de rigidez no estágio II puro, calculado a partir dos resultados obtidos pelos diagramas de força x deformação.

EI_{II} NBR 6118: produto de rigidez no estágio II puro, calculado segundo a NBR 6118 para os valores de resistência f_c do concreto de cada laje e utilizando aço CA50, com $E_s=210\text{MPa}$.

EI_{eq} experimental: produto de rigidez equivalente calculado a partir dos resultados obtidos pelos diagramas de força x deslocamento.

EI_{eq} NBR 6118: produto de rigidez equivalente calculado segundo a equação 4.1, com os valores de resistência f_c do concreto de cada laje e utilizando aço CA50, com $E_s=210\text{MPa}$.

Os desvios foram calculados da seguinte forma:

$$Desvio(\%) = \left(\frac{EI_{II \text{ exp}} - EI_{II \text{ NBR}}}{EI_{II \text{ exp}}} \right) \times 100 \quad \text{para a comparação entre o}$$

produto de rigidez no estágio II experimental e calculado segundo a NBR 6118, e

$$Desvio(\%) = \left(\frac{EI_{eq} \exp - EI_{eq} NBR}{EI_{eq} \exp} \right) \times 100 \quad \text{para a comparação entre o}$$

produto de rigidez equivalente experimental e calculado segundo a NBR 6118.

Não foi possível obter-se os resultados para as lajes do grupo 2B e para a laje L1 do grupo 2A, uma vez que não foram realizados ensaios de ruptura nessas lajes, por motivos esclarecidos anteriormente.

A seguir serão analisadas as lajes dos grupos 1A, 2A e 3B detalhadamente.

4.3.2.1 Grupo 1A

Este grupo possui $A_s = 2\text{cm}^2$, armado com barras isoladas e foi executado com pré-laje. A laje L1 foi submetida somente ao ensaio de ruptura estática e as lajes L2 e L3 aos ensaios dinâmicos de fadiga e em seguida, aos ensaios de ruptura. A figura 4.14 ilustra o diagramas de carga vertical x deformação para a laje 1 obtido no ensaio.

Figura 4.14 - Diagrama de força x deformação nos extensômetros E2, E3 e E4 da laje L1, com indicação dos estádios I e II e cargas de fissuração.

No diagrama de carga vertical x deformação pode-se observar claramente os estádios de rigidez da peça ensaiada, iniciando-se no estágio I com a peça ainda não fissurada, passando pela carga de fissuração P_{cr} início do estágio II e atingindo a ruptura no estágio III. A figura 4.15 mostra as fissuras da laje após vários carregamentos.

Figura 4.15 - Laje L1 após vários carregamentos do ensaio de ruptura estática. Abertura maior de fissuras.

Nas lajes L2 e L3, apenas o extensômetro E2 e E3 estavam medindo as deformações respectivamente, uma vez que os demais deixaram de medir as leituras no decorrer do ensaio dinâmico.

Figura 4.16 - Diagrama de força x deformação no extensômetro E3 – laje L2.

Figura 4.17 - Diagrama carga vertical x deformação no extensômetro E3 – laje L3.

A figura 4.18 ilustra os diagramas de carga vertical x deformação das três lajes conjuntamente.

Figura 4.18 - Comparação entre os diagramas de carga vertical x deformação para as lajes L1, L2 e L3.

Na figura 4.18 pode se observar que as deformações lidas no extensômetro da laje L2 são menores do que as obtidas das lajes L1 e L3. Isso se deve ao fato de que o extensômetro da laje L2 estava posicionado a 15 cm do centro da laje, fora da região de fissuração, ao contrário dos extensômetros das lajes L1 e L3, estes posicionados na região de fissuração. Devido a este fato, subtrairam-se os resultados das deformações dessa laje das comparações efetuadas. Pode-se também observar o comportamento similar das leituras de deformações das lajes L1 (não fadigada) e L3 (fadigada) com diferenças apenas no trecho inicial tendo em vista a não existência de fissuras no início do carregamento da laje L1, ao contrário da laje L3, que já se encontrava fissurada quando no ensaio de ruptura.

O produto de rigidez experimental EI_{II} obtido pelo gráfico de força x deformação foi sempre maior que o calculado pela NBR 6118, estando esta a favor da segurança em aproximadamente 33% calculados a partir da média das lajes, conforme ilustra a tabela 4.19.

Tabela 4.19 - Comparação entre os produtos de rigidezes no estágio II segundo a NBR 6118 e obtidos experimentalmente.

Grupo	Laje	EI_{II}	EI_{II}
		Experim.	NBR 6118
		$kN.cm^2$	$kN.cm^2$
1A	1	3689114	2818868
	2	5357003	2805877
	3	3571335	2801619
	Média	4205817	2808788
	$EI_{II} \text{ Exp} / EI_{II} \text{ NBR 6118}$	33.22	
	%		

Ainda segundo a tabela 4.19, nota-se que o produto de rigidez EI_{II} da laje L1, obtido experimentalmente, é 3,3% superior ao da laje L3, submetida aos carregamentos de fadiga. Isto indica que a laje L3 praticamente não teve perda de rigidez após os carregamentos cíclicos. Para esta análise foi desconsiderada a laje L2, tendo em vista que as deformações medidas pelo extensômetro foram menores que as medidas pelas lajes L1 e L3, por se localizar fora da região de fissuras.

A seguir são apresentados os diagramas de carga x deslocamento para as lajes L1, L2 e L3 nas figuras 4.19 a 4.21 respectivamente, bem como a comparação dos deslocamentos obtidos pelas três lajes na figura 4.22.

Figura 4.19 - Diagrama carga vertical x deslocamento – laje L1.

Figura 4.20 - Diagrama carga vertical x deslocamento – laje L2.

Figura 4.21 - Diagrama carga vertical x deslocamento – laje L3.

Figura 4.22 - Comparação entre os deslocamentos das lajes L1, L2 e L3.

Da figura 4.22 pode-se observar que, com relação aos deslocamentos, as lajes L1, L2 e L3 apresentam comportamento para os níveis de carregamento em serviço semelhantes entre si, da mesma forma que observados no gráfico força x deformação da figura 4.18. Todos os deslocamentos medidos situam-se entre os estádios I e II. O produto de rigidez equivalente EI_{eq} obtido experimentalmente foi sempre menor que o calculado pela NBR 6118 segundo a formulação de Branson (1977), conforme indica a tabela 4.18. O mesmo se repetiu para os grupos 2A e 3A, todos com armadura longitudinal $A_s=2\text{cm}^2$. Este fato demonstra que para peças com pouca armadura, o produto de rigidez equivalente EI_{eq} calculado não é bem representado por tal formulação. Isto acontece devido ao fato de que em peças com pouca armadura, o valor do momento máximo atuante na peça é muito próximo ao valor do momento de fissuração M_r .

Comparando-se os valores dos produtos de rigidezes equivalentes EI_{eq} das lajes L1 e L3, tanto os obtidos experimentalmente quanto pela NBR 6118, pode-se observar que os valores obtidos para a laje L3 são menores que os obtidos para a laje L1, como ocorrido no gráfico de força x deformação. No entanto estas diferenças são pequenas de onde não se pode concluir que a laje fadigada tenha perdido rigidez devido aos carregamentos cíclicos.

4.3.2.2 Grupo 2A

Este grupo possui $A_s = 2\text{cm}^2$, armado com telas soldadas e foi executado com pré-laje. As lajes L1 e L2 foram submetidas aos ensaios dinâmicos de fadiga, sendo que a laje L1 apresentou ruptura por fadiga, conforme será relatado no item 4.3.3.2. A laje L3 foi submetida ao ensaio de ruptura estática, bem como a laje L2, após os ensaios dinâmicos. A figura 4.23 ilustra os diagramas de carga vertical x deformação obtidos para a laje L2.

Figura 4.23 - Diagrama carga vertical x deformação nos extensômetros E1, E2, E3 e EE – laje L2.

Pelo fato da laje L2 já estar fissurada quando da execução do ensaio de ruptura estática, não se vê claramente a carga de fissuração. Nota-se claramente o comportamento dos extensômetros E1 e EE, posicionados no meio do vão, apresentando maiores leituras de deformações e os posicionados a 15 cm medindo deformações menores, uma vez que eles não estavam localizados na região de maior fissuração.

A figura 4.23 ilustra o diagrama de carga vertical x deformação obtido para a laje L3.

