



**THIAGO RODRIGUES GONÇALVES
CAETANO**

**Capacidade resistente residual de vigas
fissuradas**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Instituto de Tecnologia
Mestrado Profissional e Processos Construtivos e
Saneamento Urbano

Dissertação orientada pelo Professor Dênio Ramam Carvalho de
Oliveira



**SERVIÇO PÚBLICO FEDERAL
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ
INSTITUTO DE TECNOLOGIA
MESTRADO EM PROCESSOS CONSTRUTIVOS E SANEAMENTO URBANO**

**CAPACIDADE RESISTENTE RESIDUAL DE VIGAS
FISSURADAS**

THIAGO RODRIGUES GONÇALVES CAETANO

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Processos Construtivos e Saneamento Urbano da Universidade Federal do Pará como requisito para a obtenção do título de Mestre em Engenharia.

Orientador: Dr. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira

Belém – PA
2014

CAPACIDADE RESISTENTE RESIDUAL DE VIGAS FISSURADAS

THIAGO RODRIGUES GONÇALVES CAETANO

Esta Dissertação foi julgada adequada para a obtenção do título de Mestre em Processos Construtivos e Saneamento Urbano, área de concentração: Estruturas, Construção Civil e Materiais, Linha de Pesquisa: Estruturas e aprovada em sua forma final pelo Programa de Profissional em Processos Construtivos e Saneamento Urbano (PPCS) do Instituto de Tecnologia (ITEC) da Universidade Federal do Pará (UFPA).

Aprovada em 09 de Maio de 2014.

Prof. Dr. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira
Coordenador do PPCS

Prof. Dr. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira
Orientador – UFPA

COMISSÃO EXAMINADORA

Prof. Dr. Bernardo Nunes de Moraes Neto
Examinador Externo – UnB

Prof. Dr. Bernardo Borges Pompeu Neto
Examinador Interno – UFPA

*Dedico este trabalho ao meu Senhor, Jesus Cristo, a
quem devo tudo que tenho e que sou.*

*Dedico também à minha amada esposa que sempre
acreditou no meu potencial,
desde o tempo de Graduando.*

*Estendo essa dedicatória aos meus filhos,
que são minha grande motivação de querer
algo a mais na vida.*

*Aos meus pais e irmão, que completam o espaço do
meu coração e que sempre estiveram ao meu lado.*

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador, Dr. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira, exemplo de competência, conhecimento e dedicação – pesquisador com referências internacionais, cuja influência transformou minha forma de vislumbrar a profissão.

Ao Engenheiro Civil Luiz Antônio da Silveira Caetano, que saiu da periferia do Rio de Janeiro, formou-se em Engenharia, especializou-se na USP, atravessou o Brasil, sendo uma grande referência na área de Avaliação e Perícias no estado do Acre, sendo minha maior inspiração e exemplo dentro da Engenharia.

À Assistente Social Ana Cássia Andrade Caetano, grande amiga, companheira, incentivadora e apoiadora, que saiu do interior do Amazonas e enfrentou toda espécie de luta na vida e, ainda assim, seguiu em frente, vindo a tornar-se uma excepcional profissional – principal personagem na minha luta diária para conseguir concluir mais esse feito.

E aos demais professores, pesquisadores e familiares que, de forma direta ou indireta, foram de grande importância em minha vida e na elaboração deste trabalho.

RESUMO

CAETANO, T. R. G. 2014. **Capacidade resistente residual de vigas fissuradas**. Belém, 107p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará.

As fissuras em vigas de concreto armado estão entre as principais patologias que levam uma estrutura à ruína. Este trabalho busca desenvolver uma ferramenta analítica de fácil utilização para analisar a capacidade resistente de vigas fissuradas, a fim de estimar o momento último em que as mesmas entrarão em colapso a partir da primeira fissura. Uma ferramenta como esta é de singular importância, pois de forma prática aplica os conhecimentos adquiridos em laboratório nas perícias de estruturas deterioradas, contribuindo para um campo da Engenharia em grande ascensão – a Engenharia Diagnóstica.

Palavras-chave: Concreto armado, vigas, capacidade resistente.

ABSTRACT

CAETANO, T. R. G. 2014. **Capacidade resistente residual de vigas fissuradas**. 107p. M.Sc. Dissertation - Masters Degree Program in Civil Engineering, Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará.

Cracks in concrete beams are among the major diseases that take a structure ruin. This work seeks to develop an analytical tool easy to use and analyze the bearing capacity of cracked beams in order to estimate the ultimate moment in which they could collapse from the first crack. A tool like this is of singular importance because practically apply the knowledge gained in the laboratory expertise in deteriorated structures, contributing to a field of engineering large rise - Engineering Diagnostics.

Key words: Reinforced concrete, beam, bearing capacity.

SUMÁRIO

| | |
|--|-----------|
| 1 INTRODUÇÃO | 15 |
| 1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS | 15 |
| 1.2 JUSTIFICATIVA..... | 17 |
| 1.3 OBJETIVOS..... | 18 |
| 1.3.1 Objetivo geral | 18 |
| 1.3.2 Objetivos específicos | 18 |
| 1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO..... | 19 |
| 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA | 20 |
| 2.1 PATOLOGIAS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO..... | 20 |
| 2.2 FISSURAS NO CONCRETO ARMADO | 22 |
| 2.3 AVALIAÇÃO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO | 24 |
| 2.4 AVALIAÇÃO E PREVISÃO DE VIDA ÚTIL RESIDUAL DAS ESTRUTURAS ... | 27 |
| 2.5 DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO DO MOMENTO MÁXIMO RESISTENTE EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO..... | 30 |
| 2.5.1 Considerações iniciais..... | 30 |
| 2.5.2 Estádios, posição da linha neutra e momento de fissuração | 33 |
| 2.5.3 Momento de ruptura..... | 35 |
| 2.5.4 Compatibilização das deformações | 36 |
| 3 PESQUISAS REALIZADAS | 41 |
| 3.1 INTRODUÇÃO..... | 41 |
| 3.2 HIPÓTESE BÁSICA..... | 42 |
| 3.3 CARACTERIZAÇÃO DAS VIGAS | 44 |
| 3.3.1 Vigas ensaiadas por AGOSTINI (2004)..... | 44 |
| 3.3.2 Vigas ensaiadas por KHEDER <i>et al.</i> (2009)..... | 45 |
| 3.3.3 Vigas ensaiadas por ROMERO (2007)..... | 47 |
| 3.3.4 Vigas ensaiadas por LOPES (2005) e por DIAS <i>et al.</i> (2006) | 48 |
| 3.3.5 Vigas ensaiadas RASHID e MANSUR (2005) e por HASHEMI <i>et al.</i> (2009) ... | 50 |
| 3.3.6 Vigas ensaiadas SANTOS (2006)..... | 51 |
| 3.3.7 Vigas ensaiadas GARCIA (2002)..... | 52 |
| 3.3.8 Vigas ensaiadas por GILBERT e NEJADI (2004) | 53 |
| 3.3.9 Vigas ensaiadas por SIMÕES (2007) | 55 |
| 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES | 57 |
| 5 CONCLUSÕES | 66 |
| 5.1 RELATIVAS À TEMÁTICA | 66 |
| 5.2 EM RELAÇÃO AOS RESULTADOS OBTIDOS..... | 66 |
| REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 68 |
| ANEXO A | 73 |
| ANEXO A.1 – Exemplo de cálculo da capacidade resistente residual: viga 01 ensaiada por agostini (2004)..... | 73 |

LISTA DE FIGURAS

| | | |
|------------|---|----|
| Figura 1.1 | – (a) Fissura em viga do Edifício Areia Branca, dias antes do desabamento (b) Fissuras em vigas de subsolo – já colmatadas..... | 16 |
| Figura 2.1 | – Comportamento típico do concreto submetido à compressão axial (MEHTA E MONTEIRO, 1994) | 23 |
| Figura 2.2 | – Variação das tensões de tração no aço e concreto (THOMAZ, 2004) | 24 |
| Figura 2.3 | – Perda da capacidade portante da estrutura sob corrosão, em função do tempo (ANDRADE, 2000) | 27 |
| Figura 2.4 | – Modelo qualitativo para previsão da vida útil residual (CASCUDO, 1997) | 28 |
| Figura 2.5 | – Diagrama de deformações e tensões da seção da viga | 32 |
| Figura 2.6 | – Diagrama momento x curvatura da seção transversal de uma viga sob flexão (BORGES, 2002) | 33 |
| Figura 2.7 | – Fluxograma para a compatibilização das deforma | 40 |
| Figura 3.1 | – Representação da primeira fissura e os principais dados a serem considerados | 42 |
| Figura 3.2 | – Padrão de fissuração da viga 01 (AGOSTINI, 2004) | 45 |
| Figura 3.3 | – Padrão de fissuração da viga 06 (AGOSTINI, 2004) | 45 |
| Figura 3.4 | – Padrão de fissuração da viga HYSC-2-16 (KHEDER et al., 2009) | 46 |
| Figura 3.5 | – Padrão de fissuração da viga NSC-2-16 (KHEDER et al., 2009) | 46 |
| Figura 3.6 | – Padrão de fissuração da viga NSC-2-25 (KHEDER et al., 2009) | 47 |
| Figura 3.7 | – Padrão de fissuração da viga REF 01 (ROMERO, 2007) | 48 |
| Figura 3.8 | – Padrão de fissuração da viga 01 (LOPES, 2005) | 49 |

| | | |
|-------------|--|----|
| Figura 3.9 | – Padrão de fissuração da Viga 01 (DIAS et al., 2006) | 49 |
| Figura 3.10 | – Padrão de fissuração da viga C211 (RASHID e MANSUR, 2005) | 50 |
| Figura 3.11 | – Padrão de fissuração da viga AH0 (HASHEMI et al., 2009) | 51 |
| Figura 3.12 | – Padrão de fissuração da viga REF01 (SANTOS, 2006) | 52 |
| Figura 3.13 | – Padrão de fissuração da viga REF02 (SANTOS, 2006) | 52 |
| Figura 3.14 | – Padrão de fissuração da viga 03 (GARCIA, 2002) | 53 |
| Figura 3.15 | – Padrão de fissuração da viga B1-a (GILBERT e NEJADI, 2004) | 54 |
| Figura 3.16 | – Padrão de fissuração da viga B1-b (GILBERT e NEJADI, 2004) | 54 |
| Figura 3.17 | – Padrão de fissuração da viga B2-a (GILBERT e NEJADI, 2004) | 55 |
| Figura 3.18 | – Padrão de fissuração da viga B2-b (GILBERT e NEJADI, 2004) | 55 |
| Figura 3.19 | – Padrão de fissuração da viga VREF (SIMÕES, 2007) | 56 |

LISTA DE TABELAS

| | | |
|------------|--|----|
| Tabela 2.1 | – Valores estimados da relação de capacidade – CEB 162 (CASCUDO, 1997) | 29 |
| Tabela 2.2 | – Níveis de danos segundo CEB 162 (CASCUDO, 1997) | 30 |
| Tabela 2.3 | – Critérios de urgência de intervenção – CEB 162 (CASCUDO, 1997) ... | 30 |
| Tabela 3.1 | – Dados das vigas ensaiadas por AGOSTINI (2004) | 44 |
| Tabela 3.2 | – Dados das vigas ensaiadas por KHEDER <i>et al.</i> (2009) | 46 |
| Tabela 3.3 | – Dados das vigas ensaiadas por ROMERO (2007) | 47 |
| Tabela 3.4 | – Dados das vigas ensaiadas por LOPES (2005) e por DIAS <i>et al.</i> (2006) | 49 |
| Tabela 3.5 | – Dados das vigas ensaiadas por RASHID E MANSUR (2005) e por HASHEMI <i>et al.</i> (2009) | 50 |
| Tabela 3.6 | – Dados das vigas ensaiadas por SANTOS (2006) | 51 |
| Tabela 3.7 | – Dados das vigas ensaiadas por GARCIA (2002) | 53 |
| Tabela 3.8 | – Dados das vigas ensaiadas por GILBERT E NEJADI (2004) | 54 |
| Tabela 3.9 | – Dados das vigas ensaiadas por SIMÕES (2007) | 55 |
| Tabela 4.1 | – Adaptação do Critério de Collins (2001) (MORAES NETO, 2013) | 57 |
| Tabela 4.2 | – Compatibilização das deformações | 58 |
| Tabela 4.3 | – Dados coletados e variáveis calculadas..... | 59 |
| Tabela 4.4 | – Cálculo e comparação das capacidades resistentes | 60 |
| Tabela 4.5 | – Comparação e classificação dos momentos segundo adaptação do Critério de Collins (2001) | 61 |
| Tabela 4.6 | – Comparação e classificação das capacidades resistentes - adaptação do Critério de Collins (2001) | 62 |
| Tabela 4.7 | – Somatório dos deméritos de acordo com a adaptação do Critério de Collins (2001) para as variáveis calculadas | 63 |
| Tabela 4.8 | – Resumo da relação de capacidade, intervenção, danos e deterioração das vigas estudadas | 65 |

SÍMBOLOS E ABREVIACÕES

Letras romanas:

| | |
|---------------|--|
| a/c | Fator água e cimento |
| a_1 | Altura da primeira fissura de uma viga, em relação ao bordo tracionado |
| A'_s | Área da seção da armadura longitudinal de compressão |
| ACI | American Concrete Institute |
| A_{ct} | Área da parte da seção tracionada |
| A_s | Área da seção da armadura longitudinal de tração |
| B | Largura da seção transversal |
| C | Força de compressão |
| CEB | Comite Euro internation du Beton |
| C_r | Capacidade resistente residual da viga |
| $C_{r-exp.}$ | Capacidade resistente residual da viga experimental |
| $C_{r-calc.}$ | Capacidade resistente residual da viga teórica |
| D | Altura útil da seção transversal |
| d | Distância entre a armadura tracionada e a fibra mais comprimida |
| d' | Distância entre a armadura comprimida e a fibra mais comprimida |
| E_c | Módulo de elasticidade longitudinal do concreto |
| E_{ci} | Módulo de elasticidade longitudinal tangente inicial do concreto |
| ELS | Estado Limite de Serviço |
| E_s | Módulo de elasticidade longitudinal do aço |
| $f_{tração}$ | Resistência à tração do concreto |
| f'_y | Resistência de escoamento do aço da armadura longitudinal comprimida |
| f_c | Resistência à compressão do concreto |
| f_{ct} | Resistência à tração direta do concreto |
| f_{ctk} | Resistência característica à tração |
| FIP | Fédération Internationale de la Précontrainte |
| f_s | Resistência de escoamento do aço da armadura longitudinal tracionada |
| h | Altura da seção transversal |
| I | Momento de inércia da seção transversal |
| I_c | Momento de inércia da seção bruta de concreto |

| | |
|---------------|--|
| k_1 | Razão entre a tensão média de compressão e a tensão máxima |
| k_2 | Razão entre a fibra extrema de compressão e a linha neutra |
| k_3 | Razão entre a tensão máxima e a resistência na compressão |
| L | Comprimento da viga ou do corpo de prova |
| $L.N.$ | Linha neutra da seção transversal |
| m | Margem de segurança |
| M | Momento fletor |
| MC | Model Code |
| M_r | Momento fletor de fissuração |
| $M_{r-calc.}$ | Momento fletor de fissuração teórico |
| $M_{r-exp.}$ | Momento fletor de fissuração experimental |
| $M_{resist.}$ | Momento fletor resistente da viga |
| M_u | Momento fletor de ruptura |
| $M_{u-calc.}$ | Momento fletor de ruptura teórico |
| $M_{u-exp.}$ | Momento fletor de ruptura experimental |
| NBR | Norma Brasileira |
| P | Carga |
| P_{cr} | Carga de fissuração |
| P_u | Carga de ruptura |
| R' | Capacidade resistente residual atual da estrutura |
| S' | Solicitação que a estrutura deveria resistir pela norma nacional |
| SLN | Momento estático da seção transversal em relação à linha neutra |
| T' | Força de tração na armadura comprimida |
| T | Força de tração na armadura tracionada |
| W | Módulo resistente da seção em relação à fibra mais tracionada |
| X | Altura da linha neutra |
| x_1 | Altura da linha neutra assim que ocorre a fissuração |
| $x_{1-calc.}$ | Altura da linha neutra assim que ocorre a fissuração teórica |
| $x_{1-exp.}$ | Altura da linha neutra assim que ocorre a fissuração experimental |
| x_u | Altura da linha neutra no instante anterior a ruptura |
| $x_{u-calc.}$ | Altura da linha neutra no instante anterior a ruptura teórica |
| $x_{u-exp.}$ | Altura da linha neutra no instante anterior a ruptura experimental |
| y | Medida da distância da linha neutra até a fibra considerada |

| | |
|-------|---|
| y_t | Distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada |
| Z_1 | Braço de alavanca entre a resultante de compressão do concreto e a de tração na armadura tracionada |
| Z_2 | Braço de alavanca entre a resultante de compressão do concreto e a de tração na armadura comprimida |

Letras gregas:

| | |
|---------------------|---|
| α | Fator que relaciona a resistência à tração na flexão com a tração direta |
| α_l | Razão entre a tensão máxima na região comprimida da seção e a resistência à compressão uniaxial |
| α_e | Relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto |
| β_l | Razão entre a tensão média de compressão e a tensão máxima |
| β_x | Coefficiente adimensional que fornece a posição relativa da linha neutra da seção |
| β_{xy} | Coefficiente limite da posição da linha neutra para armadura de tração |
| β'_{xy} | Coefficiente limite da posição da linha neutra para armadura de compressão |
| ε'_s | Deformação específica da armadura próxima da fibra mais comprimida |
| ε_c | Deformação específica do concreto |
| ε_s | Deformação específica da armadura tracionada |
| ε'_s | Deformação específica da armadura comprimida |
| ε_y | Deformação específica de escoamento adotado na NBR 6118 |
| ν | Relação de capacidade |
| ρ | Taxa geométrica de armadura longitudinal de tração |
| ρ' | Taxa geométrica de armadura longitudinal de compressão |
| σ'_s | Tensão normal na armadura longitudinal comprimida |
| σ_c | Tensão normal de compressão no concreto |
| σ_f | Tensão normal de tração no concreto com fibras |
| σ_s | Tensão normal na armadura longitudinal tracionada |
| σ_c | Tensão no concreto |
| $\sigma_{concreto}$ | Tensão no concreto |
| $\sigma_{aço}$ | Tensão no aço |
| $\sigma_{açoII}$ | Tensão no aço calculada no Estádio II |
| Φ | Diâmetro da barra de aço |
| ω | Taxa de armadura mecânica |

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Acidentes estruturais têm ocorrido com frequência no Brasil (CUNHA *et al.*, 1996; CUNHA, 1998; SOUZA, 2001a), entre os colapsos mais lembrados na última década, que somados totalizaram dezenas de vítimas fatais e centenas de feridos, estão os de Guaratuba-PR (1995, Edifício Atlântico), São José do Rio Preto-SP (1997, Edifício Itália), Rio de Janeiro-RJ (1998, Edifício Palace II), Olinda-PE (1999, Edifícios Éricka e Enseada de Serrambi) e Recife-PE (2004, Edifício Areia Branca). Além disso, é de se suspeitar que inúmeros acidentes estruturais sem vítimas fatais venham ocorrendo, porém sem registro formal na literatura técnica. Em todos os casos observaram-se grandes prejuízos financeiros e transtornos operacionais, que acabaram por afetar de maneira significativa o entorno das regiões onde ocorreram os colapsos. Um histórico significativo que chama a atenção para a qualidade e segurança das construções brasileiras (SOUZA e ENAMI, 2009).

Com tudo isso a Engenharia Diagnóstica vem ganhando muito espaço entre diversos setores técnicos: grade curricular, cursos de especialização, pesquisas e desenvolvimento tecnológico. O campo das patologias das estruturas é uma área da Engenharia Civil que apresenta grande diversidade e complexidade, devido à abrangência de aspectos em análise, que podem advir de erros de projetos, erro de execução, agressividade do meio ambiente, má escolha de materiais, entre outras. Em uma estrutura de concreto armado, as patologias podem ocorrer no concreto e/ou no aço, destacando-se que os agentes podem advir das mais diversas fontes, sendo de muita importância a correta caracterização de onde estas advêm para que ocorra uma intervenção adequada, a fim de minimizar ou evitar a ação do agente gerador (ALMEIDA e AZEVEDO, 2009).