Figura 4.24 - Diagrama carga vertical x deformação nos extensômetros E1, E3 e EE – laje L3.

Figura 4.25 - Comparação entre os diagramas de carga vertical x deformação para as lajes L2 e L3.

As lajes L2 e L3 apresentaram comportamentos semelhantes em relação às deformações, novamente apenas com diferenças no trecho inicial tendo em vista que a laje L2 já estava fissurada quando foi realizado o ensaio estático de ruptura.

O produto de rigidez experimental EI_{II} obtido pelo gráfico de força x deformação foi sempre maior que o calculado pela NBR 6118, estando esta a favor da segurança em aproximadamente 23% calculados a partir da média das lajes, conforme ilustra a tabela 4.20.

Tabela 4.20 - Comparação entre os produtos de rigidezes no estágio II segundo a NBR 6118 e obtidos experimentalmente.

Grupo	Laje	EI_{II}	EI_{II}
		Experim. $kN.cm^2$	NBR 6118 $kN.cm^2$
2A	2	2935958	2799900
	3	4215317	2745500
Média		3575638	2772700
$EI_{II} \text{ Exp.} / EI_{II} \text{ NBR 6118}$		22.46	
%			

A seguir são apresentados os diagramas de carga x deslocamento para as lajes L2 e L3 nas figuras 4.26 e 4.27 respectivamente, bem como a comparação dos deslocamentos obtidos pelas três lajes na figura 4.28.

Figura 4.26 - Diagrama carga vertical x deslocamento – laje L2.

Figura 4.27 - Diagrama carga vertical x deslocamento – laje L3.

Figura 4.28 - Comparação entre os diagramas de carga vertical x deslocamento para as lajes L2 e L3.

Da figura 4.28 pode-se observar que, com relação aos deslocamentos, as lajes L2 e L3 apresentaram praticamente o mesmo comportamento para os níveis de carregamento em serviço. Todos os deslocamentos medidos situam-se entre os estádios I e II. O produto de rigidez equivalente EI_{eq} obtido experimentalmente foi sempre menor que o calculado pela NBR 6118 segundo a formulação de Branson (1977), conforme já mencionado no item 4.3.2.1, fato ocorrido para todas as lajes com pouca armadura longitudinal $A_s=2\text{cm}^2$.

Comparando-se os valores dos produtos de rigidezes equivalentes EI_{eq} das lajes L2 e L3 obtidos experimentalmente, nota-se que a laje L3 apresentou uma pequena diminuição da ordem de 4,7%. Esta pequena variação não é representativa o suficiente para se concluir que a laje L2 adquiriu resistência ao ser fadigada. Este fato apenas indica a variabilidade do produto de rigidez, ora com valores inferiores e ora superiores, conforme constatado no grupo 1A, onde a laje não fadigada L1 apresentou uma rigidez maior que as lajes não fadigadas.

4.3.2.3 Grupo 3B

Este grupo possui $A_s = 4\text{cm}^2$, armado com telas soldadas e foi concretado em uma única etapa. A laje L3 foi submetida somente ao ensaio de ruptura estática e as lajes L1 e L2 aos ensaios dinâmicos de fadiga e em seguida, aos ensaios de ruptura. As figuras 4.28 a 4.31 respectivamente, ilustram a laje L1 pronta para ser ensaiada e os diagramas de carga vertical x deformação para as lajes L1, L2 e L3 obtidos para os ensaios.

Figura 4.29 - Laje L1 posicionada e pronta para ser ensaiada.

Figura 4.30 - Diagrama carga vertical x deformação nos extensômetros E1, E2 e EE – laje L1.

Figura 4.31 - Diagrama carga vertical x deformação nos extensômetros E2 e EE – laje L2.

Figura 4.32 - Diagrama carga vertical x deformação nos extensômetros E2, E3 e E4 e EE – laje L3.

A figura 4.33 ilustra o gráfico comparativo de carga vertical x deformação das lajes ensaiadas. As deformações de cada laje foram obtidas apartir da média das leituras dos extensômetros. Pode-se observar o comportamento similar das leituras de deformações das lajes L3 (não fadigada) e L1 e L2 (fadigadas) entre os estádios I e II.

Figura 4.33 - Comparação entre os diagramas de carga vertical x deformação para as lajes L1, L2 e L3.

A tabela 4.21 indica a comparação entre os produtos de rigidezes no estágio II experimentais e calculados segundo a NBR 6118. Observa-se que houve uma diferença de aproximadamente 15% entre os valores, calculados pelas médias das lajes, estando a NBR 6118 a favor da segurança, com valores menores.

Tabela 4.21 - Comparação entre os produtos de rigidezes no estágio II teóricos e experimentais.

Grupo	Laje	E_{II}	E_{II}
		Experim. $kN.cm^2$	NBR 6118 $kN.cm^2$
3B	1	5703347	4919343
	2	5602734	4873981
	3	5908965	4854287
Média		5738349	4882537
$E_{II} \text{ Exp.} / E_{II} \text{ NBR 6118}$		14.91	
%			

As figuras 4.34 a 4.36 ilustram os diagramas de carga vertical x deslocamento e as retas limites dos estádios I e II, para as lajes L1, L2 e L3 respectivamente.

Figura 4.34 - Diagrama carga vertical x deslocamento – laje L1.

Figura 4.35 - Diagrama carga vertical x deslocamento – laje L2.

Figura 4.36 - Diagrama carga vertical x deslocamento – laje L3.

A figura 4.37 apresenta uma comparação das curvas de carga vertical x deslocamento entre as lajes L1, L2 e L3, bem como as curvas limites dos estádios I e II.

Figura 4.37 - Comparação entre os diagramas de carga vertical x deslocamento para as lajes L1, L2 e L3.

Fica evidente que as lajes apresentam comportamentos semelhantes, como nos diagramas de carga x deformação. Analisando-se os produtos de rigidezes equivalentes experimentais e calculados pela NBR 6118, conforme indicado na tabela 4.21, observa-se que os valores calculados pela NBR 6118 foram menores que os obtidos experimentalmente em aproximadamente 26%, calculados pela média dos valores das lajes, estando a favor da segurança. O mesmo aconteceu com as lajes do grupo 1B, com valores 24% menores, ambas armadas com $A_s=4\text{cm}^2$. Baseando-se nesses resultados, pode-se concluir que a formulação de Branson para o cálculo da rigidez equivalente apresenta bons resultados para peças normalmente armadas.

Tabela 4.22 - Comparação entre os produtos de rigidezes equivalentes experimentais e calculados pela NBR 6118.

Grupo	Laje	EI_{eq}	EI_{eq}
		Experim. $kN.cm^2$	NBR 6118 $kN.cm^2$
3B	1	7204019	5375983
	2	8531975	6081126
	3	7906850	5968088
		7880948	5808399
$EI_{eq} \text{ Exp.} / EI_{eq} \text{ Teórico}$		26.30	
%			

Analisando-se os produtos de rigidezes entre as lajes fadigadas L1 e L2 e a não fadigada L3, obte-se valores para a laje L3 aproximadamente 10% maiores em relação à laje L1, e 4,6% menores em relação à laje L2. De acordo com a variabilidade obtida, conclui-se que o produto de rigidez das peças fadigadas não se alteram significativamente em relação à não fadigada.

4.3.3 Resultados e análise dos ensaios dinâmicos de fadiga

A segunda etapa consistiu na aplicação dos carregamentos cíclicos de fadiga e por fim, foi realizado o ensaio de ruptura para avaliar o desempenho da peças após os ensaios dinâmicos.

A seguir são apresentados os resultados obtidos nos ensaios de fadiga para os grupos 1A, 2A e 3B.

4.3.3.1 Grupo 1A

As lajes L2 e L3 deste grupo foram ensaiadas com uma frequência de 6 Hz até 2×10^6 ciclos, já a laje L1 deste grupo foi submetida apenas ao ensaio de ruptura estática. Durante a realização dos ensaios de fadiga não foram encontrados indícios de ruptura, seja das barras ou na interface entre a pré-laje e a capa.

A tabela abaixo relata as características do início e no fim do ensaio da laje L2.

Tabela 4.23 - Características do ensaio da laje L2 no início e após 2×10^6 ciclos.