Um estado patológico que afeta enormemente as estruturas de concreto e que traz grande preocupação é o problema do aparecimento de fissuras nos elementos estruturais. Segundo THOMAZ (2007), esse problema pode ser o aviso de um eventual estado perigoso pelo qual a estrutura está passando e também pode significar o comprometimento do desempenho da obra em serviço (estanqueidade a água, durabilidade, etc.), além, é claro, do constrangimento

psicológico que a fissuração dos elementos estruturais exerce sobre seus usuários (SOUZA, 2001b).

A fissuração é um fenômeno inevitável no concreto e um dos fatores que mais influenciam no comportamento das peças estruturais de concreto armado, tendo em vista que pode comprometer a utilização (necessidade funcional da estrutura), a durabilidade e a estética das mesmas. As fissuras ocorrem basicamente nas zonas submetidas a esforços de tração, devido à baixa resistência do concreto a esse tipo de solicitação, conforme pode ser visto na Figura 1.1 (ALMEIDA e AZEVEDO, 2009).



Figura 1.1 - (a) Fissura em viga do Edifício Areia Branca, dias antes do desabamento (b)

Fissuras em vigas de subsolo – já colmatadas

Além disso, vale destacar que, segundo SOUZA (2001b), as estruturas de concreto armado normalmente apresentam um quadro de fissuração excessiva quando existem problemas que comprometem sua capacidade portante e, assim sendo, a análise estrutural, utilizando recursos baseados unicamente na Teoria da Elasticidade, é insuficiente para a obtenção de um diagnóstico adequado, que indique parâmetros para uma intervenção bem-sucedida.

É necessário que recursos mais avançados de análise não linear, incluindo plasticidade, danificação e fraturamento, sejam incluídos na análise. Os engenheiros envolvidos nos processos de intervenção, avaliação e recuperação de estruturas danificadas devem dominar todas as ferramentas disponíveis, de maneira a diagnosticar e conduzir com êxito o reforço e o reparo das estruturas de concreto, bem como prever com sucesso a estabilidade e o tempo de segurança das estruturas submetidas ao processo inicial de fratura (SOUZA, 2001b).

Porém, o que se vê constantemente são técnicos atuando na Engenharia Diagnóstica sem dominar todas as teorias e instrumentos necessários para a correta caracterização das patologias e predição de possíveis colapsos estruturais, principalmente em cidades distantes dos grandes centros tecnológicos brasileiros. Parte desta problemática se deve à falta de integração entre os conhecimentos adquiridos em ensaios laboratoriais e a aplicação prática destes estudos pelos peritos e demais profissionais que trabalham nas investigações patológicas.

1.2 JUSTIFICATIVA

O Brasil vive um momento de grande euforia imobiliária, dentre os principais motivos estão o crescente aumento no poder de compra da classe média brasileira, a facilidade no financiamento imobiliário, a celebração de grandes eventos – como a Copa do Mundo, os Jogos Olímpicos e a Jornada Mundial da Juventude – e a destinação de recursos consideráveis para obras de infraestrutura por parte do Governo Federal. Assim, juntamente com essa euforia, o setor construtivo cresce a passos largos, aumentando a demanda por engenheiros, que praticamente já saem da faculdade diretamente para um canteiro de obras.

O que por um lado pode parecer bom para os profissionais da Engenharia, por outro preocupa, basta efetuar um levantamento dos acidentes estruturais ocorridos no país nos últimos anos e contabilizar os prejuízos. A origem desses colapsos, a despeito das causas específicas de cada acidente, está relacionada primordialmente com a falta de preparo dos profissionais envolvidos nessas construções que, em muitos casos, não tiveram disciplinas importantes na sua formação acadêmica – como patologias na construção, perícias em estruturas, estruturas de grande porte, entre outros – nem tampouco tempo para se especializarem. Somados a este quadro, pode-se destacar o número reduzido de laboratórios voltados à pesquisa no setor da construção civil, falta de leis mais incisivas que obriguem a observação das normas técnicas e de incentivo à aquisição de equipamentos e instrumentos de pesquisa e consultoria. Toda essa situação se agrava em um nível mais acentuado nas cidades mais distantes dos grandes centros populacionais e industriais brasileiros.

Assim, dada a demanda crescente no setor construtivo, a necessidade de se evitar novos acidentes estruturais, a importância em capacitar os técnicos e desenvolver os diversos ramos da Engenharia, como a Engenharia Diagnóstica, o presente trabalho se propõe a debater um dos principais indicativos de colapsos nas estruturas de concreto armado – as fissuras de flexão em vigas, buscando simplificar alguns conceitos e desenvolver uma ferramenta matemática de fácil utilização que possa prever a capacidade resistente residual das vigas após a fissuração. Diante de tantas demandas e dificuldades a serem enfrentadas, toda e qualquer contribuição técnica que possa vir a integrar o conjunto de práticas desenvolvidas no cotidiano dos engenheiros, passa a ser bem vinda.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo geral

O objetivo principal deste trabalho é demonstrar que é possível integrar e simplificar os conhecimentos adquiridos em laboratórios à prática profissional dos engenheiros e peritos envolvidos diretamente na construção e manutenção dos edifícios e obras de grande porte, com ênfase na importância da divulgação desses conhecimentos, que na maioria das vezes ficam restritos a um número reduzido de pesquisadores e assinantes de revistas científicas.

1.3.2 Objetivos específicos

De forma específica, esse trabalho busca desenvolver uma ferramenta analítica de fácil utilização para inferir a capacidade resistente de vigas fissuradas, a fim de estimar o momento último em que as mesmas entrarão em colapso imediatamente após a primeira fissura, trabalhando as principais formulações utilizadas no cálculo do momento de fissuração, posição da linha neutra e momento de ruptura, e adotando as hipóteses básicas da teoria convencional da flexão em conjunto com algumas hipóteses complementares. E provar que, ainda assim, essas equações satisfazem os critérios de COLLINS (2001) quanto a segurança, precisão e eficiência.

Secundariamente, avaliar o comportamento das vigas, as características das fissuras de flexão (comprimento e localização) associadas às cargas aplicadas – em especial o Momento de fissuração e o Momento último, a posição da linha neutra em função do comprimento das fissuras de flexão, bem como estabelecer critérios qualitativos para o grau de risco de colapso em função do comprimento da primeira fissura e da capacidade resistente.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

A dissertação apresentada é composta por seis capítulos, sendo que no **Capítulo 1** são apresentadas as considerações gerais, justificativa, objetivos e estrutura do trabalho. Já no **Capítulo 2** é apresentada a revisão bibliográfica, onde são abordados os principais conceitos e formulações a serem estudados ao longo deste trabalho, tais como: patologia em estruturas, fissuras no concreto armado, avaliação estrutural, previsão da vida útil residual da estrutura, dimensionamento e verificação do momento máximo resistente em vigas de concreto armado. E no **Capítulo 3** são apresentadas as pesquisas realizadas, com uma breve introdução destacando os procedimentos metodológicos, a hipótese básica de pesquisa e a caracterização das vigas estudadas – com coleta de dados e imagens fotográficas – que serão submetidas às formulações propostas no capítulo 2 e aplicadas no capítulo 4.

Logo em seguida, no **Capítulo 4**, são apresentados todos os resultados das formulações propostas pela hipótese básica desta pesquisa, bem como são feitas as discussões pertinentes em relação a toda temática abordada neste trabalho. Por fim, no **Capítulo 5** são apresentadas as conclusões as quais foi possível chegar diante dos objetivos propostos por essa pesquisa, bem como traz a síntese dos principais aspectos abordados, das dificuldades encontradas e uma avaliação de perspectiva de proposta futura de trabalhos. E, sequencialmente, ao final, são apresentadas as referências completas utilizadas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 PATOLOGIAS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

As estruturas de concreto devem ser projetadas para que não ocorra colapso, seja ele localizado ou global, mas, além disso, elas devem garantir conforto, boa funcionalidade, aceitabilidade sensorial aos usuários. A verificação na ruína é de grande relevância para conferir à estrutura um nível adequado de segurança com relação à resistência a todas as solicitações que provavelmente ocorrerão durante a vida útil da obra (CUNHA, 2011).

Designa-se genericamente por PATOLOGIA DAS ESTRUTURAS o campo da engenharia das construções que se ocupa do estudo das origens, formas de manifestação, consequências e mecanismos de ocorrência das falhas e dos sistemas de degradação das estruturas (RIPPER e SOUZA, 1998). Os problemas patológicos manifestam-se externamente de forma característica, de maneira que se pode deduzir a natureza e os mecanismos envolvidos, assim como prever as prováveis consequências (REIS, 2001).

Os sintomas mais comuns, de maior incidência nas estruturas de concreto, são as fissuras, as eflorescências, as flechas excessivas, as manchas no concreto aparente, a corrosão de armaduras e os ninhos de concretagem – segregação dos materiais constituintes do concreto (HELENE, 1992). Dentre esses, o aparecimento de fissuras é sempre um sintoma que merece extrema atenção, devendo ser investigado com a aplicação de metodologia científica específica, objetivando responder se tais fissuras podem conduzir a estrutura a problemas mais severos que impliquem em risco de segurança aos seus usuários (SOUZA e ENAMI, 2009).

Um processo de fissuração pode, quando anômalo, instalar-se em uma estrutura como consequência da atuação das mais diversas causas, intrínsecas ou extrínsecas. Para que se possa identificar com precisão a causa/efeito, é necessário desenvolver análises consistentes, que incluam a mais correta determinação da configuração das fissuras, de sua variação ao longo do tempo, da extensão e da profundidade das mesmas (RIPPER e SOUZA, 1998).

A caracterização da fissuração como deficiência estrutural dependerá sempre da origem, intensidade e magnitude do quadro de fissuração existente, posto que o concreto, por ser material com baixa resistência à tração, fissurará por natureza sempre que as tensões, que podem ser instaladas pelos mais diversos motivos, superarem a sua resistência última à tração. Portanto, ao se analisar uma estrutura de concreto que esteja fissurada, os primeiros passos a serem dados consistem na elaboração do mapeamento das fissuras e em sua classificação (RIPPER e SOUZA, 1998).

Conforme comprovado por diversos pesquisadores pelo ensaio de Stuttgart, as fissuras ocorrem basicamente nas zonas submetidas a esforços de tração devido à baixa resistência do concreto a esse tipo de sollicitação (ALMEIDA e AZEVEDO, 2009). Com o aumento de carregamento no trecho de momento máximo (entre as forças), a resistência do concreto à tração é ultrapassada e surgem as primeiras fissuras de flexão. Nas seções fissuradas a viga encontra-se no *Estádio II* e a resultante de tração é resistida exclusivamente pelas barras longitudinais. No início da fissuração da região central, os trechos junto aos apoios, sem fissuras, ainda se encontram no *Estádio I* (BATISTA, 2007).

No Estádio I a tensão de tração no concreto não ultrapassa sua resistência característica à tração (f_{ctk}) e não há fissuras de flexão visíveis; nesse estágio o diagrama de tensão normal ao longo da seção é linear, e as tensões nas fibras mais comprimidas são proporcionais às deformações, correspondendo ao trecho linear do diagrama tensão-deformação do concreto. Já o Estádio II, que é caracterizado pela presença de fissuras nas zonas de tração e, portanto, o concreto situado nessas regiões é desprezado. Nesse estágio a tensão de tração na maioria dos pontos situados na região tracionada da seção tem valor superior ao da resistência característica do concreto à tração (CUNHA, 2011).

Durante a flexão em vigas, a separação entre esses dois estádios de comportamento é definida pelo momento de fissuração (M_r), o qual define-se como sendo o momento fletor capaz de provocar a primeira fissura na peça. Se o momento fletor atuante numa dada seção da peça for menor que o momento de fissuração significa que esta seção não possui fissuras (visíveis) resultantes do carregamento e, portanto, encontra-se no Estádio I. Caso contrário, se o momento fletor atuante for maior que o de fissuração, a seção encontra-se fissurada e, portanto, no Estádio

II. Neste segundo caso, diz-se que foi ultrapassado o estado limite de formação de fissuras (CUNHA, 2011).

2.2 FISSURAS NO CONCRETO ARMADO

As fissuras podem ser definidas como descontinuidades de pequena abertura induzidas pela ação de forças que provocam o aparecimento de tensões de tração que superam a capacidade resistente do material componente da estrutura. Em muitos casos, a fissuração é decorrente de esforços associados a fenômenos de retração ou térmicos, ou é decorrente de movimentações diferenciadas em pontos de contato entre materiais diferentes, nesses casos a fissuração tem pouca repercussão na segurança estrutural, embora possa trazer problemas de estanqueidade e desempenho. Em outros casos, todavia, a fissuração é resultante da incapacidade do material componente da estrutura de suportar as tensões atuantes, o que pode ser um indicativo de que as cargas e/ou as solicitações foram subestimadas, ou que a resistência do material é inferior à prevista (HELENE e SILVA FILHO, 2011).

Antes da aplicação de qualquer tipo de carregamento em uma estrutura de concreto, microfissuras, fissuras na zona de transição e falhas pré-formadas já existem internamente no material. Após o aumento de solicitação de tensões, pode-se observar mudança de comportamento do concreto quanto à formação de fissuras (HANAI, 2005). As mudanças de comportamento do concreto podem ser observadas a partir do esquema apresentado por MEHTA e MONTEIRO (1994), que apresentam o comportamento do concreto em quatro níveis de solicitação, quando submetido a um ensaio de compressão axial (Figura 2.1).

No primeiro nível, com até 30% de solicitação, o concreto mantém sua configuração inicial com poucas alterações, as fissuras na zona de transição permanecem estáveis e falhas pré-formadas podem existir. Aumentando o nível de tensão aplicado, ocorre o crescimento das fissuras na zona de transição e na matriz da pasta de cimento hidratada, entretanto, até a faixa de 50% da tensão última, pode-se admitir a existência de um sistema estável de microfissuras na zona de transição e a fissuração na matriz é desprezível. No terceiro nível, com o aumento da tensão em até 75%, as fissuras na zona de transição tornam-se instáveis e há um aumento de

fissuras na matriz da pasta. Por fim, a partir de 75%, a curva tensão-deformação inclina-se em relação à horizontal, até atingir níveis críticos de tensão, levando finalmente ao colapso.

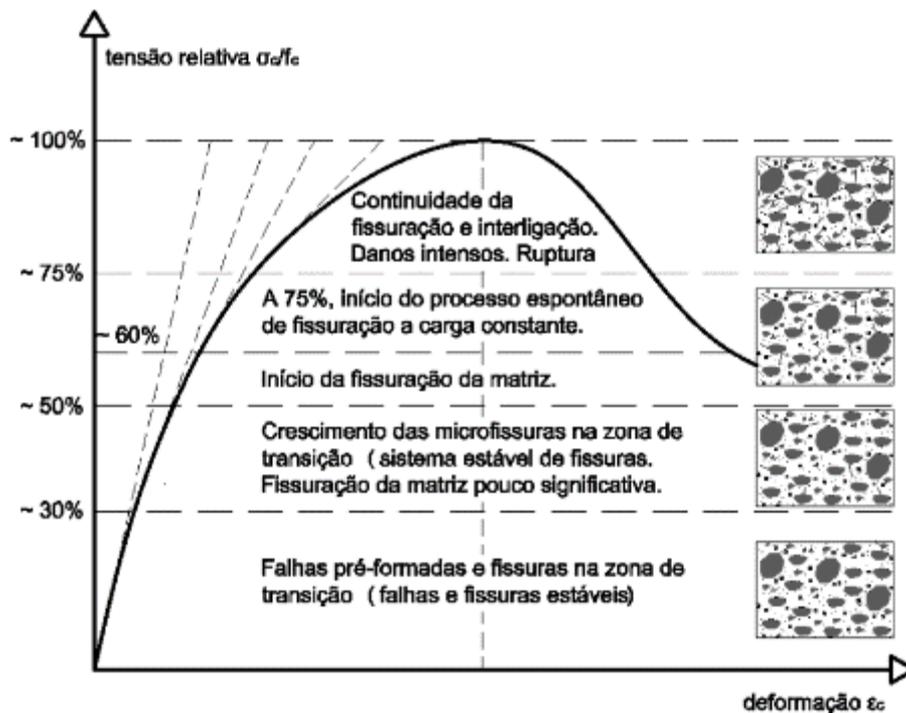


Figura 2.1 - Comportamento típico do concreto submetido à compressão axial (MEHTA e MONTEIRO, 1994)

Portanto, para evitar esse colapso, é fundamental atentar para todos os sinais de que a estrutura possa estar se comportando de forma inadequada. Um dos sintomas mais comuns e visíveis consiste na ocorrência de perda de integridade pela fissuração. Nesses casos é fundamental mapear o quadro fissuratório e monitorar a evolução das fissuras para que se possa avaliar quais as causas e os efeitos da perda de integridade. Para poder usar o quadro fissuratório como um auxiliar no diagnóstico de problemas de resistência em estruturas acabadas é fundamental entender os mecanismos de formação e ter uma noção sobre como monitorar a atividade de fissuras (HELENE e SILVA FILHO, 2011).

Definidas quais as fissuras a monitorar, deve-se registrar, se possível, a extensão de cada uma dela, marcando o início e o fim da lesão, de acordo com um exame visual. Deve-se colocar ao lado da marcação a data em que foi ela foi efetuada (HELENE e SILVA FILHO, 2011). Até mesmo para se avaliar a variação na posição da linha neutra e das tensões de tração no aço e no concreto, junto as fissuras, conforme demonstra THOMAZ (2004) na Figura 2.2:

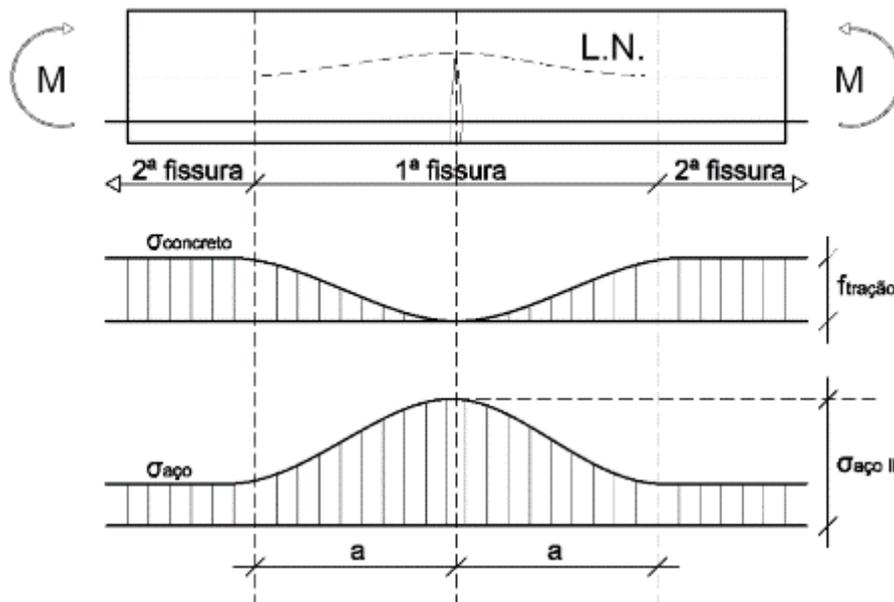


Figura 2.2 - Variação das tensões de tração no aço e concreto (THOMAZ, 2004)

LEONHARDT e MONNING (1981) ressaltam que a baixa resistência à tração do concreto é a razão pela qual as peças estruturais de concreto fissuram-se até com tensões de tração pequenas. Assim, no caso de estruturas, via de regra, só se pode confiar na resistência à tração do concreto em escala limitada. Por essa razão, dimensiona-se a armadura de vigas de concreto armado para atender a capacidade resistente, partindo-se da hipótese que o concreto não colabora em nada com a tração.

2.3 AVALIAÇÃO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

Quando se lida com uma estrutura acabada, um elevado número de fatores (áreas de concreto e aço, altura da seção, posição das armaduras, entre outros), os quais são considerados como incógnitas durante o processo de projeto, já se encontra definido. Por isso, o processo de avaliação da resistência necessária numa obra acabada requer bom senso e conhecimento de tecnologia de concreto, conhecimento dos fundamentos da segurança estrutural, conhecimento do projeto, das cargas permanentes e acidentais, dos procedimentos de ensaio de campo, dos procedimentos de ensaio em laboratório, de análise dos resultados, domínio da natureza dos esforços e ações efetivas, e outras. Além disso, requer a inspeção e vistoria criteriosa da estrutura real (HELENE e SILVA FILHO, 2011).

Avanços têm sido verificados quanto à análise das estruturas através de técnicas que avaliam características sem interrupção das funções do elemento a ser estudado. Entretanto, o alto custo e limitação do uso em laboratórios são fatores dificultadores para uma abordagem criteriosa. Assim, diante deste quadro, um conceito importante é o do monitoramento das estruturas, compreendendo os procedimentos de observação do comportamento, interpretação dos dados e tomada de decisão (REIS, 2001).

Na fase do projeto do monitoramento a ser estabelecido, é elaborado um plano de observação. Ensaios laboratoriais e *in situ*, inspeções visuais e instrumentação propiciam a coleta dos dados. Os métodos de análise atualmente empregados são os determinísticos e os probabilísticos (BERNARDES e ANDRÉ, 1997). A interpretação dos resultados consiste no estabelecimento de modelos e critérios de forma a explicar o comportamento estrutural e emitir parecer sobre as condições de segurança ou rever hipóteses assumidas no projeto. Portanto, o monitoramento fornece parâmetros para a manutenção, para possíveis intervenções de recuperação e para a otimização de novos projetos.

Com o objetivo de verificar a integridade estrutural, a capacidade de carga resistente da estrutura e as condições de deterioração da mesma, vários autores (ANDRADE, 1992; CARMONA FILHO, 2000; KAY, 1992) sugerem a divisão do processo em duas etapas. Na fase inicial são determinadas as dimensões gerais e propriedades globais da estrutura através da realização de alguns ensaios com os materiais, tais como profundidade de carbonatação, presença de cloretos e qualidade do concreto, pelos métodos da porosidade e resistência (REIS, 2001). Registram-se todos os sintomas visuais, inclusive retirando-se o cobrimento do concreto em pontos singulares para a observação direta das armaduras - sugere-se o preenchimento de fichas de antecedentes, que se referem à estrutura e meio ambiente. Na segunda fase, aspectos particulares são examinados em detalhes. Uma inspeção detalhada pode quantificar a extensão da deterioração e caracterizar todos os elementos da estrutura, sendo importante planejar e prover os meios de acesso a todos os elementos a inspecionar, assim como a disponibilidade de energia, água e outros meios auxiliares para a realização dos trabalhos (REIS, 2001).

Os principais instrumentos utilizados numa inspeção são a régua e metro, giz estaca, fio de prumo, nível d'água, escova de cerdas metálicas, lupa, binóculo, lanterna, máquina fotográfica, filmadora, fissurômetro, extensômetro mecânico ou elétrico, martelo de geólogo, furadeira

elétrica de impacto, pacômetro, esclerômetro, equipamento de acesso do tipo escada, cavalete, dentre outros, equipamento individual de proteção (CARMONA FILHO, 2000). Quanto às técnicas e ensaios mais frequentes no diagnóstico de uma estrutura deteriorada estão a determinação da espessura carbonatada, a dosagem de cloretos e sulfatos, a extração de testemunhos de concreto e armadura, a determinação da massa específica, permeabilidade e resistência mecânica do concreto, o mapeamento do potencial elétrico do concreto, a intensidade de corrente de corrosão, a radiografia-X, gamagrafia e a realização de prova de carga. É de fundamental importância conhecer as causas que motivaram os danos (REIS, 2001).

Uma abordagem criteriosa da estrutura deverá analisar aspectos qualitativos e quantitativos do concreto, da armadura e do desempenho das estruturas como um todo. Isto requer o uso de técnicas que avaliem as condições das construções e estruturas, tais como dimensões dos componentes estruturais, avaliação do grau de adensamento do concreto, detecção de vazios e deterioração de materiais, dentre outras características, e, preferencialmente, sem interrupção das funções do elemento a ser estudado (REIS, 2001).

Dado o surgimento de inúmeros casos de patologia em estruturas de concreto armado, aliado à preocupação com o controle de qualidade das estruturas recentes e à manutenção de estruturas em geral, as técnicas de ensaios de avaliação de estruturas acabadas têm se desenvolvido intensamente nas duas últimas décadas, com o objetivo de prevenir e corrigir tais vícios da engenharia (EISINGER e LIMA, 2000).

Conforme PADARATZ (1997), o desenvolvimento de pesquisa na área de ensaios não destrutivos cresceu significativamente devido à necessidade de melhor entendimento dos mecanismos de deterioração e sua extensão em uma estrutura, antes de se proceder a qualquer serviço de recuperação. Porém verifica-se que a implantação de normas limita-se principalmente aos ensaios não destrutivos de esclerometria e ultrassom e secundariamente aos ensaios semidestrutivos. Pode-se verificar em LOTTI *et al.* (1997) uma extensa relação de ensaios não destrutivos, cuja utilização é ainda bastante restrita. O desenvolvimento e adaptações de ensaios não destrutivos apresentam-se como um caminho potencial para a análise de estruturas deterioradas, facilitando o correto diagnóstico e a adoção de medidas coerentes com o quadro patológico instalado.

2.4 AVALIAÇÃO E PREVISÃO DE VIDA ÚTIL RESIDUAL DAS ESTRUTURAS

Segundo RIPPER e SOUZA (1998), por vida útil de um material entende-se o período durante o qual as suas propriedades permanecem acima dos limites mínimos especificados. O conhecimento da vida útil e da curva de deterioração de cada material ou estrutura são fatores de fundamental importância para a confecção de orçamentos reais para a obra, assim como de programas de manutenção adequados e realistas. Já por desempenho entende-se o comportamento em serviço de cada produto, ao longo da vida útil, e a sua medida relativa espelhará, sempre, o resultado do trabalho desenvolvido nas etapas de projeto, construção e manutenção.

De acordo com ANDRADE (2000), a vida residual é definida a partir do momento em que a estrutura alcança um limite de deterioração inaceitável. Implica, portanto, a ideia de que a estrutura degrada progressivamente a uma determinada velocidade. Durante este período pode-se intervir de forma a recuperar ou reforçar. Uma vez recuperada, deve-se estabelecer os requisitos mecânicos e ambientais, informando-se o tempo de referência para o cálculo da vida útil projetada (REIS, 2001) (Figura 2.3).

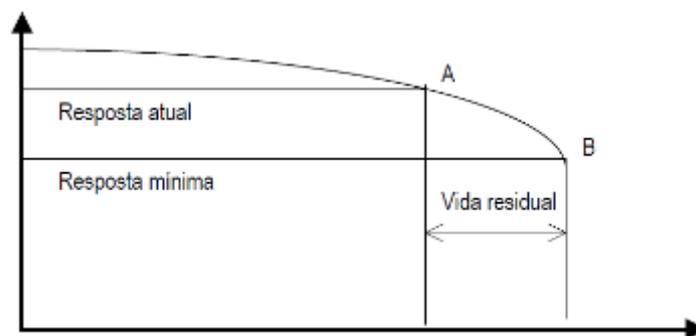


Figura 2.3 - Perda da capacidade portante da estrutura sob corrosão, em função do tempo (ANDRADE, 2000)

De acordo com ANDRADE (2000), as metodologias que podem ser utilizadas para o cálculo da vida residual são os métodos simplificados, baseados no uso de “indicadores de dano” e os métodos refinados que verificam a capacidade portante, baseando-se nas seções residuais do aço e do concreto. Uma vez estabelecidos, decide-se pela urgência da intervenção. CASCUDO (1997) apresenta um modelo qualitativo tendo como parâmetro principal a fissuração (Figura 2.4):

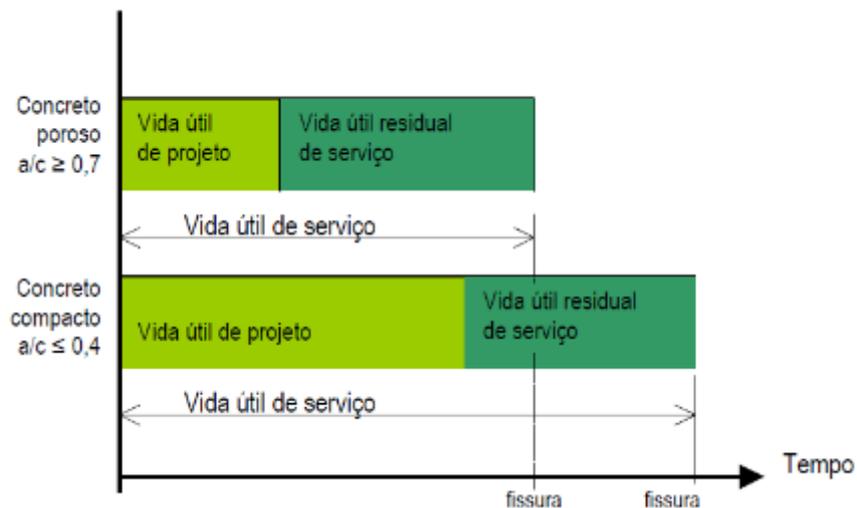


Figura 2.4 - Modelo qualitativo para previsão da vida útil residual (CASCUDO, 1997)

De acordo com a Figura 2.4, a vida útil de projeto corresponde à demanda de tempo que vai desde o início da construção até a despassivação da armadura, dada em geral pela chegada dos cloretos ou da frente de carbonatação à armadura. Já a vida útil de serviço ou de utilização corresponde à demanda de tempo, que vai desde o início da construção até que se alcance determinado estado de fissuração do concreto e/ou estabeleça manchas em sua superfície, ou até mesmo quando houver o destacamento do concreto de cobrimento. Já a vida útil residual de serviço ou de utilização corresponde à subtração da vida útil de serviço pela vida útil de projeto, ou seja, é o tempo residual que vai desde a despassivação do aço até o esgotamento da vida útil de serviço.

O conhecimento da capacidade resistente residual da estrutura a ser recuperada ou reforçada é necessário para a tomada de decisões. Para tanto é preciso determinar uma série de dados, especialmente quanto à rigidez e resistência da estrutura, tais como a determinação da profundidade e largura das fissuras, para se obter o grau de capacidade que o elemento ainda conserva para transmitir esforços. Nesses casos, os elementos sofrem alterações na rigidez dando lugar a novas distribuições na estrutura. Um método sugerido por CÁNOVAS (1988) consiste em empregar um modelo de deterioração da rigidez com carga pré-fixada usando como comprovação a prova de carga. A prova de carga somente deve ser realizada quando os resultados de um cálculo prévio indicarem que o coeficiente de segurança é suficiente para não promover o colapso durante o ensaio (REIS, 2001).

ANDRADE (1992) e CÁNOVAS (1988) indicam, ainda, um procedimento proposto pelo CEB – Boletim 162 (1983). Tal procedimento estabelece a resistência residual relativa, v , da estrutura, a partir de uma definição prévia do nível de deterioração aceitável, baseando-se em modelos empíricos. A margem de segurança é definida como a relação da diferença da capacidade resistente residual atual da estrutura (R') e a solicitação que a estrutura deveria resistir de acordo com a norma nacional (S'), pela própria capacidade resistente residual (Equação 2.1). Já a relação de capacidade (Equação 2.2) é aquela existente entre a capacidade de resistência atual de um sistema ou elemento e a ação-efeito a que esse sistema ou elemento deve resistir de acordo com as normas (CÁNOVAS, 1988).

$$m = \frac{R' - S'}{R'} \quad \text{Equação 2.1}$$

$$v = \frac{R'}{S'} \quad \text{Equação 2.2}$$

Os níveis de degradação encontram-se classificados no Boletim, em função de indicações visuais e níveis de dano. A partir desta classificação, podem-se obter os valores que podem definir a urgência da intervenção. ANDRADE (1992) indica que para valores de $v < 0,5$, a intervenção deve ser imediata. Para valores $v > 0,5$, a intervenção pode ser adiada por 1 a 2 anos. Para valores $v = 1$, a intervenção pode ocorrer num prazo futuro de 10 a 20 anos. Parâmetros sociais, históricos, artísticos ou econômicos podem influir na definição desta urgência (REIS, 2001) (Tabelas 2.1, 2.2, 2.3).

Tabela 2.1 – Valores estimados da relação de capacidade – CEB 162 (CASCUDO, 1997)

| Obra | Valores de relação de capacidade (v) | | | |
|-------|--|-----|-----|------|
| | Nível de deterioração | | | |
| | A | B | C | D |
| Nova | 0,95 | 0,8 | 0,6 | 0,35 |
| Velha | 0,85 | 0,7 | 0,5 | 0,25 |

Tabela 2.2 – Níveis de danos segundo CEB 162 (CASCUDO, 1997)

| Indicações Visuais | Níveis de Danos | | | | |
|--------------------|-----------------|---|---|---|---|
| | A | B | C | D | E |

| Mudanças de cor | Manchas de Ferrugem | Manchas de Ferrugem | Manchas de Ferrugem | Manchas de Ferrugem | Manchas de Ferrugem |
|------------------------------|-----------------------|--|---------------------|---|--|
| Fissuração | Algumas Longitudinais | Várias Longitudinais, algumas nos estribos | Acentuada | Acentuada | Acentuada |
| Lascamento | - | Algum | Acentuado | Perda de aderência aço/concreto em alguns trechos | Perda de aderência aço/concreto em alguns trechos |
| Perda de seção de aço | - | 5% | 10% | 25% | Alguns estribos quebrados e barras longitudinais flambadas |
| Flechas | - | - | - | Possíveis | Aparentes |

Tabela 2.3 – Critérios de urgência de intervenção – CEB 162 (CASCUDO, 1997)

| Urgência de Intervenção | |
|--------------------------------|---------------------|
| v | Tempo (anos) |
| < 0,50 | Imediata |
| > 0,50 | 1 a 2 |
| 1 | 10 a 20 |

Um diagnóstico se completa quando é feita a avaliação do quadro patológico, verificando se as condições de utilização ou de segurança são afetadas. O monitoramento de estruturas apresenta-se como ferramenta para a realimentação das informações quanto à deterioração das estruturas e como forma indicativa do momento correto para intervenções preventivas. O atendimento aos requisitos de qualidade e durabilidade das construções deve ser verificado em todas as etapas do processo construtivo e também nos trabalhos de reparo e reforço. Esses requisitos são pressupostos indispensáveis para o desenvolvimento sustentado (REIS, 2001).

2.5 DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO DO MOMENTO MÁXIMO RESISTENTE EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO

2.5.1 Considerações iniciais

Segundo CAVALCANTI (2010), até a década de 1980, o dimensionamento de vigas mistas era feito pelo Método das Tensões Admissíveis, em que os valores extremos das tensões solicitantes eram comparados com valores admissíveis. A tensão admissível é uma fração de alguma tensão limite, definida pelo limite do comportamento elástico-linear ou pela instabilidade do elemento. A razão entre a tensão limitante e a admissível é nomeada fator de segurança. O fator de segurança, que era baseado em bom senso e experiência, tem o papel de ajustar a possibilidade de ocorrência de valores desfavoráveis das ações e das propriedades dos materiais e, ainda, as incertezas do modelo teórico (SANTOS, 2012).

CAVALCANTI (2010) afirma ainda que, em seguida, algumas normas começaram a adotar um novo procedimento de cálculo com base no Método dos Estados Limites, como a NBR 8681 (ABNT, 2003). De acordo com DAVID (2007), esta nova metodologia estabelece condições de colapso da estrutura, baseado em critérios de resistência última ou instabilidade, citando-se a hipótese de plastificação da seção e através de critérios do Estado Limite de Serviço (ELS), determinado por um limite de deslocamento excessivo. SANTOS (2012) afirma que os estados limites representam os cenários de falha e são adotados como critério de segurança pelas normas de projeto de estruturas.

BORGES (2002) ensaiou doze vigas a fim de estudar o comportamento do concreto não confinado sob flexão pura, analisando a relação entre o momento máximo experimental e o teórico, bem como a deformação crítica, o tamanho e a localização da zona de dano na flexão, e neste trabalho foi levado em consideração as hipóteses básicas que permeiam a teoria convencional de flexão, ou seja, que as seções inicialmente planas permanecem planas após a deformação, que a deformação na armadura é igual à deformação do concreto no mesmo nível (compatibilidade de deformações) e que as tensões na armadura e no concreto podem ser calculadas a partir das correspondentes deformações, por meio da utilização dos diagramas tensão x deformação de cada material.

A primeira hipótese é a mais tradicional no desenvolvimento da teoria de viga. Esta hipótese é reconhecidamente comprovada por um grande número de resultados de ensaios, os quais mostram que a distribuição das deformações ao longo da altura de uma viga é essencialmente linear. A segunda hipótese é necessária porque o concreto e a armadura devem atuar em conjunto para resistir aos esforços solicitantes, o que implica uma condição de aderência

perfeita entre o concreto e a armadura. Quanto à terceira hipótese, o carregamento atuante na viga é adequadamente equilibrado pelo momento fletor resistente calculado utilizando as curvas teóricas tensão x deformação do concreto e da armadura (BORGES, 2002).

BORGES (2002) também levou em conta algumas hipóteses adicionais, aceitas e trabalhadas amplamente por outros pesquisadores, para simplificar o problema (sem perda expressiva de precisão dos resultados); assim considerou que a resistência à tração do concreto é desprezada no cálculo da capacidade resistente à flexão, que o concreto chega ao colapso quando a deformação de compressão atinge um valor limite e que a forma do diagrama tensão x deformação do concreto na compressão pode ser escolhida como retangular, trapezoidal, triangular, parabólica, ou qualquer outra forma que proporcione uma estimativa correta da capacidade resistente à flexão da viga. Portanto, através dessas hipóteses, é possível a utilização de um diagrama tensão x deformação simplificado (Figura 2.5) para a determinação do momento resistente, desde que sejam obtidos valores compatíveis com resultados experimentais:

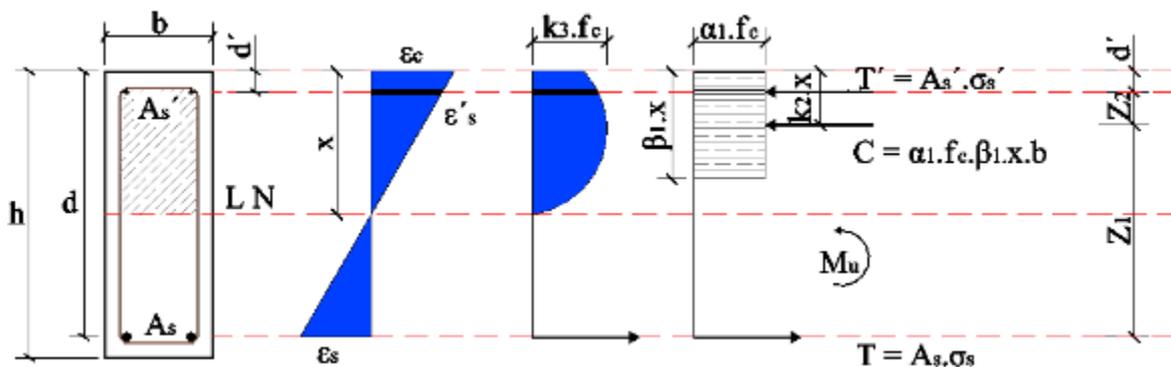


Figura 2.5 - Diagrama de deformações e tensões da seção da viga

Em geral, o valor da resistência à tração do concreto é 1/10 da resistência à compressão, e a força resistida pelo concreto tracionado é pequena em relação àquela resistida pela armadura. Por esse motivo, a contribuição do concreto tracionado na resistência à flexão da viga é desprezada. No entanto, vale salientar que a resistência à tração do concreto é considerada em várias outras situações, tais como cisalhamento, aderência, flechas. Além disso, se o concreto apresentasse resistência nula à tração, um dos mecanismos básicos do concreto armado, qual seja, a aderência entre concreto e armadura, seria impossível de existir (BORGES, 2002).