		Início	2×10^6 ciclos
Fmáx.	(kN)	15.57	16.25
Fmín.	(kN)	5.39	6.00
Curso máx.	(mm)	75.69	72.94
Curso mín.	(mm)	74.70	71.52
ϵ máx. (‰)	E1	1.617	-
	E2	0.177	-
	E3	0.135	1.369
	E4	1.850	-
ϵ mín. (‰)	E1	0.390	-
	E2	0.000	-
	E3	0.095	0.090
	E4	0.779	-
$\Delta\sigma$	(Mpa)	244	254

Como se pode observar na tabela acima, a laje foi ensaiada com uma flutuação de tensão inicial de aproximadamente $\Delta\sigma=244$ MPa obtida pela variação de deformação do extensômetro de maior leitura. As forças medidas pelo controlador indicavam uma variação de $\Delta F=10,2$ kN e uma variação do curso do atuador de 1mm. No final do ensaio, a variação de forças medida apresentou um pequeno aumento, sendo $\Delta F=10,25$ kN. Neste momento o extensômetro media uma variação de $\Delta\epsilon=1.279\%$, resultando em uma variação de tensão de $\Delta\sigma=254$ MPa, garantindo assim a flutuação de tensão estimada pelos cálculos descritos no item 3.2.5. As figuras 4.38 e 4.39 ilustram as características do ensaio da laje L2 no início do ensaio e ao final de 2×10^6 ciclos.

Figura 4.38 - Características do ensaio da laje L2 no início do ensaio.

Figura 4.39 - Visal geral do ensaio ao fim de 2×10^6 ciclos – laje L2.

A laje L3 apresentou as seguintes características no início do ensaio, descritas na tabela 4.24.

Tabela 4.24 - Características do ensaio da laje L3 no início e após 2×10^6 ciclos.

		Início	2×10^6 ciclos
F_{máx.}	(kN)	16.22	15.57
F_{mín.}	(kN)	6.29	6.69
Curso máx.	(mm)	55.4	60.3
Curso mín.	(mm)	54.1	59.1
ε máx. (‰)	E1	-	-
	E2	0.429	-
	E3	0.561	0.919
	E4	-	-
ε mín. (‰)	E1	-	-
	E2	0.111	-
	E3	0.321	0.000
	E4	-	-

No ensaio da laje L3, apenas os extensômetros E2 e E3 estavam lendo as deformações na armadura. Conforme a tabela acima, a laje foi ensaiada com uma variação de forças de $\Delta F = 10$ kN inicialmente e aproximadamente $\Delta F = 9$ kN ao

fim do ensaio, garantindo também a flutuação de forças estimadas. A variação do curso medido pelo atuador não se alterou, indicando que a laje se mostrou estável durante todo o ensaio, sem grandes variações de deslocamento.

A figura 4.40 ilustra o ensaio da laje L3 ao final de 2×10^6 ciclos ensaiados.

Figura 4.40 - Visal geral do ensaio ao fim de 2×10^6 ciclos – laje L3.

4.3.3.2 Grupo 2A

A laje L1 deste grupo foi a primeira laje armada com telas soldadas a ser submetida ao ensaio de fadiga tendo sido aplicada a mesma variação de tensão que as armadas com barras. Essa laje apresentou ruptura por fadiga após aproximadamente 100.000 ciclos (5 horas de ensaio). Por essa razão, a evolução do

ensaio desde o início até a efetiva ruptura será descrita detalhadamente em cada hora de realização do ensaio.

- **1ª hora de ensaio**

A seguir são apresentadas as características da primeira hora de ensaio na tabela 4.25 e os resultados gráficos nas figuras 4.41 e 4.42.

Tabela 4.25 - Características do ensaio no início e final da 1ª hora.

		Início 1a. hora	Final 1a. hora
F_{máx.}	(kN)	16.22	15.96
F_{mín.}	(kN)	5.91	6.29
Curso máx.	(mm)	73.39	73.44
Curso mín.	(mm)	72.51	72.56
e máx. (%)	E1	1.460	-
	E2	0.510	0.489
	E3	0.510	-
	EE	1.822	-
e mín. (%)	E1	0.670	-
	E2	0.410	0.449
	E3	0.410	-
	EE	0.783	-
$\Delta\sigma$ (MPa)		207	206

Figura 4.41 - Características do ensaio da laje L1 - início da 1ª hora.

Figura 4.42 - Visal geral da 1ª hora de ensaio – laje L1.

Como mostra a tabela acima, no início da 1ª hora, o extensômetro de maior deformação EE media uma variação de deformações $\Delta\varepsilon=1.039\%$, resultando em uma variação de tensão de aproximadamente $\Delta\sigma=207\text{MPa}$. Os extensômetros E1, E3 e EE deixaram de medir as deformações em 6.120 ciclos, 8.640 ciclos e 11.520 ciclos respectivamente. Excentuando-se a perda de leitura de parte dos extensômetros, pode-se observar pelos gráficos que o comportamento das telas à fadiga, nessa primeira hora, se mostrou sem significativas alterações.

- **2ª hora de ensaio**

A seguir são apresentadas as características da segunda hora de ensaio na tabela 4.26 e resultados gráficos na figura 4.43.

Tabela 4.26 - Características do ensaio no início e final da 2ª hora.

		Início 2a. hora	Final 2a. hora
F_{máx.}	(kN)	15.3	13.74
F_{mín.}	(kN)	6.29	8.00
Curso			
máx.	(mm)	73.39	73.86
mín.	(mm)	72.56	72.67
e máx. (‰)	E2	450	-
e mín. (‰)	E2	313	-
$\Delta\sigma$ (MPa)		191	121

Figura 4.43 - Características do 2ª hora de ensaio da laje L1, com diminuição da variação de forças e ruptura da 1ª barra da tela.

Durante a 2ª hora, o único extensômetro a efetuar leituras, E2, deixou de medir as deformações. O ensaio transcorreu praticamente inalterado até 39.600 ciclos, quando houve uma diminuição da variação de forças de aproximadamente 37%, e um aumento da variação do curso relativo medido pelo atuador, conforme indicam a tabela 4.26 e a figura 4.43. Baseando-se nas alterações acima relatadas, mesmo sem as medidas das deformações, porém através da variação das forças de $\Delta F=9\text{kN}$ para $\Delta F=5,74\text{kN}$, pode-se concluir que ocorreu naquele instante a ruptura da 1ª barra da tela, iniciando-se desta forma o processo de ruptura por fadiga da laje, fato comprovado pelas ocorrências das horas seguintes.

- **3ª hora de ensaio**

As características da terceira hora de ensaio são apresentadas na tabela 4.27 e resultados gráficos na figura 4.44.

Tabela 4.27 - Características do ensaio no início e final da 3ª hora.

		Início 3a. hora	Final 3a. hora
Fmáx.	(kN)	13.74	12.31
Fmín.	(kN)	8.26	9.43
Curso máx.	(mm)	73.44	75.31
Curso mín.	(mm)	72.56	74.32
$\Delta\sigma$ (MPa)		142	61

Figura 4.44 - Identificação da ruptura por fadiga da 2ª barra da tela na 3ª hora de ensaio – Laje L1.

Na 3ª hora de ensaio pode-se observar a evolução do processo de ruptura, com o rompimento da 2ª barras da tela, com aproximadamente 47.880 ciclos, fato evidenciado pela diminuição da variação de forças e o respectivo aumento do deslocamento relativo do curso do atuador. É fato que parcela desta diminuição da variação das forças foi decorrente da capacidade da bomba, uma vez que o ensaio é realizado por controle de forças. Como houve um aumento no deslocamento relativo do curso, com a frequência de ensaio mantida, houve uma decorrente diminuição da variação das forças. Porém esta parcela não é significativa em relação à diminuição de forças devido à ruptura da barra.

- **4ª hora de ensaio**

As características da quarta hora de ensaio são apresentadas na tabela 4.28. Verificou-se que a variação de forças se manteve praticamente inalterada.

Tabela 4.28 - Características do ensaio no início e final da 4ª hora.

		Início 4a. hora	Final 4a. hora
F_{máx.}	(kN)	12.44	12.43
F_{mín.}	(kN)	9.56	9.56
Curso máx.	(mm)	75.15	74.81
Curso mín.	(mm)	74.43	73.99
$\Delta\sigma$ (MPa)		61	62

- **5ª hora de ensaio**

As características da quinta hora de ensaio são apresentadas na tabela 4.29 e resultados gráficos na figura 4.45.

Tabela 4.29 - Características do ensaio no início da 5ª hora.