BORGES (2002) afirma, ainda, que a rigor não existe um valor limite para a deformação de compressão do concreto. Uma viga de concreto armado atinge a sua capacidade resistente quando a inclinação do diagrama momento x curvatura é anulada (Figura 2.6). O colapso ocorre na região pós-pico, onde a inclinação desse diagrama se torna negativa, resultando deformações adicionais com a redução da carga aplicada (amolecimento). Entretanto, a adoção de um limite para a deformação de compressão do concreto simplifica bastante os cálculos de projeto. Uma vez que o momento fletor máximo corresponde a um valor particular de deformação de compressão da fibra extrema da viga no diagrama momento x curvatura, o momento correspondente a qualquer outro valor de deformação da fibra extrema será menor. Como resultado, essa hipótese sempre resultará em estimativas conservadoras (e seguras, portanto) da capacidade resistente à flexão. O valor da deformação limite de compressão da fibra extrema de uma viga fletida é adotado igual a 0,003 no ACI 318 (ACI, 2011), enquanto o CEB-FIP MC2010 (CEB, 2010) e a NBR 6118 (ABNT, 2014) estipulam o valor de 0,0035 para vigas e o mesmo valor para pilares com carga excêntrica. É importante salientar que valores bem mais elevados de deformação podem ser obtidos para peças nas quais o concreto é confinado por meio de espirais ou estribos pouco espaçados (BORGES, 2002).

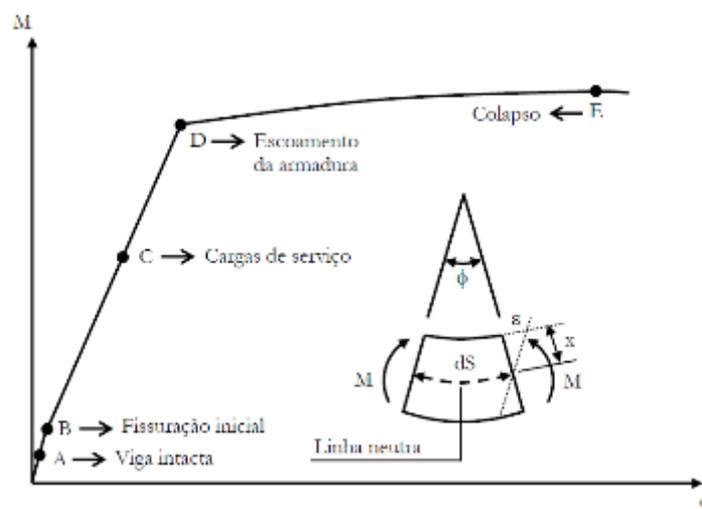


Figura 2.6 – Diagrama momento x curvatura da seção transversal de uma viga sob flexão (BORGES, 2002)

2.5.2 Estádios, posição da linha neutra e momento de fissuração

De acordo com EL DEBS e GIONGO (2011), com as hipóteses do Método Clássico da Resistência dos Materiais, as tensões são diretamente proporcionais ao módulo do momento fletor e à distância da fibra até a linha neutra para a qual se quer determinar a tensão e inversamente proporcional ao momento de inércia, todos para a seção transversal em análise.

Assim, o cálculo da tensão (σ_y) pode ser efetuado com a equação (Equação 2.3) que relaciona o momento fletor que atua na seção transversal em análise (M), o momento de inércia da seção transversal (I) e a medida da distância da linha neutra até a fibra considerada (y):

$$\sigma_y = \frac{M}{I} \cdot y \quad \text{Equação 2.3}$$

Assim, é preciso conhecer a profundidade da linha neutra (x), o valor do momento de inércia e o módulo do momento fletor para poder calcular as tensões atuantes na seção transversal, particularmente a tensão na fibra mais tracionada do concreto, a tensão na fibra que contém o centro geométrico das barras da armadura longitudinal de tração e na borda mais comprimida (nos casos de dimensionamento) (EL DEBS e GIONGO, 2011).

Segundo EL DEBS e GIONGO (2011), nas situações de serviço as estruturas fletidas têm seções transversais com deformações e tensões semelhantes às dos Estádios I e II. Aquelas seções em que o momento fletor de serviço de cálculo determinado com a combinação conveniente, conforme indicado na NBR 8681 (ABNT, 2003), for maior que o momento de fissuração (M_r), há uma grande probabilidade de se iniciar o processo de fissuração e, portanto, as seções transversais estão em situação de Estádio II. O momento de fissuração é calculado pela equação abaixo indicada na NBR 6118 (ABNT, 2014). Esta equação é uma adaptação da equação supracitada para σ_y , substituindo-se M por M_r , σ_y por f_{ct} (resistência à tração direta do concreto), o momento de inércia da seção plena I por I_c (momento de inércia da seção bruta de concreto), e y por y_t (distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada), com a introdução do coeficiente α (fator que correlaciona, aproximadamente, a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta) que pode ser igual a 1,2 para seções T ou duplo T e igual a 1,5 para seções retangulares, conforme indicado a seguir (Equação 2.4):

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t} \quad \text{Equação 2.4}$$

A resistência à tração direta e a resistência à tração na flexão podem ser obtidas em ensaios realizados segundo a NBR 7222 (ABNT, 1994) – norma para a determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos – e a NBR 12142 (ABNT, 1991) – norma para a determinação da resistência à tração na flexão em corpos de prova prismáticos.

Na falta de realização de ensaios para obter a resistência à tração direta do concreto (f_{ct}) podem ser considerados nos projetos os valores da resistência média à tração (Equação 2.5):

$$f_{ct} = 0,3 \cdot f_c^{2/3} \quad \text{Equação 2.5}$$

2.5.3 Momento de ruptura

Segundo BORGES (2002), dependendo das propriedades geométricas e mecânicas da viga, três modos distintos de colapso podem ocorrer, a saber: Colapso por tração – a armadura tracionada escoou antes de o concreto atingir a deformação máxima de compressão (viga subarmada), correspondente aos Domínios 2 e 3 de deformação. Esse caso ocorre quando a taxa de armadura mecânica $\omega = \rho \cdot \frac{f_s}{f_c}$ é pequena; Colapso por compressão – o concreto comprimido é esmagado antes de a armadura atingir o escoamento (viga superarmada), correspondente ao Domínio 4 de deformação; e Colapso equilibrado – o concreto é esmagado simultaneamente ao início do escoamento da armadura (viga com armadura “equilibrada”), correspondente ao limite entre os Domínios 3 e 4 de deformação.

As normas de projeto correntes, como o ACI 318 (ACI, 2011) e a NBR 6118 (ABNT, 2014), permitem utilizar um diagrama retangular simplificado equivalente para o cálculo da capacidade resistente à flexão (Figura 2.5). Este diagrama é definido segundo o ACI pelos parâmetros α_1 e β_1 da seguinte forma: uma tensão de compressão uniforme de valor $(\alpha_1 \cdot f_c)$ atua de forma distribuída sobre uma zona de compressão equivalente delimitada pelas bordas da seção e por uma reta paralela à linha neutra situada a uma distância $y = \beta_1 \cdot x$ da fibra extrema da seção. Tanto o ACI 318 (ACI, 2011) quanto a NBR 6118 (ABNT, 2014) adotam para α_1 o valor 0,85. Quanto à β_1 , a NBR adota o valor fixo de 0,80, enquanto o valor do ACI depende da resistência à compressão do concreto.

O momento fletor solicitante tem que ser equilibrado pelo momento interno resistente, proporcionado pelo concreto comprimido e pelas armaduras tracionada e comprimida, que podem ser representados por: $M_u = M_{resist} = M_d$. Fazendo o equilíbrio de momentos fletores em torno da linha de ação da força resultante T, o momento resistente será dado pelas forças resultantes de compressão na armadura e no concreto multiplicadas pelas suas respectivas distâncias à linha de ação de T – braços de alavanca – (Equações 2.6 e 2.7):

$$M_u = (T' \cdot (d - d')) + (C \cdot (d - 0,4x)) \quad \text{Equação 2.6}$$

$$M_u = (A'_s \cdot \sigma'_s \cdot (d - d')) + ((0,85 \cdot f_c \cdot 0,8 \cdot b \cdot x) \cdot (d - 0,4x)) \quad \text{Equação 2.7}$$

Assim faz-se necessário conhecer a distância última entre a linha neutra e a borda mais comprimida (x ou x_u), que pode ser obtido através da equação de equilíbrio entre as resultantes de compressão do concreto (C) e as de tração da armadura (T e T') – todas essas resultantes já foram descritas na Figura 2.5, conforme Equação 2.8, bastando substituir “ x ” por “ x_u ” na resultante de Compressão (Equações 2.9 e 2.10):

$$C = T - T' \quad \text{Equação 2.8}$$

$$x_u \cdot 0,85 \cdot f_c \cdot 0,8 \cdot b = (A_s \cdot \sigma_s) - (A'_s \cdot \sigma'_s) \quad \text{Equação 2.9}$$

$$x_u = \frac{(A_s \cdot \sigma_s) - (A'_s \cdot \sigma'_s)}{0,85 \cdot f_c \cdot 0,8 \cdot b} \quad \text{Equação 2.10}$$

2.5.4 Compatibilização das deformações

A associação aço-concreto tem como objetivo superar a deficiência das estruturas de concreto simples nas regiões de tração, já que ele é um material frágil, ou seja, ele não se deforma antes de se romper, enquanto o aço é um material dúctil (possui um escoamento antes de sofrer a ruptura). Então, no concreto armado, esses dois materiais passam a constituir um sólido único, do ponto de vista mecânico, quando submetido às ações externas. E isso só é possível graças à aderência, que permite a transferência dos esforços e a compatibilidade das deformações.

Segundo CAMPOS FILHO (2014) as relações de compatibilidade de deformações são decorrente da hipótese que as seções permanecem planas até a ruptura e dos domínios de deformação do estado limite último estabelecido pela NBR 6118 (ABNT, 2014). CAMACHO (2006) destaca ainda que as equações de compatibilidade de deformações descrevem as posições possíveis de uma seção transversal após a deformação do elemento estrutural, permitindo assim, associar à seção transversal um estado de tensões conhecido, com base nas equações constitutivas (relação tensão x deformação dos materiais).

Segundo FERNANDES (2006), as configurações possíveis do diagrama de deformações correspondentes ao estado limite último para uma seção submetida a solicitações normais sugerem a delimitação de regiões, chamadas domínios de deformações, onde poderá estar contido o diagrama de deformações referente a um determinado caso de solicitação normal quando o estado limite último for atingido. FERNANDES (2006) descreve ainda as equações de compatibilidade das deformações sob a forma da Equação 2.11, que podem ser obtidas por semelhança de triângulos na Figura 2.5. Fazendo outra combinação e semelhança de triângulos, na mesma figura, pode encontrar as Equações 2.12 e 2.13:

$$\frac{\varepsilon_c}{x} = \frac{\varepsilon'_s}{x - d'} = \frac{\varepsilon_s}{d - x} \quad \text{Equação 2.11}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} = \beta_x \quad \text{Equação 2.12}$$

$$\frac{x - d'}{\varepsilon'_s} = \frac{x}{\varepsilon_c} \quad \therefore \quad \varepsilon'_s = \frac{(x - d') \cdot \varepsilon_c}{x} \quad \text{Equação 2.13}$$

FERNANDES (2006) identifica que o passo inicial é a definição do domínio de deformação, estabelecendo dois coeficientes como parâmetros: β_x (coeficiente adimensional que fornece a posição relativa da linha neutra da seção) e β_{xy} (coeficiente limite da posição da linha neutra, ou, em outras palavras, é igual ao β_x quando ε_c igual a $\varepsilon_{c,u}$ e ε_s igual a ε_{yd}). OLIVEIRA (2009) explica que a deformação $\varepsilon_{c,u}$ pode ser considerada como 0,0035 (valor adotado inclusive pela NBR 6118) e, ε_{yd} depende do tipo de aço empregado, por exemplo, para o aço CA-50 com patamar de escoamento, pode-se fazer (Equação 2.14):

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{210.000} = 0,00207 \quad \text{Equação 2.14}$$

OLIVEIRA (2009) destaca ainda que para os aços CA-25 e CA-60, os valores de ε_{yd} passam a ser 0,00103 e 0,00248, respectivamente; caso esses aços não possuam patamar de escoamento, as deformações acima devem ser acrescidas de 0,002, ou seja, passam a ser: 0,00407 (CA-50), 0,00303 (CA-25) e 0,00448 (CA-60). Considerando que β_{xy} estabelece o limite entre o domínio

3 e o domínio 4, e que o limite entre os domínios 2 e 3 pode ser obtido através da Equação 2.12, utilizando $\varepsilon_{c,u}$ igual a 0,0035 e ε_s igual a 0,01, é possível encontrar qual domínio em que a peça está trabalhando (Equações 2.15 e 2.16, para aço CA-50):

$$\frac{x_{3,4}}{d} = \beta_{xy} = \frac{\varepsilon_{c,u}}{\varepsilon_{c,u} + \varepsilon_{yd}} = \frac{0,0035}{0,0035 + 0,00207} = 0,628 \quad \text{Equação 2.15}$$

$$\frac{x_{2,3}}{d} = \frac{\varepsilon_{c,u}}{\varepsilon_{c,u} + \varepsilon_s} = \frac{0,0035}{0,0035 + 0,01} = 0,259 \quad \text{Equação 2.16}$$

Assim, FERNANDES (2006) descreve que para β_x variando entre 0 e 0,259, a estrutura estará sob o domínio 2; caso β_x esteja entre 0,259 e β_{xy} (0,628), sob o domínio 3; e, por sua vez, se variar entre β_{xy} e 1, sob o domínio 4. Nos casos de utilização da armadura longitudinal de compressão, surge ainda o coeficiente β'_{xy} (coeficiente limite para armadura de compressão), semelhantemente a β_{xy} , β'_{xy} é igual a β_x quando $\varepsilon_{c,u}$ igual a 0,0035 e ε'_s igual a ε'_{yd} ; Dessa forma β'_{xy} pode ser obtido pela Equação 2.17:

$$\frac{\varepsilon_c}{x} = \frac{\varepsilon'_s}{x - d'} \therefore \frac{x - d'}{x} = \frac{0,00207}{0,0035} \therefore \frac{(\beta'_{xy} \cdot d) - d'}{\beta'_{xy} \cdot d} = \frac{0,00207}{0,0035} \quad \text{Equação 2.17}$$

FERNANDES (2006) explica que nos casos de verificação de vigas sem armadura de compressão, conhecem-se as dimensões da seção de concreto (b, h, d), a área da seção transversal da armadura (A_s) e as resistências de cálculo do concreto (f_c) e do aço (f_s). Procura-se o momento último M_u ou o momento máximo M que a seção poderá suportar em serviço. Para tanto se admite ($\sigma_s = f_s$), calcula-se x_u e β_x , se ($\beta_x \leq \beta_{xy}$) a hipótese está correta; caso contrário, deve-se corrigir σ_s colocando-o em função de β_x, E_s e ε_s .

Já para os casos de armadura dupla, FERNANDES (2006) ensina que, semelhantemente, conhecem-se as dimensões da seção de concreto (b, h, d), as áreas das seções transversais das armaduras (A_s e A'_s), as resistências de cálculo do concreto (f_c) e do aço (f_s) e também se busca o momento último M_u , mas para que ($\sigma_s = f_s$) e ($\sigma'_s = f'_s$) deve-se ter, simultaneamente, ($\beta_x < \beta_{xy}$) e ($\beta_x \geq \beta'_{xy}$). Caso uma das condições não se verificar, coloca-se a tensão correspondente (ou tensões correspondentes) em função de E_s e das deformações.

Caso as hipóteses acima não se confirmem ($\beta_x < \beta_{xy}$ e $\beta_x \geq \beta'_{xy}$), a maior dificuldade numa verificação torna-se a determinação da posição da linha neutra na ruptura, para resolver este problema pode-se adotar um procedimento iterativo (Figura 2.7), que MACGREGOR (2012) descreve da seguinte forma: primeiro se escolhe um valor para x – o autor sugere iniciar o processo adotando $x = d/4$ ou $x = d/3$; em seguida calcula-se a deformação na armadura de compressão com a Equação 2.13 (considerando ε_c igual a $\varepsilon_{c,u}$) e determina-se a tensão na mesma armadura pela Equação 2.14 ($\varepsilon'_s = \frac{f'_s}{E'_s}$, onde E_s deve ser considerado como 210.000 MPa); calcula-se as resultantes de compressão na armadura (T' – conforme Equação 2.18), no concreto (C – conforme Equação 2.19) e de tração na armadura (T – conforme Equação 2.20); Verifica-se a condição de equilíbrio através da Equação 2.8 ($T = C + T'$), caso $T > C + T'$ (deve-se aumentar x) e se $T < C + T'$ (deve-se diminuir x), até que a diferença na igualdade seja menor que cinco por cento; calcula-se a deformação na armadura de tração (ε_s) pela Equação 2.11 e confirma-se a condição de escoamento ($\varepsilon_s \geq \varepsilon_{yd} = 0,00207$, Equação 2.14); por fim, calcula-se o momento último através da Equação 2.7:

$$T' = A'_s \cdot (f'_s - 0,85 \cdot f_c) \quad \text{Equação 2.18}$$

$$C = 0,85 \cdot f_c \cdot 0,8 \cdot b \cdot x \quad \text{Equação 2.19}$$

$$T = A_s \cdot \sigma_s \quad \text{Equação 2.20}$$

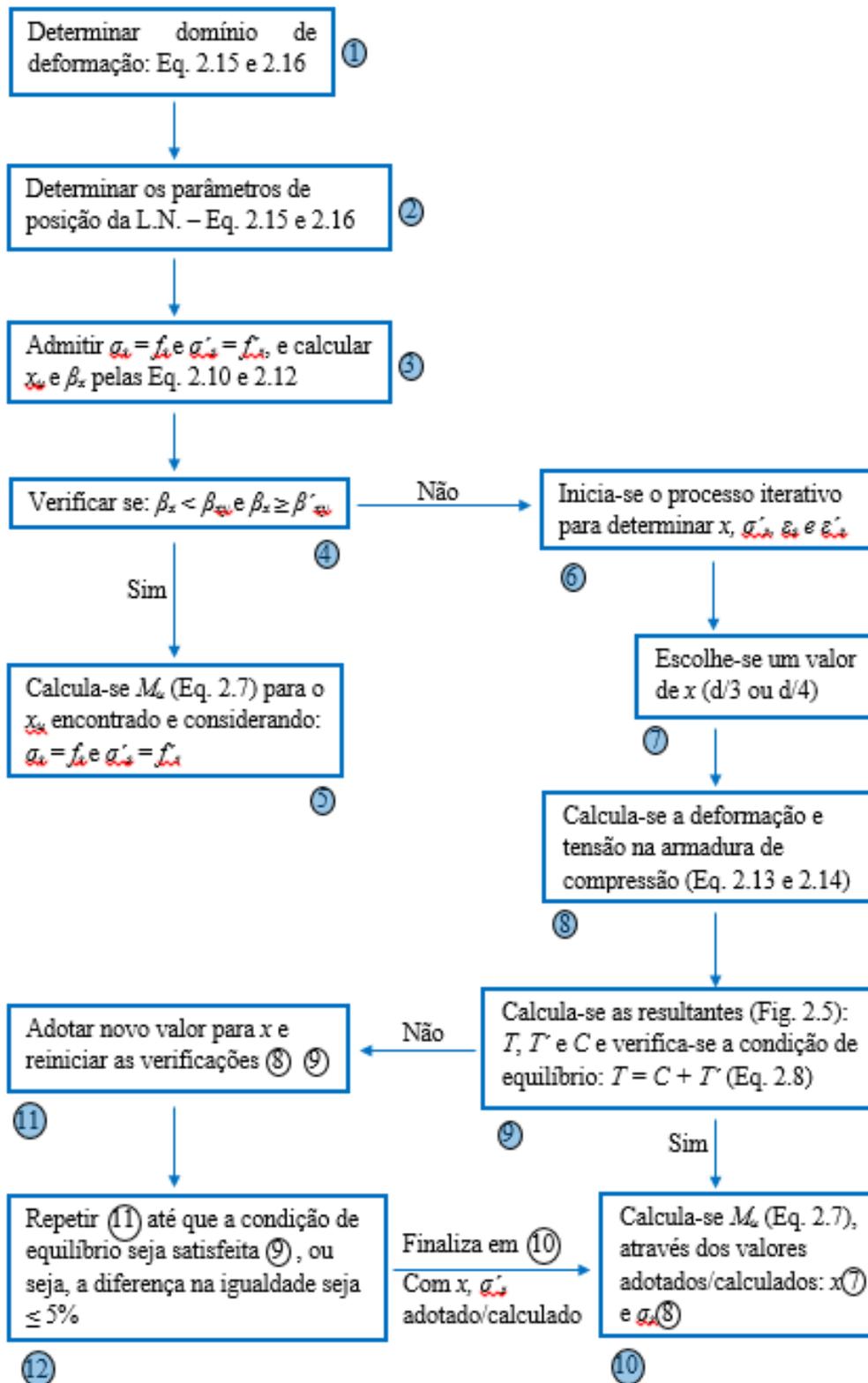


Figura 2.7 – Fluxograma para a compatibilização das deformações

3 PESQUISAS REALIZADAS

3.1 INTRODUÇÃO

Propor a sistemática de execução de um trabalho consiste em estudar os vários métodos disponíveis, identificando suas limitações ou não em nível das implicações de suas utilizações para o alcance dos objetivos propostos (BARROS e LEHFELD, 2000). Este trabalho teve como meios de investigação a pesquisa bibliográfica (VERGARA, 2012), e uma pesquisa do tipo quantitativa que, segundo FONSECA (2002), tem suas raízes no pensamento positivista lógico, com tendência de enfatizar o raciocínio dedutivo, as regras da lógica e os atributos mensuráveis da experiência humana, estando, portanto, centrada na objetividade, recorrendo à linguagem matemática para descrever as causas de um fenômeno, as relações entre variáveis, etc.