		Início 5a. hora
F_{máx.}	(kN)	12.3
F_{mín.}	(kN)	9.56
Curso máx.	(mm)	74.7
Curso mín.	(mm)	74.04
$\Delta\sigma$ (MPa)		58

Figura 4.45 - Identificação da ruptura da 3ª e 4ª barras da telas na 5ª hora de ensaio, com o curso do atuador chegando ao limite máximo.

Na 5ª hora de ensaio verificou-se a ruptura das barras da tela restantes, fato evidenciado pelo deslocamento do curso do atuador que foi até o limite máximo.

A fim de se comprovar a ruptura por fadiga das barras, realizou-se uma inspeção na referida laje para extração das barras a serem analisadas, conforme indica a figura 4.46. Através da análise metalográfica feita em laboratório, comprovou-se a afirmação acima, conforme descrito no anexo C.

Figura 4.46 - Corte da laje L1 para extração das barras das telas para análise metalográfica.

Deve-se levar em consideração que a variação de tensões aplicadas no ensaio acima relatado, foi muito acima do limite estipulado pela NBR 6118, a qual indica para o caso de telas soldadas a flutuação limite de $\Delta\sigma = 85\text{MPa}$ (tabela 2.2), valor bem inferior à variação $\Delta\sigma = 234\text{ MPa}$ aplicados inicialmente. Com os resultados obtidos para esta laje, adotou-se uma nova variação de tensão $\Delta\sigma = 135\text{ MPa}$ para as próximas lajes armadas com telas a serem ensaiadas. Em algumas lajes na prática este valor foi ainda maior, conforme mostra a tabela 4.33. Esse novo valor adotado continua sendo 60% superior ao limite da NBR6118 e não se verificou ruptura por fadiga em nenhum dos demais grupos de telas ensaiadas com a referida variação de tensão.

Com relação à interface entre a pré-laje e a capa, mesmo com as elevadas flutuações de tensões aplicadas, não se observou nenhum indício de ruptura por cisalhamento ou escorregamento relativos nessa região.

Para a laje 2 deste grupo, com a nova variação de tensão aplicada, obteve-se os seguintes resultados para o início do ensaio, conforme descrito na tabela 4.30.

Tabela 4.30 - Características no início e após 2×10^6 ciclos - L2.

		Início	2×10^6 ciclos
Fmáx.	(kN)	12.31	12.05
Fmín.	(kN)	5.12	5.65
Curso máx.	(mm)	44.41	46.67
Curso mín.	(mm)	43.53	46.11
ϵ máx. (‰)	E1	1.162	1.309
	E2	0.771	0.831
	E3	1.259	0.874
	EE	1.015	0.976
ϵ mín. (‰)	E1	0.519	0.454
	E2	0.050	0.150
	E3	0.404	0.100
	EE	0.365	0.307
$\Delta\sigma$	(MPa)	170	170

Com a diminuição da variação de tensão calculada para o ensaio de $\Delta\sigma=222\text{MPa}$ (ou 218 MPa inicialmente aplicada à laje 1) para aproximadamente $\Delta\sigma = 170\text{MPa}$, o ensaio transcorreu normalmente, sem indícios de ruptura por fadiga das barras das telas ou da interface da pré-laje com a capa.

A variação de forças permaneceu praticamente constante durante todo o ensaio, bem como a variação de tensão aplicada. A figura 4.47 ilustra as características do ensaio da laje L3 no início do ensaio.

Figura 4.47 - Características do início do ensaio da laje L2.

4.3.3.3 Grupo 3B

As lajes L1 e L2 deste grupo foram ensaiadas à fadiga até 2×10^6 ciclos, com uma frequência de 4.6 Hz. Após os ensaios de fadiga, as lajes foram submetidas ao ensaio de ruptura estática. As lajes do grupo 3B foram concretadas em uma única etapa, sendo possível comparar os resultados das lajes executadas com pré-laje e as maciças antes e após os ensaios dinâmicos, conforme resultados descritos no item 4.3.2.3.

A seguir são apresentadas as características do início do ensaio e após 2×10^6 ciclos para as lajes L1 e L2.

Tabela 4.31 - Características no início do ensaio e após 2×10^6 ciclos – L1.

		Início	2×10^6 ciclos
F_{máx.}	(kN)	21.58	20.01
F_{mín.}	(kN)	7.87	6.82
Curso			
máx.	(mm)	62.61	79.49
Curso mín.	(mm)	61.62	78.94
ε máx. (‰)	E1	0.868	0.986
	E2	1.103	0.984
	E3	1.024	1.147
	EE	0.828	0.868
ε mín. (‰)	E1	0.453	0.552
	E2	0.350	0.706
	E3	0.677	0.739
	EE	0.368	0.408
Δσ	(Mpa)	160	155

Figura 4.48 - Características do ensaio após 2×10^6 ciclos – L1.

Tabela 4.32 - Características no início do ensaio e após 2×10^6 ciclos – L2.

		Início	2×10^6 ciclos
F_{máx.}	(kN)	21,71	20.01
F_{mín.}	(kN)	8.38	6.82
Curso máx.	(mm)	53.53	79.49
Curso mín.	(mm)	52.49	78.94
ϵ máx.	E2	0.837	1.023
(‰)	EE	1.170	1.250
ϵ mín.	E2	0.483	0.524
(‰)	EE	0.520	0.610
$\Delta\sigma$	(Mpa)	137	135

4.3.3.4 Resumo geral dos ensaios de fadiga

Todas as lajes foram ensaiadas até 2×10^6 ciclos, com frequência de ensaio de 6 Hz para as lajes com $A_s=2\text{cm}^2$ e 4.5 a 5Hz para as lajes com $A_s=4\text{cm}^2$. De maneira geral, as variações de tensões aplicadas aos diversos grupos de lajes apresentaram pequenas variações acima ou abaixo do valor inicial. A tabela 4.33 resume as características dos ensaios de fadiga para todos os grupos ensaiados. Conforme relatado anteriormente, apenas a laje 1 do grupo 2A sofreu ruptura por fadiga, sendo que as demais lajes obtiveram um bom desempenho em relação aos carregamentos cíclicos aplicados, sem rupturas por flexão ou na interface entre a pré-laje e a capa, para as lajes executadas em duas etapas.

Tabela 4.33 – Flutuações de tensões para os grupos ensaiados no início do ensaio e após 2×10^6 ciclos.

Grupo	Laje	Início $\Delta\sigma$ (Mpa)	2×10^6 ciclos $\Delta\sigma$ (Mpa)
1A	2	244	254
1A	3	205	183
1B	1	214	250
1B	2	200	203
1B	4	214	196
1B	5	187	195

Grupo	Laje	Início	2x10 ⁶ ciclos
		$\Delta\sigma$ (Mpa)	$\Delta\sigma$ (Mpa)
2A	1	218	58*
2A	2	170	170
2B	2	120	102
2B	3	135	117
3A	1	138	132
3A	2	135	110
3B	1	160	155
3B	2	137	135

*ruptura com 100.000 ciclos

4.3.4 Comparação entre os resultados dos ensaios de fadiga de barra ao ar e as lajes de concreto

Os vários grupos de lajes foram armados com barras e telas soldadas com $\phi 8\text{mm}$ e $\phi 10\text{mm}$. Os ensaios de fadiga de barra ao ar foram realizados somente para barras isoladas e telas soldadas com $\phi 10\text{mm}$. Contudo, os resultados obtidos serviram para a verificação das lajes com ambas as armaduras, visto que a diferença entre os diâmetros das barras não afeta substancialmente os resultados, sendo os valores obtidos para as barras de $\phi 10\text{mm}$ válidos para as barras com $\phi 8\text{mm}$. As figuras 4.49 e 4.50 mostram as curvas de Wöhler obtidas para as barras isoladas e telas soldadas, juntamente com os resultados obtidos para os ensaios de fadiga das lajes.

Figura 4.49 - Comparação entre as Curvas de Wöhler das Barras Isoladas e imersas no concreto.

Figura 4.50 - Comparação entre as Curvas de Wöhler das telas soldadas e imersas no concreto.

Analisando-se as curvas de Wöhler obtidas nos ensaios de barra ao ar, verifica-se que em relação às lajes armadas com barras, para a flutuação média aplicada nos ensaios de $\Delta\sigma=220\text{MPa}$, verifica-se pela figura 4.49 que este ponto

situa-se acima da curva da NBR 6118 e exatamente na curva média obtida pelo ensaio de barra ao ar, indicando o bom comportamento das barras dentro do concreto, uma vez que mesmo com uma variação acima da proposta pela norma, elas não romperam por fadiga. Como não foi possível obter-se a segunda inclinação da reta característica dos ensaios de barra ao ar, devido à complexidade e tempo demandado para se obter resultados confiáveis, não é possível estimar precisamente a variação de tensão a ser aplicada tanto nos ensaios de barra ao ar quanto às barras imersas no concreto tal que se obtenha a ruptura com 2×10^6 ciclos. No entanto, pode-se afirmar que a NBR 6118 aplica uma grande margem de segurança ao adotar para a mínima variação de tensão $\Delta f_{sd,fad,min} = 190 MPa$.

Com relação às curvas de Wöhler obtidas nos ensaios de barra ao ar com as telas, verifica-se que a primeira variação de tensão aplicada estava bem acima do limite da NBR 6118, justificando-se a ruptura com 10^5 ciclos. Já para a segunda variação de tensão aplicada $\Delta \sigma = 135 MPa$, observa-se o bom comportamento das barras das telas, não ocorrendo ruptura por fadiga. Novamente constata-se que a NBR 6118 está a favor da segurança para $\Delta f_{sd,fad,min} = 85 MPa$, porém em menor escala comparando-se com as barras.

4.3.2 Grupo 1C

Após os ensaios de ruptura por cisalhamento e fadiga das peças do grupo 1C, verificou-se que região da interface entre a pré-laje e a capa de concreto permaneceu íntegra, não ocorrendo nenhum escorregamento ou descolamento. Não foram detectadas rupturas por cisalhamento devido ao carregamento cíclico e os ensaios de ruptura apresentaram nítidos sinais de ruptura por cisalhamento, antecidos por intensa fissuração da peça conforme ilustram as figuras 4.51 e 4.52. Pode-se também constatar que a resistência da peça ao cisalhamento, após os ensaios de fadiga, manteve-se inalterada em relação aos ensaios.

Figura 4.51 - Viga sendo ensaiada ao cisalhamento.

Figura 4.52 - Fissuras de cisalhamento.

5. CONCLUSÕES

As conclusões apresentadas neste capítulo baseiam-se nos resultados dos ensaios experimentais realizados. Foram realizados ensaios dinâmicos de fadiga e de ruptura estática em 23 lajes de concreto, sendo 17 executadas com pré-lajes e 6 lajes maciças, armadas com barras isoladas e telas soldadas. Além disso, foram feitos ensaios de fadiga de barra ao ar de ϕ 10mm e telas soldadas para a construção da curva de Wöhler.

5.1 Ensaio de barra ao ar

De acordo com os resultados obtidos nos ensaios foi possível concluir as seguintes afirmações:

- Comparando-se os resultados obtidos nos conjuntos 1, 2 e 3, realizados com aço CA-50, com os resultados esperados calculados pelas equações do CEB-FIP Model Code 1990 (1991) é possível perceber um melhor desempenho à fadiga dos aços brasileiros utilizados nesta pesquisa em relação aos europeus, considerados na publicação do FIB.
- Comparando esses mesmos resultados com a curva de Wholer da NBR 6118, verifica-se que a norma está a favor da segurança para os resultados obtidos, fazendo-se necessária a execução de mais ensaios.
- Nos ensaios realizados nas telas soldadas foi possível perceber uma grande perda de resistência à fadiga quando comparada com a resistência das barras isoladas e um aumento da variabilidade. Isto se deve, provavelmente, ao processo de soldagem, que gera uma alteração de forma e composição localizadas e, por consequência, uma concentração de tensões, acelerando assim o processo de fadiga das telas soldadas. O aumento da variabilidade deve decorrer da variabilidade dessas alterações.
- Com relação aos resultados dos ensaios do grupo 3 (barras isoladas), devido à pequena quantidade de amostras e uma grande dispersão nos resultados, não foi possível tirar conclusões confiáveis a respeito do comportamento do aço quando submetido a flutuações de tensão dessa ordem de grandeza.

Faz-se necessária a realização de mais ensaios com o objetivo de se estudar verticalmente a curva de Wholer, fixando-se o número de ciclos.

5.2 Ensaios de lajes de concreto

Dos diversos ensaios realizados pode-se concluir que:

- Os valores das cargas de fissuração obtidas experimentalmente para os diversos grupos e as cargas teóricas calculadas variaram de 3% a 24%, sendo as cargas de fissuração obtidas experimentalmente na maioria dos casos inferiores às teóricas.
- Os valores das cargas de ruptura obtidas nos ensaios e as teóricas calculadas apresentaram uma variação de 4,2% a 31,5%, sendo as cargas obtidas experimentalmente sempre superiores. Em relação às cargas de ruptura das lajes fadigadas e as não fadigadas, pode-se concluir que as resistências últimas das peças não se alteram quando as mesmas são submetidas a carregamentos cíclicos sem sofrerem ruptura por fadiga, uma vez que a variabilidade dos resultados foi baixa, com valores ligeiramente superiores e inferiores entre si, não evidenciando, desta forma, que o carregamento cíclico influenciou significativamente nos resultados.
- Não houve qualquer indício de ruptura na interface entre a pré-laje e a capa de concreto durante a realização dos ensaios à flexão dos diversos grupos, tanto para os ensaios de ruptura estática quanto para os ensaios de fadiga, demonstrando o ótimo comportamento das peças em relação a qualquer descolamento ou escorregamento nesta região das lajes quando submetidas aos carregamentos cíclicos de fadiga.
- Os ensaios de cisalhamento realizados no grupo 1C, com $A_s=8\text{cm}^2$, não apresentaram fadiga por cisalhamento na interface entre a pré-laje e a capa de concreto.

- As lajes fadigadas e não fadigadas, sejam as executadas com pré-laje ou as maciças, apresentaram comportamentos semelhantes em relação às deformações, conforme indicado nos diversos gráficos de força x deformação. Pequenas diferenças foram notadas apenas nos trechos iniciais dos gráficos até a carga de fissuração, uma vez que as lajes fadigadas foram fissuradas antes dos ensaios dinâmicos, não sendo essa carga evidenciada nos gráficos de força x deformação dessas lajes.
- Os produtos de rigidezes EI_{II} calculados pela NBR 6118 para os diversos grupos foram sempre menores que os obtidos experimentalmente através dos gráficos de força x deformação, evidenciando que a NBR 6118 está a favor da segurança.
- Para as lajes com pouca armadura, $A_s=2\text{cm}^2$, verificou-se que a formulação de Branson para o cálculo do produto de rigidez equivalente utilizada pela NBR 6118 não estima com segurança o comportamento à rigidez de tais lajes, sendo os valores obtidos experimentalmente sempre menores que os calculados pela norma.
- Já para as lajes normalmente armadas, com $A_s=4\text{cm}^2$ verificou-se o bom comportamento da formulação proposta por Branson, sendo os produtos de rigidezes calculados sempre menores que os obtidos experimentalmente, demonstrando a eficácia da formulação para este caso.
- Os produtos de rigidezes das lajes executadas com pré-laje e maciças não sofreram variações significativas, concluindo que as lajes não sofrem uma perda de rigidez devido aos carregamentos cíclicos de fadiga.
- Com relação aos ensaios de fadiga das lajes armadas com barras isoladas (grupos 1A, 1B e 1C) verificou-se que não houve ruptura em nenhuma das lajes ensaiadas até 2×10^6 ciclos. A variação de tensão

aplicada $\Delta\sigma=222\text{MPa}$ é superior em 14% ao limite de variação de tensão estipulada pelo NBR 6118, $\Delta\sigma=190\text{MPa}$, para barras com diâmetros de $\phi 10\text{mm}$ a $\phi 16\text{mm}$, verificando que a norma está a favor da segurança.

- Com relação aos ensaios de fadiga das lajes armadas com telas soldadas, as barras das telas da laje L1 do grupo 2A romperam por fadiga com aproximadamente 10^5 ciclos, porém deve-se destacar que a variação de tensão aplicada $\Delta\sigma=222\text{MPa}$ é superior em 162% ao limite de variação de tensão estipulada pelo NBR 6118, $\Delta\sigma=85\text{MPa}$, para o caso de telas soldadas. Ao diminuir-se a variação de tensão para $\Delta\sigma=135\text{MPa}$, valor este ainda 58% superior ao limite da NBR 6118, as demais lajes armadas com telas soldadas ensaiadas apresentam um bom desempenho, não havendo ruptura por fadiga em nenhuma das lajes, mostrando que a norma está a favor da segurança em relação às telas soldadas.
- Comparando os resultados obtidos para as lajes armadas com barras isoladas e aquelas armadas com telas soldadas pode-se observar que o critério estabelecido pela NBR6118 para o limite de variação de tensões para o caso das barras isoladas e barras soldadas está com folga em seus dimensionamentos, podendo serem revistos esses limites em futuros trabalhos.