Para fins de coleta de dados foi empregada a pesquisa eletrônica, por meio da qual foi possível observar e analisar diversas teses de mestrado e doutorado, bem como artigos nacionais e internacionais. A princípio, foi estudada uma população de 35 documentos entre teses, artigos e relatórios, dos quais foi selecionada uma amostra de 11 elementos, em função das características da pesquisa, dos objetivos e precisão buscados.

Cabe ressaltar que também foi utilizada, como ferramenta, a análise fotográfica. Esta técnica de pesquisa e diagnóstico foi escolhida por proporcionar uma abrangência maior no universo pesquisado, bem como obter economia temporal e material em relação aos ensaios e pesquisas de campo. Como destaca GONÇALVES (2009), a imagem fotográfica é, por fim, testemunho do objeto, da presença do autor e de sua máquina fotográfica em um mesmo tempo e espaço. Ela não revela apenas o interesse do autor ou alguma relação com um tema ou assunto, mas literalmente constitui a confirmação da existência de uma relação de fisicalidade do aparato, orientado pelo autor, frente à realidade fotografada.

3.2 HIPÓTESE BÁSICA

Dado que a presente pesquisa busca analisar a capacidade resistente das vigas, logo após a primeira fissura, que pode ser definida como a diferença entre o momento último e o momento de fissuração (Equação 3.1) e, considerando as Equações 2.4 e 2.5, a Figura 3.1, que “ y_t ” é definido como a distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada e que “ I_c ” pode ser obtido pela Equação 3.3; logo após a primeira fissura pode-se substituir y_t na Equação 2.4 pela subtração da altura da viga “ h ” pela altura da linha neutra da seção fissurada “ x_1 ”, ou ainda pela soma de “ x_1 ” e “ a_1 ” (altura da primeira fissura em relação a borda mais tracionada da seção), conforme a Equação 3.2, a fim de se encontrar o momento de fissuração reescrito através de novas variáveis (Equação 3.4). As normas de projetos estrutural descrevem ainda o momento de fissuração de outras formas: NBR 6118 (ABNT, 2014) – pela Equação 3.5; CEB-FIP MC2010 (CEB, 2010) – Equação 3.6:

$$C_r = M_u - M_r \quad \text{Equação 3.1}$$

$$y_t = h - x_1 = a_1 + x_1 \quad \text{Equação 3.2}$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad \text{Equação 3.3}$$

$$M_r = \frac{0,0375 \cdot f_c^{\frac{2}{3}} \cdot b \cdot h^3}{a_1 + x_1} \quad \text{Equação 3.4}$$

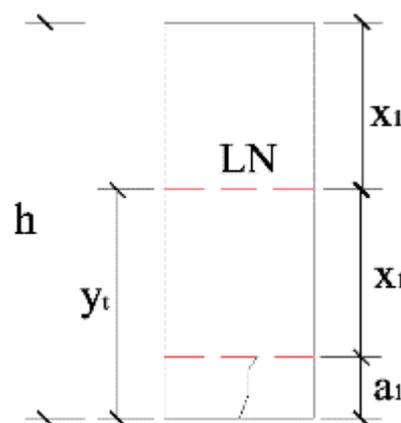


Figura 3.1 - Representação da primeira fissura e os principais dados a serem considerados

$$M_r = 0,0525 \cdot f_c^{\frac{2}{3}} \cdot b \cdot h^2 \quad \text{Equação 3.5}$$

$$M_r = 0,035 \cdot f_c^{\frac{2}{3}} \cdot b \cdot h^2 \quad \text{Equação 3.6}$$

Já em relação ao momento último, descrito na Equação 2.7, faz-se necessário conhecer a distância última entre a linha neutra e a borda mais comprimida (x_u), que pode ser obtido através da equação de equilíbrio entre as resultantes de compressão do concreto (C) e as de tração da armadura (T e T') – todas essas resultantes já foram descritas na Figura 2.5, conforme Equação 3.7, bastando substituir “ x ” por “ x_u ” na resultante de Compressão (Equações 3.8 e 3.9):

$$C = T - T' \quad \text{Equação 3.7}$$

$$x_u \cdot 0,85 \cdot f_c \cdot 0,8 \cdot b = (A_s \cdot \sigma_s) - (A'_s \cdot \sigma'_s) \quad \text{Equação 3.8}$$

$$x_u = \frac{(A_s \cdot \sigma_s) - (A'_s \cdot \sigma'_s)}{0,85 \cdot f_c \cdot 0,8 \cdot b} \quad \text{Equação 3.9}$$

Assim, de acordo com a Equação 3.1, para se calcular a capacidade resistente de uma viga logo após a primeira fissura bastaria calcular a diferença entre o Momento Último calculado (Equação 2.7 e 3.9) e o Momento de Fissuração Calculado (Equação 3.4 ou 3.5 ou 3.6). Para tanto, segundo essa hipótese e o fluxograma apresentado (Figura 2.7), primeiramente deve ser feita a compatibilização das deformações e cálculo de x_u , σ_s e σ'_s , posteriormente deve ser calculado os momentos de fissuração e de ruptura e a capacidade resistente da viga, pelas Equações 2.7, 3.1, 3.4. Assim, seria necessária apenas a coleta dos seguintes dados da viga: altura da primeira fissura (“ a_f ”); largura (“ b ”) e altura da viga (“ h ”); resistência à compressão do concreto (“ f_c ”); áreas das armaduras longitudinais de tração (“ A_s ”) e de compressão (“ A'_s ”); tensão de escoamento das armaduras de tração (“ f_s ”) e de compressão (“ f'_y ”); as distâncias do centro de gravidade das armaduras de tração (“ d ”) e de compressão (“ d' ”) até a borda mais comprimida do concreto, sem esquecer que se faz necessário realizar a compatibilização das deformações.

Para validação desta hipótese foram analisados 18 ensaios de vigas, de 11 pesquisadores diferentes, entre artigos e teses de mestrado e doutorado, realizados entre os anos de 2002 e 2009, sendo seis nacionais: GARCIA (2002); AGOSTINI (2004); LOPES (2005); SANTOS (2006); ROMERO (2007); SIMÕES (2007); e cinco internacionais: GILBERT e NEJADI (2004); RASHID e MANSUR (2005); DIAS *et al.* (2006); KHEDER *et al.* (2009); HASHEMI *et al.* (2009).

3.3 CARACTERIZAÇÃO DAS VIGAS

3.3.1 Vigas ensaiadas por AGOSTINI (2004)

AGOSTINI (2004) ensaiou 6 vigas, a fim de analisar o comportamento de vigas em concreto com diferentes resistências à compressão e contendo diferentes taxas de armadura longitudinal de tração, das quais foram selecionadas duas, dadas as características e objetivos da presente pesquisa, para as análises (Figuras 3.2 e 3.3) – viga 01 e viga 06 (Tabela 3.1), sendo $\alpha = 1,5$; $b = 150$ mm e $h = 300$ mm, para as duas vigas:

Tabela 3.1 - Dados das vigas ensaiadas por AGOSTINI (2004)

| Dados | Viga 01 | Viga 06 |
|--------------------------------|----------------------|----------------------|
| A_s' (mm ²) | 63 | 63 |
| A_s (mm ²) | 94,5 | 126 |
| d' (mm) | 27 | 27 |
| d (mm) | 261,8 | 261,8 |
| f_c (MPa) | 39,3 | 83,1 |
| f_s (MPa) | 779 | 779 |
| f_s' (MPa) | 779 | 779 |
| f_{ct} (kN/cm ²) | 4,5 | 7,5 |
| I_c (cm ⁴) | 3375x10 ⁵ | 3375x10 ⁵ |
| a_l (mm) | 126,5 | 148,0 |
| a_u (mm) | 256,0 | 252,0 |

Tabela 3.2 - Dados das vigas ensaiadas por KHEDER *et al.* (2009)

| Dados | Viga NSC-2-16 | Viga HYSC-2-16 | Viga NSC-2-25 |
|--------------------------------|---------------|----------------|---------------|
| A_s' (mm ²) | 63 | 63 | 63 |
| A_s (mm ²) | 400 | 400 | 400 |
| d' (mm) | 25 | 25 | 25 |
| d (mm) | 241 | 241 | 236,5 |
| f_c (MPa) | 23,6 | 22 | 21 |
| f_s (MPa) | 518 | 518 | 445 |
| f_s' (MPa) | 383 | 383 | 383 |
| f_{ct} (kN/cm ²) | 3,6 | 3,9 | 3,3 |
| I_c (cm ⁴) | 303287760 | 303287760 | 303287760 |
| a_l (mm) | 38,2 | 35,5 | 21,1 |
| a_u (mm) | 252,2 | 250,0 | 249,7 |

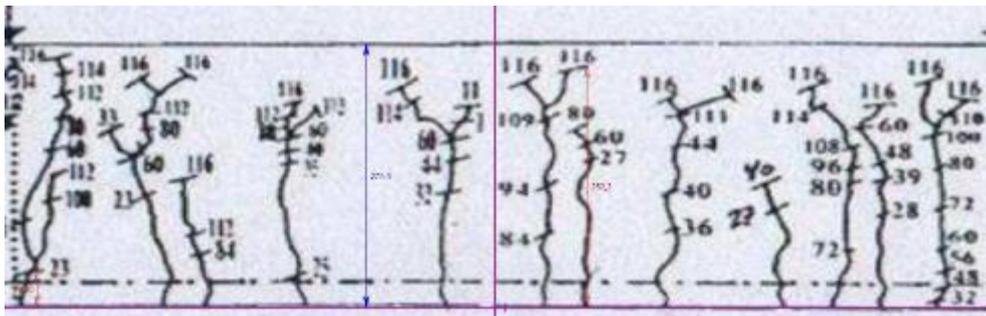


Figura 3.4 – Padrão de fissuração da viga HYSC-2-16 (KHEDER *et al.*, 2009)

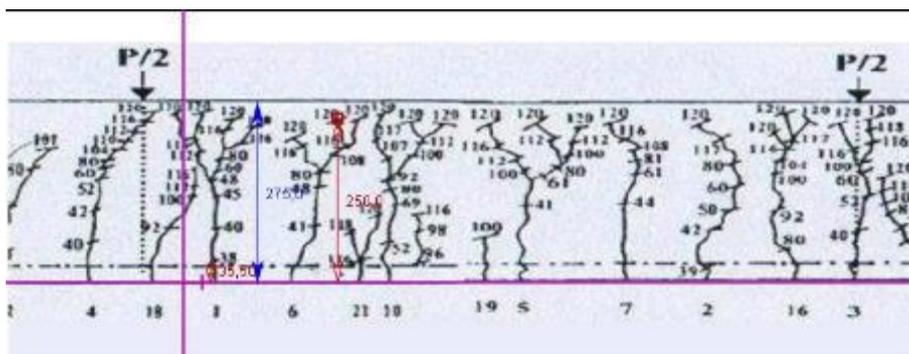


Figura 3.5 - Padrão de fissuração da viga NSC-2-16 (KHEDER *et al.*, 2009)

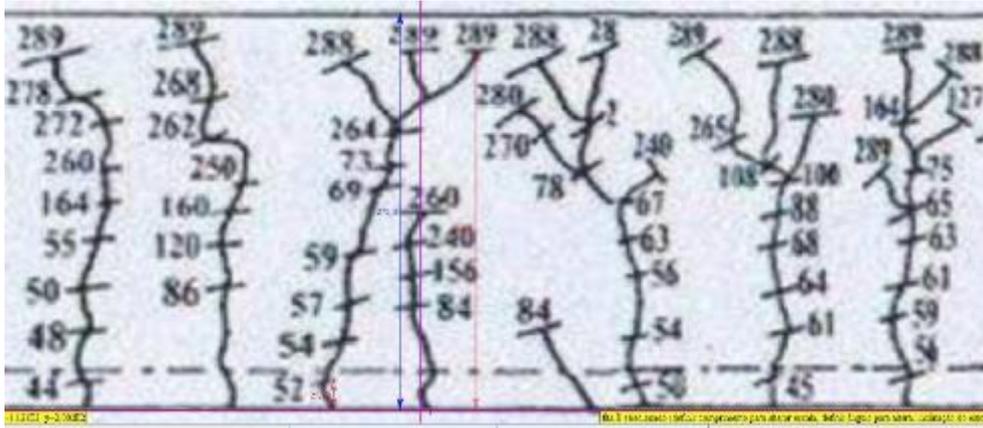


Figura 3.6 - Padrão de fissuração da viga NSC-2-25 (KHEDER *et al.*, 2009)

3.3.3 Vigas ensaiadas por ROMERO (2007)

ROMERO (2007) ensaiou 4 vigas, a fim de avaliar o desempenho da protensão externa utilizada como reforço à flexão em vigas de concreto armado, das quais foi selecionada apenas uma, dadas as características e objetivos da presente pesquisa, para as análises (Figura 3.7) – viga REF 01 (Tabela 3.3), sendo $\alpha = 1,5$, $b = 150$ mm e $h = 400$ mm:

Tabela 3.3 - Dados das vigas ensaiadas por ROMERO (2007)

| Dados | Viga REF 01 |
|--------------------------------|-------------|
| A_s' (mm ²) | 100 |
| A_s (mm ²) | 285 |
| d' (mm) | 27 |
| d (mm) | 386 |
| f_c (MPa) | 34,9 |
| f_s (MPa) | 589 |
| f_s' (MPa) | 575 |
| f_{ct} (kN/cm ²) | 3,0 |
| I_c (cm ⁴) | 800000000 |
| a_l (mm) | 183,0 |
| a_u (mm) | 264,0 |

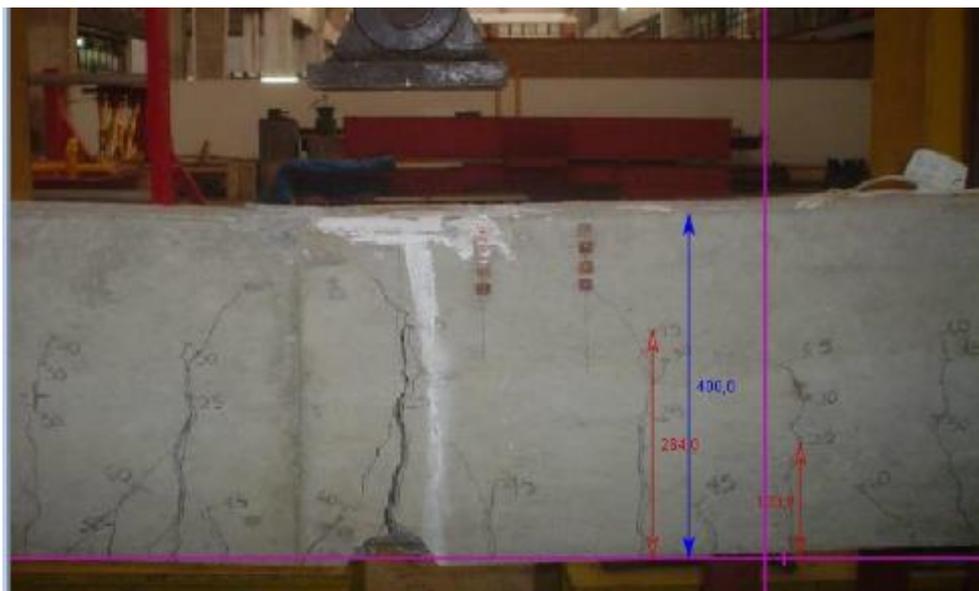


Figura 3.7 – Padrão de fissuração da viga REF 01 (ROMERO, 2007)

3.3.4 Vigas ensaiadas por LOPES (2005) e por DIAS *et al.* (2006)

LOPES (2005) ensaiou 2 vigas, a fim de comparar a capacidade resistente de vigas em concreto armado elaboradas com armadura longitudinal em relação as constituídas apenas com fibras de aço, das quais foi selecionada apenas uma, dadas as características e objetivos da presente pesquisa, para as análises (Figura 3.8) – viga 01; e DIAS *et al.* (2006) ensaiaram 6 vigas, a fim de avaliar a viabilidade do reforço à flexão de estruturas de concreto armado por intermédio da colagem externa de sistemas compósitos de CFRP, das quais foi selecionada apenas uma, dadas as características e objetivos da presente pesquisa, para as análises (Figura 3.9) – viga 01 (Tabela 3.4), sendo $\alpha = 1,5$ para ambas as vigas:

3.3.5 Vigas ensaiadas RASHID e MANSUR (2005) e por HASHEMI *et al.* (2009)

RASHID e MANSUR (2005) ensaiaram 16 vigas, a fim de investigar a resposta a flexão de vigas em concreto armado com alta resistência (40-130 MPa), das quais foi selecionada apenas uma, dadas as características e objetivos da presente pesquisa, para as análises (Figura 3.10) – viga C211; e HASHEMI *et al.* (2009) ensaiaram 6 vigas, a fim de investigar a eficácia de folhas de CFRP coladas externamente em vigas de alta resistência para aumentar a resistência à flexão do concreto armado, das quais também foi selecionada apenas uma para as análises (Figura 3.11) – viga AH0 (Tabela 3.5), sendo $\alpha = 1,5$ para ambas as vigas:

Tabela 3.5 - Dados das vigas ensaiadas por RASHID e MANSUR (2005) e por HASHEMI *et al.* (2009)

| Dados | Viga C211 – Rashid e Mansur | Viga AH0 – Hashemi <i>et al.</i> |
|--------------------------------|-----------------------------|----------------------------------|
| b (mm) | 250 | 150 |
| h (mm) | 400 | 250 |
| A_s' (mm ²) | 320 | 160 |
| A_s (mm ²) | 2000 | 400 |
| d' (mm) | 36,5 | 35 |
| d (mm) | 357,5 | 215 |
| f_c (MPa) | 85,6 | 77 |
| f_s (MPa) | 466 | 626,4 |
| f_s' (MPa) | 472 | 412,5 |
| f_{ct} (kN/cm ²) | 5,83 | 5,4 |
| I_c (cm ⁴) | 1,333E+09 | 195312500 |
| a_l (mm) | 53,3 | 42,7 |
| a_u (mm) | 252,7 | 222,7 |