5.3 Propostas para pesquisas futuras

De acordo com os resultados apresentados nesta pesquisa, algumas sugestões para futuros trabalhos de pesquisa são apresentados a seguir:

- Realização de mais ensaios de fadiga de barra ao ar para flutuações de tensões menores que ocasionem ruptura com mais de 4×10^6 ciclos, a fim de obter um patamar de tensões para o qual o este número de

ciclos cresça indefinidamente, uma vez que tais ensaios são complexos e demorados, não tendo sido totalmente contemplados nesta pesquisa.

- Extensão de pesquisas para a construção da curva de Wöhler para os aços nacionais tanto para barras isoladas como telas soldadas, uma vez que a curva proposta pelo CEB-FIP Model Code 1990 (1991) e adotada pela NBR 6118 não retrata fielmente o comportamento real dos aços brasileiros submetidos aos carregamentos cíclicos.
- Com relação à verificação da interface entre a pré-laje e a capa de concreto, propõe-se que mais ensaios com elevadas taxas de armaduras sejam feitos, com o objetivo de se verificar o comportamento real da estruturas no que diz respeito à ruptura por cisalhamento por fadiga.
- Propõe-se que sejam ensaiadas mais peças subarmadas e normalmente armadas à fadiga, com o uso de extensômetros nas armaduras com proteções que garantam leituras no decorrer de todo o ensaio, bem como o uso de extensômetros no concreto, para a verificação da fadiga.
- Desenvolvimento de pesquisas complementares futuras para o aprimoramento dos critérios utilizados atualmente no dimensionamento de estruturas submetidas a carregamentos cíclicos, uma vez que o fenômeno da fadiga tanto no aço como no concreto, são assuntos que necessitam de uma extensa investigação experimental e numérica.

ANEXO A – Diagramas dos resultados obtidos para os diversos grupos ensaiados.

Figura A.1 - Diagrama carga vertical x deformação - Laje 2 - Grupo 1B .

Figura A.2 - Diagrama carga vertical x deslocamento - Laje 2 - Grupo 1B

Figura A.3 - Diagrama carga vertical x deformação - Laje 4 - Grupo 1B .

Figura A.4 - Diagrama carga vertical x deslocamento - Laje 4 - Grupo 1B .

Figura A.5 - Diagrama carga vertical x deformação - Laje 5 - Grupo 1B .

Figura A.6 - Diagrama carga vertical x deslocamento - Laje 5 - Grupo 1B .

Figura A.7 - Comparação entre os diagramas de carga vertical x deformação para as lajes L2, L4 e L5 do grupo 1B.

Figura A.8 - Comparação entre os diagramas de carga vertical x deslocamento para as lajes L2, L4 e L5 do grupo 1B.

Figura A 9 - Diagrama carga vertical x deformação - Laje 1 - Grupo 3A .

Figura A.10 - Diagrama carga vertical x deslocamento - Laje 1 - Grupo 3A .

Figura A.11 - Diagrama carga vertical x deformação - Laje 2 - Grupo 3A .

Figura A.12 - Diagrama carga vertical x deslocamento - Laje 2 - Grupo 3A .

Figura A.13 - Diagrama carga vertical x deformação - Laje 3 - Grupo 3A.

Figura A.14 - Diagrama carga vertical x deslocamento - Laje 3 - Grupo 3A.

Figura A.15 - Comparação entre os diagramas de carga vertical x deformação para as lajes L1, L2 e L3 do grupo 3A.

Figura A.16 - Comparação entre os diagramas de carga vertical x deslocamento para as lajes L1, L2 e L3 do grupo 3A.

ANEXO B – Tabelas dos resultados obtidos para os diversos grupos ensaiados.

Tabela B.1 - Resultados do ensaio de ruptura da laje L1 do Grupo 1A.

Curso (mm)	Força (kN)	E2 ‰	E3 ‰	E4 ‰
-0,14	0			
0,00	2,7			
0,27	8,00	0,000	0,000	0,020
0,65	14,92	0,118	0,115	0,059
1,15	15,96	0,697	0,890	0,117
1,75	18,44	1,116	1,329	0,390
2,25	19,74	1,197	1,628	0,779
3,07	21,45	1,396	1,866	1,208
4,17	24,97	1,777	2,264	1,636
4,72	26,28	1,956	2,423	1,792
5,22	27,06	2,096	2,562	1,910
5,77	29,28	2,235	2,741	2,065
6,15	30,33	2,436	2,901	2,163
6,76	31,63	2,595	3,040	2,299
10,77	33,72	2,775	3,298	2,533
11,76	34,77	2,855	3,140	2,610
12,70	35,55	3,135	3,736	2,688
13,69	36,20	3,894	9,303	2,747
14,68	36,99	4,574	x	3,805

Tabela B.2 - Resultados do ensaio de ruptura da laje L2 do Grupo 1A.

Curso (mm)	Força (kN)	E3 ‰
0,00	0,00	
0,79	10,35	0,274
1,83	17,27	0,513
3,04	23,8	0,851
3,65	27,19	1,209
4,69	35,42	1,388
11,45	36,86	2,005
13,98	37,77	2,104
15,79	38,03	2,184
18,22	x	2,225

Tabela B.3 - Resultados do ensaio de ruptura da laje L3 do Grupo 1A.

Curso (mm)	Força (kN)	E3 ‰
0,00	0,00	0,000
0,35	2,70	0,000
0,56	4,34	0,760
0,89	6,95	0,820
1,49	12,18	1,159
3,03	23,14	2,036
7,54	32,02	2,852
9,03	33,07	2,992
10,7	35,03	3,151
15,68	36,6	5,562
18,2	36,99	7,176
21,62	38,55	9,865
34,1	38,68	11,958

Tabela B.4 - Resultados do ensaio de ruptura das lajes L2 e L4 do Grupo 1B.

Laje L2				Laje L4			
Curso (mm)	Força (kN)	E3 ‰	EE ‰	Curso (mm)	Força (kN)	E1 ‰	E2 ‰
0,00	0,00	-	-	-0,05	0,00	-	-
0,82	5,65	0,000	0,000	0,00	2,70	-	-
1,74	13,61	0,046	0,372	0,15	10,46	0,531	0,552
2,58	20,27	0,225	0,691	0,21	13,74	0,686	0,673
3,57	27,72	0,485	1,087	0,86	20,53	1,034	0,874
4,45	36,20	0,705	1,505	2,89	48,35	2,484	1,857
5,44	44,12	0,885	1,863	4,05	58,40	3,044	2,440
6,43	50,70	1,164	2,300	5,54	63,36	4,089	2,782
6,76	53,30	1,204	2,400	8,67	68,20	4,360	3,042
7,26	57,88	1,305	2,619				
8,25	61,80	1,285	5,560				
8,74	64,02	1,325	8,442				
9,23	65,45	1,384	12,060				
11,60	67,67	1,404	17,168				
13,03	68,07	x	17,784				
13,85	68,46	x	18,042				

Tabela B.5 - Resultados do ensaio de ruptura da laje L5 do Grupo 1B.

Curso (mm)	Força (kN)	E1 ‰	E2 ‰	E4 ‰
0,00	0,00	-	-	-
1,13	15,30	0,763	0,874	1,009
1,79	24,19	1,150	1,296	1,331
2,61	33,07	1,536	1,596	1,672
3,28	41,17	1,904	1,958	2,074
3,99	49,26	2,290	2,259	2,476
4,71	53,96	2,562	2,560	2,717
5,86	62,71	3,451	2,962	3,320
7,56	65,19	x	3,082	3,400
9,71	67,28	x	3,504	3,501
21,09	72,24	x	5,150	5,008

Tabela B.6 - Resultados do ensaio de ruptura da laje L2 do Grupo 2A.