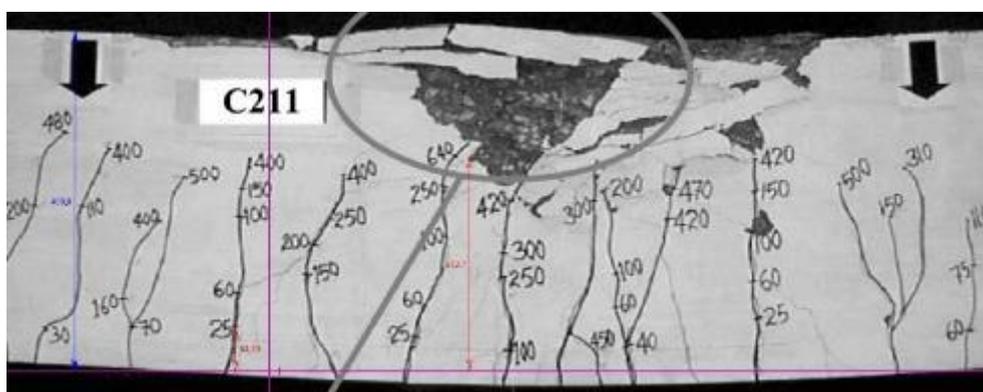


Figura 3.10 – Padrão de fissuração da viga C211 (RASHID e MANSUR, 2005)

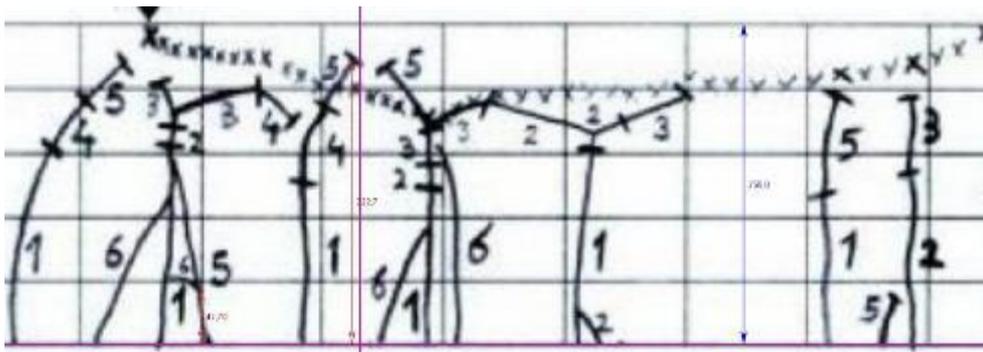


Figura 3.11 - Padrão de fissuração da viga AH0 (HASHEMI *et al.*, 2009)

3.3.6 Vigas ensaiadas SANTOS (2006)

SANTOS (2006) ensaiou 4 vigas, a fim de investigar o comportamento estrutural de vigas de concreto armado reforçadas à flexão pela adição de concreto e aço apenas na zona mais tracionada da viga (encamisamento parcial), das quais foram selecionadas duas, dadas as características e objetivos da presente pesquisa, para as análises (Figuras 3.12 e 3.13) – viga REF01 e REF02 (Tabela 3.6), sendo $\alpha = 1,5$:

Tabela 3.6 - Dados das vigas ensaiadas por SANTOS (2006)

| Dados | Viga REF 01 | Viga REF 02 |
|--------------------------------|-------------|-------------|
| b (mm) | 150 | 150 |
| h (mm) | 400 | 400 |
| A_s' (mm ²) | 100 | 100 |
| A_s (mm ²) | 600 | 1230 |
| d' (mm) | 27 | 27 |
| d (mm) | 369 | 351 |
| f_c (MPa) | 41,4 | 40,8 |
| f_s (MPa) | 546 | 562 |
| f_s' (MPa) | 560 | 560 |
| f_{ct} (kN/cm ²) | 3,6 | 3,5 |
| I_c (cm ⁴) | 800000000 | 800000000 |
| a_l (mm) | 81,0 | 79,6 |
| a_u (mm) | 254,0 | 257,0 |

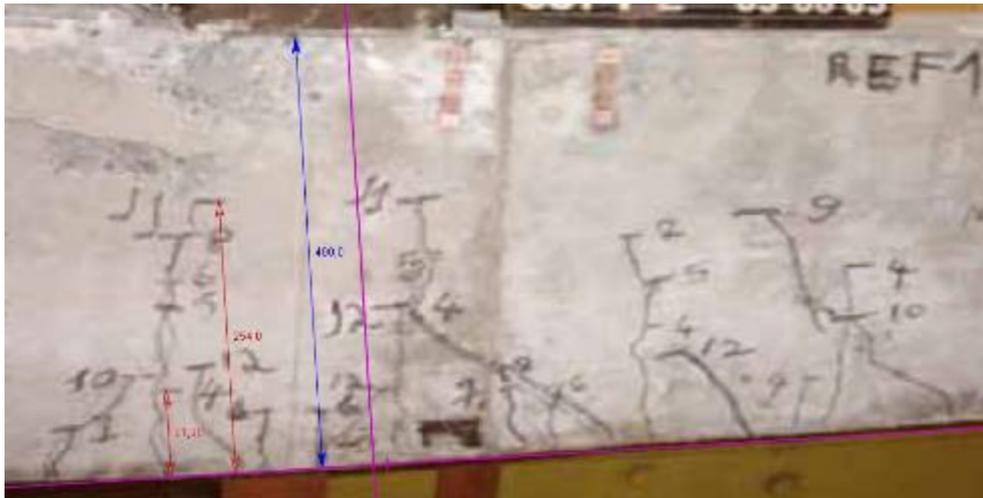


Figura 3.12 – Padrão de fissuração da viga REF01 (SANTOS, 2006)

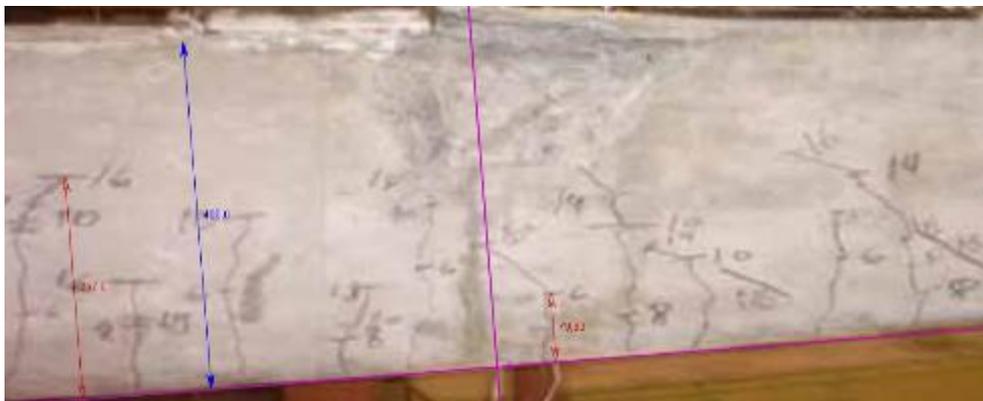


Figura 3.13 - Padrão de fissuração da viga REF02 (SANTOS, 2006)

3.3.7 Vigas ensaiadas GARCIA (2002)

GARCIA (2002) ensaiou 14 vigas, a fim de estudar e avaliar a armadura transversal mínima em vigas submetidas a flexão simples, das quais foi selecionada apenas uma, dadas as características e objetivos da presente pesquisa, para as análises (Figura 3.14) – viga 03 (Tabela 3.7), sendo $\alpha = 1,5$:

Tabela 3.7 - Dados das vigas ensaiadas por GARCIA (2002)

| Dados | Viga 03 |
|--------------------------------|-----------|
| b (mm) | 150 |
| h (mm) | 450 |
| A_s' (mm ²) | 100 |
| A_s (mm ²) | 1575 |
| d' (mm) | 27 |
| d (mm) | 403 |
| f_c (MPa) | 71,3 |
| f_s (MPa) | 546 |
| f_s' (MPa) | 570 |
| f_{ct} (kN/cm ²) | 4,0 |
| I_c (cm ⁴) | 1,139E+09 |
| a_l (mm) | 71,0 |
| a_u (mm) | 347,0 |

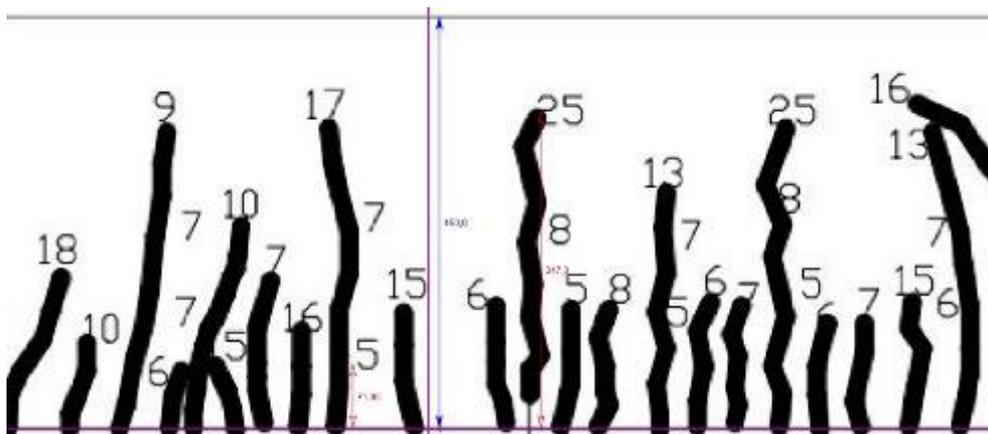


Figura 3.14 – Padrão de fissuração da viga 03 (GARCIA, 2002)

3.3.8 Vigas ensaiadas por GILBERT e NEJADI (2004)

GILBERT e NEJADI (2004) ensaiaram 6 vigas, a fim de estudar o desenvolvimento das fissuras de flexão em função do aumento crescente das cargas aplicadas até a ruptura, das quais foram selecionadas quatro, dadas as características e objetivos da presente pesquisa, para as análises (Figuras 3.15, 3.16, 3.17 e 3.18) – viga B1-a, viga B1-b, viga B2-a, viga B2-b (Tabela 3.8), sendo $\alpha = 1,5$ para todas as vigas:

Tabela 3.8 - Dados das vigas ensaiadas por GILBERT e NEJADI (2004)

| Dados | Viga B1-a | Viga B1-b | Viga B2-a | Viga B2-b |
|--------------------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| b (mm) | 250 | 250 | 250 | 250 |
| h (mm) | 340 | 340 | 340 | 340 |
| A_s' (mm ²) | 0 | 0 | 0 | 0 |
| A_s (mm ²) | 400 | 400 | 400 | 400 |
| d' (mm) | 0 | 0 | 0 | 0 |
| d (mm) | 300 | 300 | 300 | 300 |
| f_c (MPa) | 36,3 | 36,3 | 36,3 | 36,3 |
| f_s (MPa) | 391,30 | 391,30 | 391,30 | 391,30 |
| f_s' (MPa) | 0 | 0 | 0 | 0 |
| f_{ct} (kN/cm ²) | 3,1 | 3,1 | 3,1 | 3,1 |
| I_c (cm ⁴) | 818833333 | 818833333 | 715169271 | 715169271 |
| a_l (mm) | 56,5 | 45,0 | 31,5 | 29,5 |
| a_u (mm) | 205,0 | 184,0 | 183,0 | 183,0 |

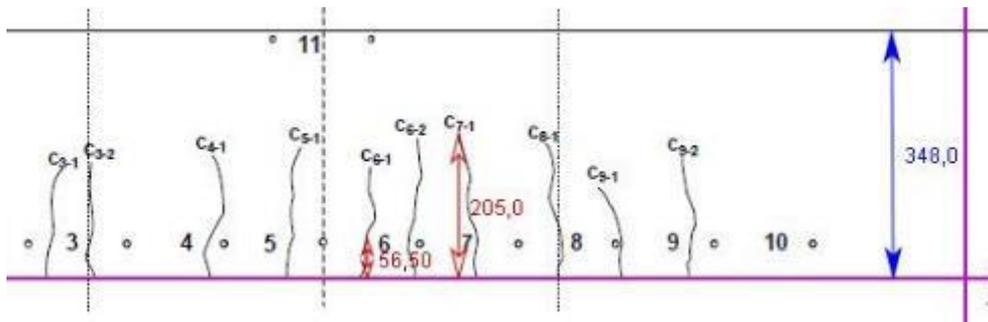


Figura 3.15 – Padrão de fissuração da viga B1-a (GILBERT e NEJADI, 2004)

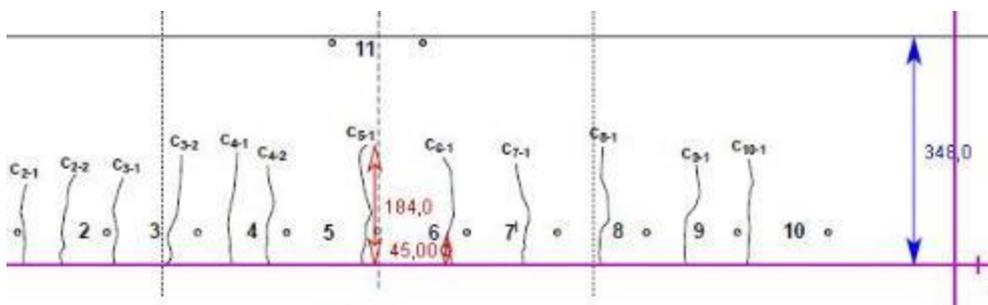


Figura 3.16 - Padrão de fissuração da viga B1-b (GILBERT e NEJADI, 2004)

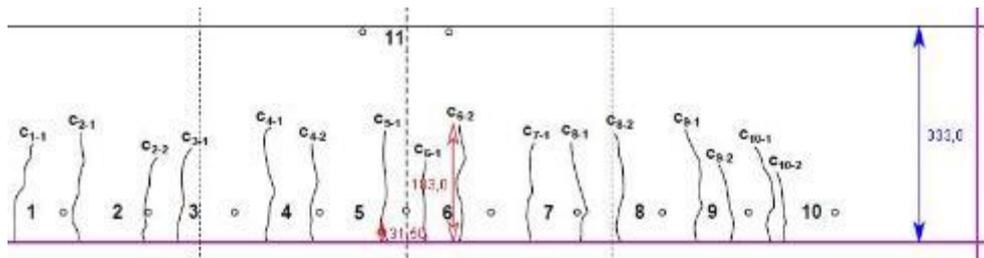


Figura 3.17 - Padrão de fissuração da viga B2-a (GILBERT e NEJADI, 2004)

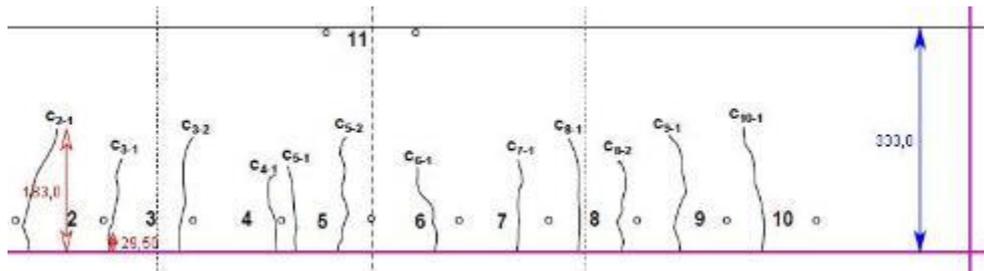


Figura 3.18 - Padrão de fissuração da viga B2-b (GILBERT e NEJADI, 2004)

3.3.9 Vigas ensaiadas por SIMÕES (2007)

SIMÕES (2007) ensaiou 4 vigas, a fim de avaliar o comportamento de vigas de concreto armado, de seção retangular, reforçadas à flexão por encamisamento parcial (adição de barras de aço, envolvidas por concreto), das quais foi selecionada apenas uma, dadas as características e objetivos da presente pesquisa, para as análises (Figura 3.19) – viga VREF (Tabela 3.9), sendo $\alpha = 1,5$, $b = 150,0$ mm, $h = 400,0$ mm e $I_c = 800000000$ cm⁴:

Tabela 3.9 - Dados das vigas ensaiadas por SIMÕES (2007)

| Dados | Viga FHB 2-2 |
|--------------------------------|--------------|
| A_s' (mm ²) | 100 |
| A_s (mm ²) | 285 |
| d' (mm) | 27 |
| d (mm) | 386 |
| f_c (MPa) | 36,2 |
| f_s (MPa) | 593 |
| $f_{s'}$ (MPa) | 585 |
| f_{ct} (kN/cm ²) | 3,0 |
| a_l (mm) | 186,0 |
| a_u (mm) | 279,0 |

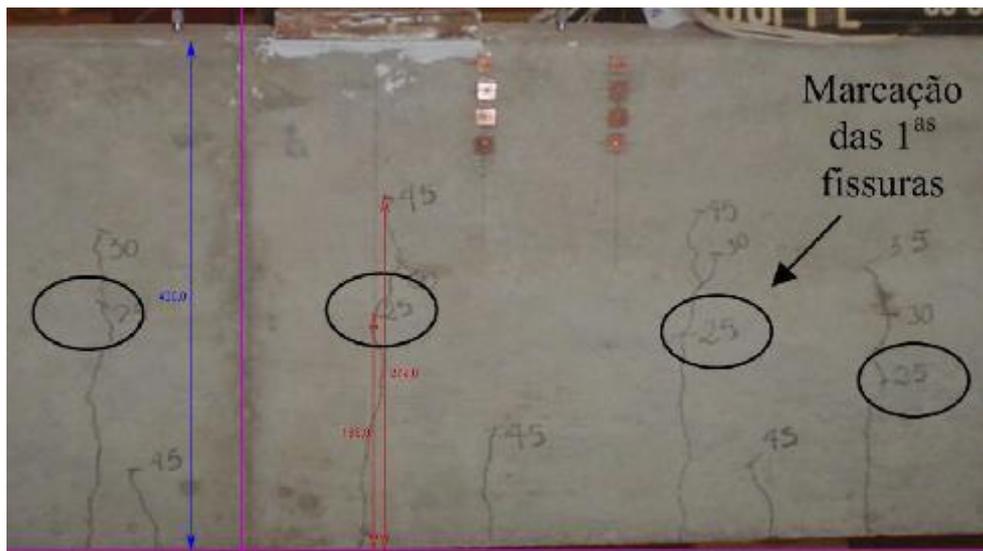


Figura 3.19 – Padrão de fissuração da viga VREF (SIMÕES, 2007)

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Após essa análise, foi feita a compatibilização das deformações, segundo os critérios apresentados no item 2.5.4 e o fluxograma descrito na Figura 2.7, onde foram definidos os domínios de deformação e a correção das tensões da armadura (Tabela 4.2). Posteriormente, foi identificado o momento de fissuração medido ($M_{r-exp.}$) e o momento de ruptura medido ($M_{u-exp.}$) – e calcularam-se as variáveis – momento de fissuração teórico segundo os critérios apresentados na Figura 3.1 ($M_{r-calc.}$), segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) e de acordo com o CEB-FIP MC2010 (CEB, 2010), e, ainda, o momento de ruptura teórico ($M_{u-calc.}$), apresentados na Tabela 4.3 (no Anexo A, encontra-se um exemplo completo de todos os cálculos efetuados).

Em seguida, com esses dados, foi possível efetuar os cálculos das capacidades resistentes teóricas (considerando os momentos de fissuração descritos acima) e experimentais, bem como compará-las (Tabela 4.4). O próximo passo foi comparar os momentos de fissuração e de ruptura teóricos e experimentais (Tabela 4.5), e as capacidades resistentes (Tabela 4.6), classificando todos os resultados segundo a escala de demérito de COLLINS (2001) (Tabela 4.1), adaptada por MORAES NETO (2013) para verificações em estruturas – que estabeleceu essa escala qualitativa da relação entre os resultados experimentais e os teóricos ($Modelo_{exp.}/Modelo_{calc.}$), a partir de uma longa pesquisa, como uma forma de avaliar a precisão e eficiência de um modelo teórico, transformando-se numa simples e importante ferramenta de validação de hipóteses científicas. Por fim, foi feito os cálculos e somatórios dos deméritos (Tabela 4.7), a fim de avaliar a eficiência de cada formulação:

Tabela 4.1 – Adaptação do Critério de Collins (2001) (MORAES NETO, 2013)

| $Modelo_{exp.}/Modelo_{calc.}$ | Classificação (Collins) | Penalidade |
|--|--------------------------------|-------------------|
| $M_{exp.}/M_{calc.} < 0,50$ | Extremamente Perigoso (EP) | 10 |
| $0,50 \leq M_{exp.}/M_{calc.} < 0,85$ | Perigoso (P) | 5 |
| $0,85 \leq M_{exp.}/M_{calc.} < 1,15$ | Segurança Adequada (SA) | 0 |
| $1,15 \leq M_{exp.}/M_{calc.} < 2,00$ | Conservador (C) | 1 |
| $M_{exp.}/M_{calc.} \geq 2,00$ | Extremamente Conservador (EC) | 2 |

Tabela 4.2 – Compatibilização das deformações

| Autor/Vigas | x (mm) | d (mm) | d' (mm) | β_x | β_{xy} | β'_{xy} | Compatib. | Correção - σ_s' |
|------------------------------|-------------|-------------|--------------|-----------|--------------|---------------|------------|---------------------------|
| GILBERT E NEJADI (2004) | | | | | | | | |
| viga B1-a | 25,37 | 300,00 | 0 | 0,08 | 0,628 | 0 | atende | |
| viga B1-b | | | | | | | | |
| viga B2-a | | | | | | | | |
| viga B2-b | | | | | | | | |
| AGOSTINI (2004) | | | | | | | | |
| viga 01 | 21,71 | 261,85 | 27 | 0,023 | 0,628 | 0,252 | não atende | -179,09 |
| viga 06 | 15,91 | | | 0,022 | | | | -512,33 |
| KHEDER <i>ET AL.</i> (2009) | | | | | | | | |
| viga NSC-2-16 | 64,17 | 241 | 25 | 0,270 | 0,628 | 0,254 | não atende | 448,65 |
| viga HYSC-2-16 | 68,38 | | | 0,290 | | | | 466,28 |
| viga NSC-2-25 | 162,85 | 236,5 | | 0,712 | | 0,259 | | 622,17 |
| SANTOS (2006) | | | | | | | | |
| viga REF 01 | 67,92 | 369 | 27 | 0,174 | 0,628 | 0,179 | não atende | 442,82 |
| viga REF 02 | 152,40 | 351 | | 0,435 | | 0,188 | | 604,78 |
| ROMERO (2007) | | | | | | | | |
| viga REF 01 | 40,95 | 386 | 27 | 0,080 | 0,628 | 0,171 | não atende | 250,38 |
| RASHID E MANSUR (2005) | | | | | | | | |
| viga C211 | 71,89 | 357,5 | 36,5 | 0,192 | 0,628 | 0,250 | não atende | 361,83 |
| SIMÕES (2007) | | | | | | | | |
| viga VREF | 40,10 | 386 | 27 | 0,078 | 0,628 | 0,171 | não atende | 240,11 |
| HASHEMI <i>ET AL.</i> (2009) | | | | | | | | |
| viga AH0 | 29,23 | 215 | 35 | 0,109 | 0,628 | 0,398 | não atende | -145,09 |
| GARCIA (2002) | | | | | | | | |
| viga 03 | 111,42 | 403 | 27 | 0,274 | 0,628 | 0,164 | não atende | 556,89 |
| DIAS <i>ET AL.</i> (2006) | | | | | | | | |
| viga 01 | 15,93 | 165 | 15 | 0,029 | 0,628 | 0,223 | não atende | 42,91 |
| LOPES (2005) | | | | | | | | |
| viga 01 | 106,80 | 204 | 0 | 0,524 | 0,628 | 0 | atende | |

Tabela 4.3 – Dados coletados e variáveis calculadas

| Autor/Vigas | $M_{r-calc.}$ (kN.m) | M_{r-NBR} (kN.m) | M_{r-CEB} (kN.m) | $M_{r-exp.}$ (kN.m) | $M_{u-calc.}$ (kN.m) | $M_{u-exp.}$ (kN.m) |
|-----------------------------------|-------------------------|-----------------------|-----------------------|------------------------|-------------------------|------------------------|
| GILBERT E NEJADI (2004) | | | | | | |
| viga B1-a | 21,42 | 17,43 | 11,62 | 14,59 | 45,37 | 40,85 |
| viga B1-b | 22,04 | 17,43 | 11,62 | 17,51 | 45,37 | 40,85 |
| viga B2-a | 20,82 | 15,96 | 10,64 | 17,51 | 45,37 | 40,85 |
| viga B2-b | 20,94 | 15,96 | 10,64 | 14,59 | 45,37 | 40,85 |
| AGOSTINI (2004) | | | | | | |
| viga 01 | 8,19 | 8,19 | 5,46 | 7,57 | 18,89 | 18,75 |
| viga 06 | 12,91 | 13,50 | 9,00 | 15,15 | 25,83 | 25,50 |
| KHEDER (2009) | | | | | | |
| viga NSC-2-16 | 7,23 | 5,72 | 3,81 | 8,86 | 44,64 | 53,20 |
| viga HYSC-2-16 | 6,84 | 5,46 | 3,64 | 10,73 | 44,34 | 54,13 |
| viga NSC-2-25 | 7,02 | 5,29 | 3,53 | 10,27 | 77,79 | 99,86 |
| SANTOS (2006) | | | | | | |
| viga REF 01 | 17,91 | 15,08 | 10,05 | 40,00 | 111,98 | 129,50 |
| viga REF 02 | 17,79 | 14,93 | 9,96 | 38,08 | 202,42 | 219,30 |
| ROMERO (2007) | | | | | | |
| viga REF 01 | 13,19 | 13,46 | 8,97 | 25,00 | 61,80 | 72,00 |
| RASHID E MANSUR (2005) | | | | | | |
| viga C211 | 51,42 | 40,79 | 27,19 | 31,20 | 367,11 | 390,25 |
| SIMÕES (2007) | | | | | | |
| viga VREF | 13,45 | 13,79 | 9,19 | 25,00 | 62,29 | 72,00 |
| HASHEMI E MAGHSOUDI (2009) | | | | | | |
| viga AH0 | 12,61 | 8,91 | 5,94 | 4,50 | 40,61 | 36,56 |
| GARCIA (2002) | | | | | | |
| viga 03 | 33,83 | 27,42 | 18,28 | 60,00 | 309,10 | 300,00 |
| DIAS ET AL (2006) | | | | | | |
| viga 01 | 2,59 | 2,44 | 1,63 | 1,61 | 8,61 | 8,59 |
| LOPES (2005) | | | | | | |
| viga 01 | 6,09 | 4,91 | 3,27 | 13,00 | 60,64 | 60,78 |

Tabela 4.4 – Cálculo e comparação das capacidades resistentes

| Autor/Vigas | $C_{r-calc.}$ (kN.m) | C_{r-NBR} (kN.m) | C_{r-CEB} (kN.m) | $C_{r-exp.}$ (kN.m) | $C_{r-exp./}$ $C_{r-calc.}$ | $C_{r-exp./}$ C_{r-NBR} | $C_{r-exp./}$ C_{r-CEB} |
|-----------------------------------|-------------------------|-----------------------|-----------------------|------------------------|--------------------------------|------------------------------|------------------------------|
| GILBERT E NEJADI (2004) | | | | | | | |
| viga B1-a | 23,95 | 27,94 | 33,75 | 26,26 | 1,10 | 0,94 | 0,78 |
| viga B1-b | 23,33 | 27,94 | 33,75 | 23,34 | 1,00 | 0,84 | 0,69 |
| viga B2-a | 24,55 | 29,41 | 34,73 | 23,34 | 0,95 | 0,79 | 0,67 |
| viga B2-b | 24,43 | 29,41 | 34,73 | 26,26 | 1,07 | 0,89 | 0,76 |
| AGOSTINI (2004) | | | | | | | |
| viga 01 | 10,70 | 10,70 | 13,43 | 11,18 | 1,05 | 1,05 | 0,83 |
| viga 06 | 12,92 | 12,33 | 16,83 | 10,35 | 0,80 | 0,84 | 0,61 |
| KHEDER (2009) | | | | | | | |
| viga NSC-2-16 | 37,41 | 38,92 | 40,83 | 44,34 | 1,19 | 1,14 | 1,09 |
| viga HYSC-2-16 | 37,50 | 38,88 | 40,70 | 43,40 | 1,16 | 1,12 | 1,07 |
| viga NSC-2-25 | 70,77 | 72,50 | 74,26 | 89,59 | 1,27 | 1,24 | 1,21 |
| SANTOS (2006) | | | | | | | |
| viga REF 01 | 94,07 | 96,90 | 101,93 | 89,50 | 0,95 | 0,92 | 0,88 |
| viga REF 02 | 184,63 | 187,49 | 192,47 | 181,22 | 0,98 | 0,97 | 0,94 |
| ROMERO (2007) | | | | | | | |
| viga REF 01 | 48,61 | 48,35 | 52,83 | 47,00 | 0,97 | 0,97 | 0,89 |
| RASHID E MANSUR (2005) | | | | | | | |
| viga C211 | 315,69 | 326,32 | 339,92 | 359,05 | 1,14 | 1,10 | 1,06 |
| SIMÕES (2007) | | | | | | | |
| viga VREF | 48,84 | 48,51 | 53,10 | 47,00 | 0,96 | 0,97 | 0,89 |
| HASHEMI E MAGHSOUDI (2009) | | | | | | | |
| viga AH0 | 28,00 | 31,70 | 34,67 | 32,06 | 1,14 | 1,01 | 0,92 |
| GARCIA (2002) | | | | | | | |
| viga 03 | 275,27 | 281,68 | 290,82 | 240,00 | 0,87 | 0,85 | 0,83 |
| DIAS ET AL (2006) | | | | | | | |
| viga 01 | 6,02 | 6,17 | 6,98 | 6,98 | 1,16 | 1,13 | 1,00 |
| LOPES (2005) | | | | | | | |
| viga 01 | 54,55 | 55,73 | 57,37 | 47,78 | 0,88 | 0,86 | 0,83 |

Tabela 4.5 – Comparação e classificação dos momentos segundo adaptação do Critério de Collins (2001)

| Autor/Vigas | $M_{r-exp}/M_{r-calc.}$ | Collins | M_{r-exp}/M_{r-NBR} | Collins | M_{r-exp}/M_{r-CEB} | Collins | $M_{u-exp}/M_{u-calc.}$ | Collins |
|-----------------------------------|-------------------------|----------------|-----------------------|----------------|-----------------------|----------------|-------------------------|----------------|
| GILBERT E NEJADI (2004) | | | | | | | | |
| viga B1-a | 0,68 | P | 0,84 | P | 1,26 | C | 0,90 | SA |
| viga B1-b | 0,79 | P | 1,00 | SA | 1,51 | C | 0,90 | SA |
| viga B2-a | 0,84 | P | 1,10 | SA | 1,65 | C | 0,90 | SA |
| viga B2-b | 0,70 | P | 0,91 | SA | 1,37 | C | 0,90 | SA |
| AGOSTINI (2004) | | | | | | | | |
| viga 01 | 0,92 | SA | 0,92 | SA | 1,39 | C | 0,99 | SA |
| viga 06 | 1,17 | C | 1,12 | SA | 1,68 | C | 0,99 | SA |
| KHEDER (2009) | | | | | | | | |
| viga NSC-2-16 | 1,23 | C | 1,55 | C | 2,32 | EC | 1,19 | C |
| viga HYSC-2-16 | 1,57 | C | 1,97 | C | 2,95 | EC | 1,22 | C |
| viga NSC-2-25 | 1,46 | C | 1,94 | C | 2,91 | EC | 1,28 | C |
| SANTOS (2006) | | | | | | | | |
| viga REF 01 | 2,23 | EC | 2,65 | EC | 3,98 | EC | 1,16 | C |
| viga REF 02 | 2,14 | EC | 2,55 | EC | 3,83 | EC | 1,08 | SA |
| ROMERO (2007) | | | | | | | | |
| viga REF 01 | 1,90 | C | 1,86 | C | 2,79 | EC | 1,16 | C |
| RASHID E MANSUR (2005) | | | | | | | | |
| viga C211 | 0,61 | P | 0,76 | P | 1,15 | SA | 1,06 | SA |
| SIMÕES (2007) | | | | | | | | |
| viga VREF | 1,86 | C | 1,81 | C | 2,72 | EC | 1,16 | C |
| HASHEMI E MAGHSOUDI (2009) | | | | | | | | |
| viga AH0 | 0,36 | EP | 0,51 | P | 0,76 | P | 0,90 | SA |
| GARCIA (2002) | | | | | | | | |
| viga 03 | 1,77 | C | 2,19 | EC | 3,28 | EC | 0,97 | SA |
| DIAS ET AL (2006) | | | | | | | | |
| viga 01 | 0,62 | P | 0,66 | P | 0,99 | SA | 1,00 | SA |
| LOPES (2005) | | | | | | | | |
| viga 01 | 2,13 | EC | 2,65 | EC | 3,97 | EC | 1,00 | SA |

Tabela 4.6 – Comparação e classificação das capacidades resistentes - adaptação do Critério de Collins (2001)

| Autor/Vigas | $C_{r-exp}/C_{r-calc.}$ | Collins | C_{r-exp}/C_{r-NBR} | Collins | C_{r-exp}/C_{r-CEB} | Collins |
|-----------------------------------|-------------------------|----------------|-----------------------|----------------|-----------------------|----------------|
| GILBERT E NEJADI (2004) | | | | | | |
| viga B1-a | 1,10 | SA | 0,94 | SA | 0,78 | P |
| viga B1-b | 1,00 | SA | 0,84 | P | 0,69 | P |
| viga B2-a | 0,95 | SA | 0,79 | P | 0,67 | P |
| viga B2-b | 1,07 | SA | 0,89 | SA | 0,76 | P |
| AGOSTINI (2004) | | | | | | |
| viga 01 | 1,05 | SA | 1,05 | SA | 0,83 | P |
| viga 06 | 0,80 | P | 0,84 | P | 0,61 | P |
| KHEDER (2009) | | | | | | |
| viga NSC-2-16 | 1,19 | C | 1,14 | SA | 1,09 | SA |
| viga HYSC-2-16 | 1,16 | C | 1,12 | SA | 1,07 | SA |
| viga NSC-2-25 | 1,27 | C | 1,24 | C | 1,21 | C |
| SANTOS (2006) | | | | | | |
| viga REF 01 | 0,95 | SA | 0,92 | SA | 0,88 | SA |
| viga REF 02 | 0,98 | SA | 0,97 | SA | 0,94 | SA |
| ROMERO (2007) | | | | | | |
| viga REF 01 | 0,97 | SA | 0,97 | SA | 0,89 | SA |
| RASHID E MANSUR (2005) | | | | | | |
| viga C211 | 1,14 | SA | 1,10 | SA | 1,06 | SA |
| SIMÕES (2007) | | | | | | |
| viga VREF | 0,96 | SA | 0,97 | SA | 0,89 | SA |
| HASHEMI E MAGHSOUDI (2009) | | | | | | |
| viga AH0 | 1,14 | SA | 1,01 | SA | 0,92 | SA |
| GARCIA (2002) | | | | | | |
| viga 03 | 0,87 | SA | 0,85 | SA | 0,83 | P |
| DIAS ET AL (2006) | | | | | | |
| viga 01 | 1,16 | C | 1,13 | SA | 1,00 | SA |
| LOPES (2005) | | | | | | |
| viga 01 | 0,88 | SA | 0,86 | SA | 0,83 | P |

Tabela 4.7 – Somatório dos deméritos de acordo com a adaptação do Critério de Collins (2001) para as variáveis calculadas

| Variáveis | Σ deméritos |
|-------------------------------|--------------------|
| $M_{r-exp}/M_{r-calc.}$ | 53,00 |
| M_{r-exp}/M_{r-NBR} | 33,00 |
| M_{r-exp}/M_{r-CEB} | 29,00 |
| $M_{u-exp}/M_{u-calc.}$ | 6,00 |
| $C_{res.-exp}/C_{res.-calc.}$ | 9,00 |
| $C_{res.-exp}/C_{res.-NBR}$ | 16,00 |
| $C_{res.-exp}/C_{res.-CEB}$ | 41,00 |

Inferindo os resultados dos cálculos é possível realizar algumas análises: em relação ao momento de fissuração, o modelo apresentado neste trabalho mostrou-se em alguns momentos perigoso e em outros instantes como conservador, daí o elevado demérito; já o modelo sugerido pelo CEB-FIP MC2010 (CEB, 2010), apresentou-se muito conservador apesar de ter apresentado o menor demérito; e o modelo indicado NBR 6118 (ABNT, 2014) foi o que demonstrou maior consistência, apesar de em alguns casos ter sido classificado como perigoso. Analisando o momento de ruptura, foi possível concluir que a formulação apresentada nesta dissertação possui ótima precisão e eficiência, resultando em um baixo demérito. E, em relação à capacidade resistente, o modelo que mais se destacou foi o que considerou a diferença entre o momento de ruptura e o momento de fissuração apresentado nesta dissertação; seguido pela diferença em relação ao modelo sugerido NBR 6118 (ABNT, 2014) e o indicado pelo CEB-FIP MC2010 (CEB, 2010). Assim, caso se queira obter, de forma isolada, o momento de fissuração, os métodos mais adequados são os apresentados pela ABNT e pelo CEB; mas, se o objetivo for a previsão da capacidade resistente, sugere-se utilizar a formulação do momento de fissuração apresentada nesta dissertação.

Vale destacar que o foco principal desta pesquisa foi estimar a capacidade residual de vigas logo após a primeira fissura. Para tanto, optou-se em trabalhar com vigas das mais diversas configurações como forma de conferir maior validade a pesquisa: a_l (variando de 13 mm a 186 mm), b (120 mm – 250 mm), h (180 mm – 450 mm), f_c (21 MPa – 96,2 MPa), A_s (94,5 mm² – 2.400 mm²), $A's$ (0 mm² – 250 mm²), f_s (391,3 MPa – 779 MPa), f'_y (0 MPa – 779 MPa). Cabe, ainda, ressaltar que os momentos de fissuração dos trabalhos estudados foram obtidos através

de dados coletados e medições das fissuras nas fotos, disponibilizados em cada documento analisado – o que pode ter agregado certa imprecisão em alguns cálculos (tanto em função da nitidez das fotos, quanto pelos possíveis arredondamentos feitos nos trabalhos). Assim, como o resultado da formulação – para calcular a capacidade resistente residual das vigas fissuradas – mostrou-se apropriado, mesmo com tamanha diversidade de materiais, formatos e propriedades, conclui-se que o objetivo da pesquisa foi alcançado.

Portanto, a hipótese proposta mostrou-se válida, servindo como uma ferramenta a ser utilizada em uma primeira análise de fissuras em vigas. Pode fornecer informações importantes tanto sobre a capacidade resistente residual dos elementos, como servir de indicativo para se estimar a vida útil da estrutura, estado patológico da mesma e necessidade de intervenção. Quanto à vida útil e necessidade de intervenção, utilizou-se a metodologia proposta pelo CEB – Boletim 162 (CEB, 1983). Tal procedimento estabelece a resistência residual relativa da estrutura a partir de uma definição prévia do nível de deterioração aceitável, baseando-se em modelos empíricos. Por essa metodologia a relação de capacidade da estrutura (v) pode ser definida como a relação entre a capacidade resistente residual atual da estrutura (C_r) e a solicitação que a estrutura deveria resistir de acordo com a norma nacional (M_u) (Equação 2.2). Já os níveis de degradação (A a D) encontram-se classificados no Boletim em função de indicações visuais e níveis de dano (Tabelas 2.1, 2.2 e 2.3).