Curso (mm)	Força (kN)	E1 ‰	E2 ‰	E3 ‰	EE ‰
-0,10	0,00	-	-	-	-
0,00	2,70	-	-	-	-
0,08	8,51	0,659	0,111	0,025	0,759
0,19	10,35	0,890	0,251	0,160	0,798
0,73	15,44	1,182	0,251	0,546	1,192
0,96	18,31	1,382	0,291	0,689	1,409
1,23	18,84	1,483	0,351	0,933	1,528
1,23	19,35	1,543	0,391	0,953	1,547
2,11	21,19	1,723	1,473	1,136	1,842
2,61	23,14	1,865	1,693	1,421	2,000
2,66	23,53	1,885	1,693	1,421	2,000
2,92	24,84	2,005	1,913	1,746	2,197
3,60	25,36	2,065	2,054	1,869	2,394
3,92	28,11	2,366	2,374	2,153	2,669
4,42	29,80	2,526	2,574	2,153	2,866
4,80	30,59	2,688	2,775	2,234	3,063
5,19	31,89	2,889	2,955	2,417	3,299
5,74	33,32	3,049	3,134	2,377	3,516
6,18	34,77	3,291	3,355	2,459	3,929
6,73	35,68	3,551	3,536	2,479	4,402
7,12	35,94	3,932	3,696	x	5,229
11,62	36,46	8,432	4,677	x	13,695
12,56	36,60	9,456	4,817	x	14,542
13,38	37,25	10,742	5,077	x	15,449
14,31	37,51	11,846	5,238	x	16,551
15,20	37,64	13,192	5,418	x	17,733

Tabela B.7 - Resultados do ensaio de ruptura da laje L3 do Grupo 2A.

Curso (mm)	Força (kN)	E1 ‰	E2 ‰	E3 ‰	EE ‰
-0,28	0,00	-	-	-	-
0,00	2,70	-	-	-	-
0,14	4,07	0,000	0,095	0,049	0,003
0,90	15,83	0,444	1,866	0,247	0,410
1,39	16,35	0,987	3,520	0,644	1,012
2,88	24,06	1,855	11,624	1,833	2,002
4,81	29,80	2,479	16,311	2,428	2,565
6,40	35,03	3,306	20,747	x	3,322
7,34	36,86	4,052	23,027	x	3,788
8,33	39,21	5,825	25,590	x	4,603
8,82	40,12	6,853	26,445	x	5,069
9,26	40,64	8,183	27,205	x	5,573
9,59	40,90	9,654	27,079	x	6,156

Tabela B 8 - Resultados do ensaio de ruptura da laje L1 do Grupo 3A.

Curso (mm)	Força (kN)	EE (‰)
-0,71	0,00	0,000
0,00	2,70	0,000
0,91	6,16	0,290
2,89	14,40	1,130
3,05	15,83	1,266
4,75	23,02	1,989
6,89	30,85	2,792
7,80	35,29	3,221
8,90	37,37	4,100
9,87	38,82	4,979
11,79	40,25	7,344
13,77	41,82	8,537

Tabela B.9 - Resultados do ensaio de ruptura da laje L2 do Grupo 3A.

Curso (mm)	Força (kN)	E3 (‰)	EE (‰)
-0,10	0,00	0,000	0,000
0,00	2,70	0,000	0,000
0,70	6,69	0,292	0,571
1,64	12,05	0,705	0,984
2,62	16,49	1,078	1,397
3,45	21,06	1,472	1,771
3,89	23,14	1,641	1,941
4,49	25,89	1,865	2,165
5,43	29,94	2,238	2,528
6,42	34,64	2,652	2,942
7,41	38,81	3,024	3,433
8,23	42,34	3,459	4,280
9,29	44,82	3,852	5,293
10,16	45,87	4,101	6,185

Tabela B.10 - Resultados do ensaio de ruptura da laje L3 do Grupo 3A.

Curso (mm)	Força (kN)	E1	E2 (‰)	E3 (‰)	EE (‰)
-0,02	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000
0,00	2,70	0,000	0,000	0,000	0,000
0,16	17,40	0,644	0,270	0,687	0,542
1,20	19,62	0,884	1,162	1,009	0,864
2,14	22,88	1,305	1,599	1,392	1,227
3,01	25,89	1,645	2,057	1,816	1,591
4,06	29,28	1,986	2,395	2,137	1,893
4,99	32,16	2,346	2,712	2,541	2,216
5,93	35,03	2,808	3,010	2,984	2,558
6,97	38,16	3,449	3,347	x	3,022
8,13	40,12	4,470	3,626	x	3,668
8,79	41,95	5,873	3,964	x	4,555
10,60	43,78	8,878	4,658	x	6,795
11,70	45,21	10,220	5,115	x	7,803
12,64	46,51	11,783	5,592	x	8,933
13,63	46,91	13,286	6,009	x	10,142
14,62	48,09	14,669	6,585	x	11,273
17,42	48,35	18,135	8,115	x	15,316
19,46	49,00	19,618	9,009	x	17,908

Tabela B.11 - Resultados do ensaio de ruptura da laje L1 do Grupo 3B.

Curso (mm)	Força (kN)	E1 ‰	E3 ‰	EE ‰
-0,32	0,00	0,000	0,000	0,000
0,00	2,70	0,000	0,000	0,000
1,42	14,92	0,769	0,983	0,689
1,69	16,61	0,828	1,024	0,729
2,20	23,14	1,043	1,235	0,978
2,62	28,63	1,224	1,413	1,188
3,56	36,86	1,560	1,822	1,568
4,44	42,47	1,897	2,231	1,868
5,26	48,48	2,213	2,620	2,288
6,26	53,96	2,529	2,947	2,547
7,14	59,19	2,846	3,438	2,767
8,90	65,32	3,301	7,139	4,487
14,29	70,42	3,874	X	X
20,61	70,94	4,131	X	X
26,99	73,03	16,077	X	X

Tabela B.12 - Resultados do ensaio de ruptura da laje L2 do Grupo 3B.

Curso (mm)	Força (kN)	E2 ‰	EE ‰
-0,24	0	0	0
0	2,7	0	0
3,8	36,07	1,439	1,889
4,51	45,88	2,002	2,528
4,96	51,35	2,272	2,809
5,23	57,1	2,584	3,168
5,84	63,23	2,98	11,978
6,83	68,33	3,354	21,209
7,14	68,84	3,541	23,066
7,71	69,63	3,75	24,085
10,83	73,16	x	x

Tabela B.13 - Resultados do ensaio de ruptura da laje L3 do Grupo 3B.

Curso (mm)	Força (kN)	E2 ‰	E3 ‰	E4 ‰	EE ‰
-0,18	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000
0,00	2,70	0,000	0,000	0,000	0,000
0,92	16,09	0,205	0,245	0,200	0,200
1,47	21,57	0,521	0,537	0,635	0,523
1,97	27,06	0,858	0,932	0,992	0,854
2,13	31,89	1,254	1,244	1,329	1,126
2,46	37,25	1,551	1,577	1,665	1,399
2,90	41,03	1,848	1,848	1,963	1,613
3,34	46,26	2,165	2,181	2,299	1,906
3,78	52,13	2,462	2,493	2,616	2,198
4,27	56,18	2,759	2,784	2,853	2,751
5,37	61,28	3,096	3,033	3,270	5,821
6,37	64,93	3,313	3,159	3,329	19,065
8,67	67,80	3,591	3,346	x	22,182
12,63	71,85	4,026	3,721	x	x
19,56	72,77	4,304	x	x	x

ANEXO C – Análise das rupturas por fadiga - Metalografia.

Conforme relatado no item 4.3.3.2, a laje 1 do grupo 2A sofreu ruptura por fadiga quando submetida à variação de tensão de $\Delta\sigma=222\text{MPa}$. Com o objetivo de se comprovar tal fato, escolheu-se algumas barras desta laje e algumas barras rompidas por fadiga nos ensaios de barra ao ar. Essas barras foram submetidas à análise metalográfica com a utilização de um microscópio de varredura eletrônica.

Em geral, a ruptura por fadiga geralmente se inicia num ponto de concentração de tensões à superfície, onde o estado de tensões é particularmente elevado, propagando-se na direção perpendicular à direção da tensão principal, ocasionando uma ruptura instável do tipo frágil ou dúctil, quando a seção transversal já não suporta a tensão aplicada.

A ruptura por fadiga se caracteriza por duas regiões claramente identificadas. A primeira região possui aparência lisa, onde estão contidas as fase de nucleação e propagação e tem um aspectos de ruptura do tipo frágil, sem sinais de deformação plástica. Apesar da deformação plástica não ocorrer macroscopicamente, esta região pode ser observada microscopicamente pelo aparecimento de “estrias”, ou as chamadas de “marcas de praia”.

Já a segunda região possui um aspecto grosseiro e corresponde à ruptura final da peça, quando a seção transversal não suporta mais a tensão aplicada. A figura C.1 ilustra as regiões acima descritas.

Figura C.1 - Representação das regiões de uma ruptura por fadiga.

As figuras C.2 ilustra os resultados da microscopia eletrônica realizada nas superfícies de ruptura das barras através dos ensaios de barra ao ar.

Figura C.2 - Visualização da superfície de ruptura de uma barra após o ensaio de barra ao ar.

A região 1 indica o provável ponto de iniciação da fissuras figuras e sua propagação. A região indicada pelo número 2 ilustra a ruptura final, onde percebe-se um desnível entre as regiões e uma superfície mais grosseira. As figuras C.3 e C.4 ilustran estas regiões de forma ampliada.

Figura C.3 – Região 1 ampliada: ponto de nucleação da fissura.

Figura C.4 – Região 2 : Ruptura final.

Na sequência serão ilustradas as barras com ruptura por fadiga imersas no concreto da laje 1 do grupo 2A. Convém relatar que em relação à essas barras, as superfícies de ruptura não são claramente identificadas. Os pontos de nucleação e as estrias ou marcas de praia não estão nítidas. Acredita-se que as superfícies de ruptura das barras sofreram danos devido à continuidade do ensaio de fadiga mesmo após a ruptura da barra, ocasionando uma perda visual característica da ruptura por fadiga. A figura C.5 ilustra a superfície de uma barra retirada da laje do grupo 2A.

Figura C 5 - Visualização da superfície de ruptura de uma barra da laje 1 do grupo 2A.

As figuras C.6 e C.7 ilustram essas regiões ampliadas, sendo possível uma nítida visualização das marcas de prais e da propagação da fissura, bem como a ruptura final.

Figura C.6 - Ponto de nucleação da fissura.

Figura C.7 - Região da ruptura abrupta.

Percebe-se que nas figuras referentes a barra imersa no concreto (figuras C.5 a C.7), as estrias ou marcas de praia referentes a propagação das fissuras não estão muito nitidas na figura C.6, já na figura C.7 é possível perceber a região da ruptura repentina da barra, bem como na figura C.5 é possível perceber a elevação do nível na região 2.

As superfícies de ruptura das barras submetidas ao ensaio de barra ao ar e a imersa no concreto apresentam aspectos semelhantes, concluindo que a barra imersa no concreto da laje 1 do grupo 2A sofreu ruptura por fadiga.

ANEXO C – Equipe Técnica do Laboratório de Estruturas e Materiais – LEM

Este anexo descreve toda a equipe técnica do LEM, bem como algumas das atividades realizadas durante o desenvolvimento desta pesquisa. Convém salientar sua grande importância e o excelente trabalho desenvolvido em todas as áreas requisitadas por esta pesquisa.

Abaixo estão relacionados todos os integrantes desta equipe técnica:

- Antonio Coelho Jacomini
- Rui Coelho Jacomini
- Valdinéia dos Santos Silva
- José Ferreira Leite Neto
- Juliana Raw
- Ivan Tassarolo

Algumas atividades realizadas durante os ensaios de barra ao ar:

- Corte, preparação e montagem dos corpos de prova;
- Auxílio na execução dos ensaios;
- Manutenção da máquina de ensaios Dartec.

Algumas atividades realizadas durante os ensaios de fadiga das lajes de concreto:

- Projeto e confecção das formas das lajes;
- Corte, dobra e montagem das armações;
- Auxílio na instrumentação;
- Secagem e pesagem dos materiais para concretagem;
- Concretagem;
- Auxílio nos ensaios de caracterização dos materiais;
- Montagem do pórtico de ensaio;
- Transporte horizontal e vertical dos corpos de prova;
- Manutenção da bomba hidráulica utilizada nos ensaios, entre outros.

Desta forma, manifesta-se neste anexo um reconhecimento do árduo trabalho desenvolvido por esta equipe técnica, a qual sempre se mostrou disposta a realizar o trabalho proposto, executando-o da melhor forma possível e com grande qualidade técnica. Nossos sinceros agradecimentos.

ANEXO D – Plantas e seções transversais do pórtico de ensaio.

REFERÊNCIAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE – (ACI). **Considerations for design of concrete structures subjected to fatigue loading** – 215R-74 – Revised 1992, reapproved 1997.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – (ABNT). **Projeto de estruturas de concreto - NBR-6118**. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **Barras e fios de aço destinados a armadura para concreto armado - NBR 7480**. Rio de Janeiro: 1996.

_____. **Materiais metálicos – Determinação das propriedades mecânicas à tração - NBR 6152**. Rio de Janeiro: 1992.

_____. **Método de ensaio de fadiga de barras de aço para concreto armado - NBR 7478**. Rio de Janeiro: 1982.

BARSOM, J. M., ROLFE, S. T. **Fracture and fatigue control in structures**. New Jersey: Prentice Hall, 1987.

BRANSON, DAN E. **Deformation of concrete structures**. New York: McGraw Hill, 1977. 546p.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION – (BSI). **Carbon steel for the reinforcement of concrete - BSI 4449/88**. London: 1997.

BUELTA, M. A. B. **Ensaio de fadiga de barras de aço CA50 de 16mm para concreto armado**. São Paulo: EPUSP/LEM, 2002. (Relatório Técnico, R.T. n. 03/26).

CALAVERA, R. J. **Proyecto y calculo de estructuras de hormigon armado para edificios**. 2.ed. S.l.: Intemac, 1991. v.2.

CALLISTER, W. D. **Materials science and engineering: an introduction.** 5ed. New York: John Wiley & Sons, 2000.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON (CEB). **Fatigue of concrete structures:** state of the art report. Bulletin d'Information n.188, Lausanne: 1988.

_____. **RC elements under cyclic loading:** state of the art. Bulletin d'Information n.210, London: Thomas Telford, 1996.

_____. **CEB-FIP Model Code 1990:** design code. Bulletin d'Information n.213/214. London: Thomas Telford, 1993.

_____. **Fatigue of concrete structures:** state of the art report. Bulletin d'Information n.188, Lausanne: 1988.

_____. **Structural concrete:** textbook on behaviour, design and performance. Lausanne: 1999. v.2.

CREPALDI, A.P.P. **Contribuição ao estudo da fadiga do concreto.** 2000. 182p. Tese (Doutorado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2000.

DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V. (DIN). **Reinforcing steel:** reinforcing steel bars testing – DIN 488 Part 3, Berlin: Beuth Verlag GMBH, 1986.

EUROCODE 2 (EC2). **Design of concrete structures.** Brussels, 2005.

ESPECIFICAÇÃO BRASILEIRA 3 (EB3). **Barras e fios destinados a armaduras de concreto armado.** Rio de Janeiro, 1967.

FEDERATION INTERNATIONALE DU BETON - (FIB). **Structural Concrete –** Textbook on behaviour, Design and Performance – FIB Bulletins 1,2 and 3 – 1999.

GASPAR, R. **Dimensionamento das almas de pontes celulares.** 2003. 231p. Tese (Doutorado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2003.

GASPAR, R. e all. **Análise Experimental de Fadiga de Barras de Aço para Concreto Armado.** XXXI Jornadas Sul Americanas de Engenharia Estrutural, Mendoza/Argentina, 2004

LUCHI, L.R. – **Reavaliação do Trem-Tipo à luz das cargas reais nas rodovias brasileiras.** 2006. 256p. Tese (Doutorado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2006.

INSTITUTO ARGENTINO DE NORMALIZACION – (IRAM). **Aços para armadura de concreto:** parte 10: ensaio de fadiga em barras - projeto de norma mercosul 02:00-020-10. Buenos Aires: 1996.

MALLET G. **Fatigue of reinforced concrete.** London: HMSO, 1991.

MATOS, F. **Ensaio de fadiga em vergalhões.** São José dos Campos: CTA, 1995. (Relatório Técnico, RT GDQ/EXP-Q-332/95).

OLIVEIRA, P. L., PINHEIRO, L. M. **Análise de critérios de fadiga para pavimentos de concreto.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 42., Fortaleza, 2000. **Anais.** São Paulo: Ibracon, 2000. 1 CD ROM.

SOUZA, S. A. **Ensaio mecânicos de materiais metálicos:** fundamentos teóricos e práticos. 5 ed. São Paulo: Edgard Blücher, 2000.