Assim, segundo os parâmetros desta metodologia, a fim de simular uma situação hipotética que um engenheiro poderia deparar-se em uma obra, foi feita uma análise do nível de dano, de deterioração e urgência de intervenção (período máximo para intervenção, lembrando que nenhuma fissura deve ficar exposta, em função da carbonatação da armadura) para todas as vigas estudadas (Tabela 4.8), imaginando que elas estivessem em um edifício e apresentassem apenas a primeira fissura, ou seja, desconsiderando que elas foram rompidas propositalmente em laboratório, de forma que, para essa análise, todas as vigas foram estudadas como se possuíssem apenas algumas fissuras (logo após o início da fissuração), em estruturas que não são novas:

Tabela 4.8 – Resumo da relação de capacidade, intervenção, danos e deterioração das vigas estudadas

| Autor/Vigas | M_u (kN.m) | C_r (kN.m) | v (C_r/M_u) | Intervenção | Danos | Deterio ração |
|-------------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|--|--------------------|--------------|--------------------------|
| GILBERT E NEJADI (2004) | | | | | | |
| viga B1-a | 45,4 | 23,9 | 0,53 | 1 a 2 anos | A | 0,85 |
| viga B1-b | | 23,3 | 0,51 | | | |
| viga B2-a | | 24,5 | 0,54 | | | |
| viga B2-b | | 24,4 | 0,54 | | | |
| AGOSTINI (2004) | | | | | | |
| viga 01 | 18,9 | 10,7 | 0,57 | 1 a 2 anos | A | 0,85 |
| viga 06 | 25,8 | 12,9 | 0,50 | | | |
| KHEDER <i>et al.</i> (2009) | | | | | | |
| viga NSC-2-16 | 44,6 | 37,4 | 0,84 | 1 a 2 anos | A | 0,85 |
| viga HYSC-2-16 | 44,3 | 37,5 | 0,85 | | | |
| viga NSC-2-25 | 77,8 | 70,8 | 0,91 | | | |
| SANTOS (2006) | | | | | | |
| viga REF 01 | 112,0 | 94,1 | 0,84 | 1 a 2 anos | A | 0,85 |
| viga REF 02 | 202,4 | 184,6 | 0,91 | | | |
| ROMERO (2007) | | | | | | |
| viga REF 01 | 61,8 | 48,3 | 0,78 | 1 a 2 anos | A | 0,85 |
| RASHID E MANSUR (2005) | | | | | | |
| viga C211 | 367,1 | 326,3 | 0,89 | 1 a 2 anos | A | 0,85 |
| SIMÕES (2007) | | | | | | |
| viga VREF | 62,3 | 48,5 | 0,78 | 1 a 2 anos | A | 0,85 |
| HASHEMI <i>et al.</i> (2009) | | | | | | |
| viga AH0 | 40,6 | 31,7 | 0,78 | 1 a 2 anos | A | 0,85 |
| GARCIA (2002) | | | | | | |
| viga 03 | 309,1 | 281,7 | 0,91 | 1 a 2 anos | A | 0,85 |
| DIAS <i>et al.</i> (2006) | | | | | | |
| viga 01 | 8,6 | 6,2 | 0,72 | 1 a 2 anos | A | 0,85 |
| LOPES (2005) | | | | | | |
| viga 01 | 60,6 | 55,7 | 0,92 | 1 a 2 anos | A | 0,85 |

5 CONCLUSÕES

5.1 RELATIVAS À TEMÁTICA

O desenvolvimento do conhecimento na área da Engenharia Diagnóstica no Brasil não tem acompanhado o avanço tecnológico do processo construtivo, algumas explicações possíveis para essa problemática são: poucos centros de pesquisa na área de ensaios em materiais e estruturas; falta de especializações *stricto sensu* voltadas para área de perícias; grade curricular dos cursos de Engenharia que não contempla matérias específicas de ensaios e/ou perícias; e distanciamento entre o conhecimento adquirido em laboratório e a prática de investigação de patologias construtivas. Esse atraso evolutivo neste campo tão importante da Engenharia, aliado à inexistência de leis mais rígidas quanto à manutenção predial, tem contribuído para que trágicos acidentes estruturais aconteçam em nosso país. Assim, diante desse quadro, esta dissertação procurou mostrar que a pesquisa, aliada a uma preocupação com a utilização prática do conhecimento, pode contribuir e criar importantes ferramentas para a Engenharia Diagnóstica, contribuindo, assim, com o avanço científico e responsabilidade social.

5.2 EM RELAÇÃO AOS RESULTADOS OBTIDOS

A presente pesquisa foi desenvolvida a partir da hipótese básica de que logo após a primeira fissura é possível se estimar a capacidade residual de uma viga, utilizando dados simples de serem obtidos. Assim, foram apresentadas formulações (Equações 2.7, 3.1, 3.4 e 3.9) que puderam ser validadas pelo método de COLLINS (2001), através de testes em diversas vigas – selecionadas entre uma população heterogênea de trabalhos científicos desenvolvidos por outros pesquisadores. Foram destacados ainda os modelos para o cálculo do momento de fissuração segundo a norma brasileira – NBR 6118 (ABNT, 2014) e a norma europeia – CEB-FIP MC2010 (CEB, 2010).

Tal Hipótese após uma análise em larga escala, submetendo a ela diversos elementos amostrais tomados de diversos artigos científicos e pesquisas de autores renomados, mostrou-se válida. Podendo ser utilizada como mais uma ferramenta – por profissionais envolvidos no campo da

Engenharia Diagnóstica – na análise de vigas no início do processo de fissuração, por fornecer informações importantes sobre a capacidade resistente residual desses elementos, bem como também servir de indicativo para se estimar a vida útil da estrutura, estado patológico da mesma e necessidade de intervenção.

A dissertação teve o cuidado ainda de apresentar um fluxograma para determinação da posição da linha neutra, tensões e deformações nas armaduras, além do momento último. Esse fluxograma, aliado a um exemplo de cálculo de uma das vigas (descrito no Anexo A), funciona como um passo a passo para que os profissionais que não possuem amplo conhecimento do tema possam realizar verificações em vigas que estejam no início do processo de fissuração, bem como despertá-los para a busca de novas ferramentas científicas que possam ser agregadas à prática profissional.

Dada a grande carência de trabalhos voltados para o desenvolvimento de perícias em estruturas, que considerem os ensaios e pesquisas laboratoriais e, ainda, que busquem simplificar esses conhecimentos, recomenda-se que essa metodologia de cálculo possa ser aprofundada em trabalhos futuros, sejam eles focados em estruturas existentes, vigas em estado de deterioração avançado (próximo ao colapso), ou pesquisas que considerem fissuras oriundas de esforço cortante, ou ainda, em pilares e lajes.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ACI COMMITTEE 318 ON STANDARD BUILDING CODE. **Building code requirements for structural concrete**. ACI 318, American Concrete Institute, 2011.
2. AGOSTINI, B. M. **Armadura longitudinal mínima em vigas de concreto armado**. Dissertação (Mestrado em Estruturas). Rio de Janeiro: UFRJ, 2004.
3. ALMEIDA, R. R. de; AZEVEDO, M. T. de. **Fissuras de flexão em vigas de concreto armado**. Salvador: Universidade Católica de Salvador, 2009.
4. ANDRADE, C. **Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armaduras**. São Paulo: Pini, 1992.
5. ANDRADE, C. **Últimos avances en el calculo de la vida util del hormigón estructural**. In: JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, XXIX, 2000, Punta Del Este, Memórias... Punta Del Este: [s.e], 2000.
6. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 12142**. Concreto – Determinação da resistência à tração na flexão em corpos de prova prismáticos. Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 1991.
7. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118**. Projeto de Estruturas de Concreto. Rio de Janeiro, 2014.
8. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7222**. Argamassa e concreto – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 1994.
9. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 8681**. Ações e segurança nas estruturas. Rio de Janeiro, 2003.
10. BARROS, A. J. da S.; LEHFELD, N. A. de S. **Fundamentos de metodologia científica: um guia para a iniciação científica**. São Paulo: Makron Books, 2000.
11. BATISTA, E. A. **Análise experimental de vigas reforçadas ao cisalhamento e à torção com cfrp**. Belém, UNAMA, 2007.
12. BERNARDES, H. M.; ANDRÉ, J. C. Métodos de análise empregados na auscultação de barragens. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUCTURAL, 28, 1997, São Carlos, SP. **Anais...** São Carlos: Ed. Helena M. C. Carmo Antunes, 1997, v. 6, 2555p., p. 2439-2447 (obra completa).

13. BORGES, J. U. A. **Análise do comportamento de vigas de concreto de alto desempenho por meio da mecânica da fratura**. Tese (Doutorado em Engenharia). USP, São Paulo, 2002.
14. CAMACHO, J. S. **Introdução ao estudo do concreto armado**. Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho”- UNESP, Ilha Solteira, SP, p. 36, 2006.
15. CAMPOS FILHO, A. **Dimensionamento de seções retangulares de concreto armado à flexão composta normal**. Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS, Porto Alegre, RS, 2014.
16. CÁNOVAS, M. F. **Patologia e terapia do concreto armado**. São Paulo: Pini, 1988.
17. CARMONA FILHO, A. **Patologia das estruturas de concreto**. São Paulo: Curso CIPERC da ABCP, 2000. 98p. (Notas de Aula).
18. CASCUDO, O. **O controle da corrosão de armaduras em concreto: inspeção e técnicas eletroquímicas**. São Paulo: Pini, 1997.
19. CAVALCANTI, L. de A. **Estudo teórico-experimental da contribuição da armadura para a capacidade resistente de vigas parcialmente revestidas**. Dissertação (Mestrado em Estruturas). USP, São Carlos, 2010.
20. COLLINS, M.P. – **Evaluation of Shear Design Procedures for Concrete Structures**. CSA Technical Committee on Reinforced Concrete Design, Canadá, março 2001, p. 29-37.
21. COMITE EURO INTERNATION DU BETON (CEB). Assessment of concrete structures and design procedure for upgrading (redesign). **Bulletin D’Information**, Paris, n. 162, August 1983.
22. COMITE EURO INTERNATION DU BETON (CEB). FIP MODEL CODE MC-2010 – Design code. **Bulletin d’Information**, Comité Euro-Internacional du Béton, 2010.
23. CUNHA, A. J. P.; LIMA, N. A.; SOUZA, V. C. M. **Acidentes estruturais na construção civil**. v. I. São Paulo: Pini, 1996.
24. CUNHA, J. C. **“Palace II – A Implosão Velada da Engenharia”**. Belo Horizonte: Autêntica, 1998.
25. CUNHA, D. J. E. **Análise de fissuração em vigas de concreto armado**. Fortaleza: UFCE, 2011.
26. DAVID, D. L. **Análise teórica e experimental de conectores de cisalhamento e vigas mistas constituídas por perfis de aço formados a frio e laje de vigotas pré-moldadas**. Tese (Doutorado em Estruturas). USP, São Carlos, 2007.

27. DIAS, S.; JUVANDES, L.; FIGUEIRAS, J. Strengthening of reinforced concrete structures in bending with CFRP systems. **IBRACON Structural Journal**, v. 2, n. 2, p. 228-275, June 2006.
28. EISINGER, M. B.; LIMA, M. G. **Metodologias para inspeção de estruturas de concreto armado – um estado da Arte**. In: CONGRESSO INTERNACIONAL SOBRE O COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DANIFICADAS – DAMSTRUC, 2, 2000, Rio de Janeiro. CD-ROM. Niterói: [s.e], 2000.
29. EL DEBS, A. L. H. C.; GIONGO, J. S. **Análise do comportamento de elementos estruturais de concreto armado submetidos à ação de momento fletor**. São Carlos: USP, 2011.
30. FERNANDES, G. B. **Solicitações normais – cálculo no estado limite último**. Universidade Estadual de Campinas – UNICAMP, Campinas, SP, 2006.
31. FONSECA, J. J. S. **Metodologia da pesquisa científica**. Fortaleza: Universidade Estadual do Ceará, 2002.
32. GARCIA, S. L. G. **Taxa de armadura transversal mínima em vigas de concreto armado**. Tese (Doutorado em Engenharia). Rio de Janeiro: USP, 2002.
33. GILBERT, R. I.; NEJADI, S. **An experimental study of flexural cracking in reinforced concrete members under short term loads**. Sydney: University of New South Wales, 2004.
34. GONÇALVES, T. F. D. C. **Particularidades da análise fotográfica**. Discursos fotográficos, Londrina, v. 5, n. 6, p. 229-244, jan./jun. 2009.
35. HANAI, J. B. **Comportamento resistente, ductilidade e confinamento**. In: Concreto: ensino, pesquisa e realizações. São Paulo: IBRACON, 2005. v. 1.
36. HASHEMI, S. H.; RAHGOZAR, R.; MAGHSOUDI, A. A. **Flexural testing of high strength reinforced concrete beams strengthened with cfrp sheets**. *Archive of SID*. IJE Transactions B: Applications, v. 22, n. 2, Aug. 2009.
37. HELENE, P. R. L.; SILVA FILHO, L. C. P. **Análise de Estruturas de Concreto com Problemas de Resistência e Fissuração**. 2011. Disponível em: <<http://www.concretophd.com.br/imgs/files/ConformidadeCap32Concreto2011.pdf>> Acesso em: 3 fev. 2014.
38. HELENE, P. R. L. **Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto**. 2 ed. São Paulo: Pini, 1992.
39. KAY, T. **Assessment and renovation of concrete structures**. London: Longman Scientific & Technical, 1992.

40. KHEDER, G. F.; AL KAJAJI, J. M.; DHIAB, R. M. **Flexural strength and cracking behavior of hybrid strength concrete beams**. *Materials and Structures*, n. 43, p. 1.097-1.111, 2009.
41. LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. **Construções de Concreto**, Rio de Janeiro, v. 1, 2 e 3, 1981.
42. LOPES, M. M. **Substituição parcial de armadura de flexão por fibras de aço em vigas de concreto**. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Rio de Janeiro: UFRJ, 2005.
43. LOTTI, F., HAMASSAKI, L. T., TANABE, S. Y. **Aspectos da aplicabilidade dos ensaios não destrutivos em estruturas de concreto**. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 28, 1997, São Carlos, SP. Anais... São Carlos: Ed. Helena M. C. Carmo Antunes, 1997. v. 6. p. 2303-2311 (obra completa).
44. MACGREGOR, J. G.; WIGHT, J. K. **Reinforced concrete**. *Mechanics & Design* 6E. 6º ed. New Jersey: 2012.
45. MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto-estrutura, propriedades e materiais**. São Paulo: Pini, 1994.
46. MORAES NETO, B. N. **Comportamento à punção de lajes lisas em concreto reforçado com fibras de aço sob carregamento simétrico**. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil). Brasília/DF: UNB, 2013.
47. OLIVEIRA, D. R. C. **Estruturas de concreto armado I**. Belém: Universidade Federal do Pará, 2009.
48. PADARATZ, I. J. O uso do radar como teste não destrutivo na inspeção de construções e pavimentos rodoviários. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 28, 1997, São Carlos, SP. Anais... São Carlos: Ed. Helena M. C. Carmo Antunes, 1997. v. 6. p. 2459-2468 (obra completa).
49. RASHID, M. A.; MANSUR, M. A. **Reinforced high-strength concrete beams in flexure**. *ACI Structural Journal*, v. 102, n. 3, Title n. 102-S47, May-June 2005.
50. REIS, L. S. N. **Sobre a recuperação e reforço de estruturas de concreto armado**. Dissertação (Mestrado em Estruturas). Belo Horizonte: UFMG, 2001.
51. RIPPER, T.; SOUZA, V. C. M. de. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo: Pini, 1998.
52. ROMERO, D. V. S. **Reforço à flexão de vigas de concreto armado por meio de protensão externa**. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Rio de Janeiro: UFRJ, 2007.

53. SANTOS, E. S. **Avaliação estatística do erro de modelos de resistência para elementos lineares de concreto armado da ABNT NBR 6118:2007**. Dissertação (Mestrado em Estruturas). São Carlos: USP, 2012.
54. SANTOS, E. W. F. **Reforço de vigas de concreto armado à flexão por encamisamento parcial**. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Rio de Janeiro: UFRJ, 2006.
55. SIMÕES, M. L. de F. **Reforço à flexão de vigas de concreto armado por encamisamento parcial**. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Rio de Janeiro: UFRJ, 2007.
56. SOUZA, R. A. **“Ruínas Recentes de Edifícios no Brasil”**. In: II Encontro Tecnológico da Engenharia Civil e Arquitetura de Maringá, Maringá-PR, 2001a.
57. SOUZA, R. A. **Análise de fraturamento em estruturas de concreto utilizando programas de análise estrutural**. Dissertação (Mestrado em Estruturas). Campinas: UNICAMP, 2001b.
58. SOUZA, R. A. de; ENAMI, R. M. **Sobre os acidentes estruturais recentes ocorridos na cidade de Maringá-PR**. Revista Tecnológica, Maringá, v. 18, p. 91-101, 2009.
59. THOMAZ, E. C. S. **Fissuração – fissuras de flexão**. Notas de aula, IME, Rio de Janeiro, 2004.
60. THOMAZ, E. **Trincas em edifícios, causas, prevenção e recuperação**. São Paulo: IPT/EPUSP/PINI, 2007.
61. VERGARA, S. C. **Métodos de pesquisa em administração**. 5. ed. São Paulo: Atlas, 2012.

ANEXO A

ANEXO A.1 – Exemplo de cálculo da capacidade resistente residual: viga 01 ensaiada por AGOSTINI (2004)

1º. Passo: coletar todos os dados que poderão ser úteis e medir as fissuras (descrição no item 3.3.1):

| Dados | Viga 01 |
|--------------------------------|----------------------|
| b (mm) | 150,00 |
| h (mm) | 300,00 |
| A_s' (mm ²) | 63,00 |
| A_s (mm ²) | 94,50 |
| d' (mm) | 27,00 |
| d (mm) | 261,80 |
| f_c (MPa) | 39,30 |
| f_s (MPa) | 779,00 |
| f_s' (MPa) | 779,00 |
| f_{ct} (kN/cm ²) | 4,50 |
| I_c (cm ⁴) | 3375x10 ⁵ |
| a_l (mm) | 126,50 |
| a_u (mm) | 256,00 |

2º. Passo: determinar a posição da linha neutra, no momento próximo a ruptura. Para tanto, deve-se, inicialmente, considerar $\sigma_s = f_s$ e $\sigma'_s = f'_s$; Em seguida calcula-se x_u (Equação 2.10), β_x (Equação 2.12), β_{xy} (Equação 2.15), $x_{2,3}$ e domínio de deformação:

$$\text{➤ } \sigma_s = f_s = 779$$

$$\text{➤ } \sigma'_s = f'_s = 779$$

$$\text{➤ } x_u = \frac{(A_s \cdot \sigma_s) - (A'_s \cdot \sigma'_s)}{0,85 \cdot f_c \cdot 0,8 \cdot b} = \frac{(94,5 \cdot 779) - (63 \cdot 779)}{0,85 \cdot 39,3 \cdot 0,8 \cdot 150} = 6,12$$

$$\text{➤ } \frac{x}{d} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} = \beta_x = \frac{6,12}{261,8} = 0,0234$$

$$\text{➤ } \frac{x_{3,4}}{d} = \beta_{xy} = \frac{\varepsilon_{c,u}}{\varepsilon_{c,u} + \varepsilon_{y,d}} = \frac{0,0035}{0,0035 + 0,00207} = 0,628$$

$$\triangleright \frac{x_{2,3}}{d} = \frac{\varepsilon_{c,u}}{\varepsilon_{c,u} + \varepsilon_s} = \frac{0,0035}{0,0035 + 0,01} = 0,259$$

- Como β_x está variando entre 0 e $x_{2,3}$, encontra-se no domínio 2 e a armadura não atingiu o escoamento, logo as considerações não foram válidas.

3°. Passo: arbitrar um valor para x_u , a fim de iniciar o processo iterativo:

- Iniciaremos o processo adotando: $x = d/4 = 65,45$ mm

4°. Passo: calcular a deformação e tensão na armadura de compressão:

$$\triangleright \varepsilon'_s = \frac{(x-d') \cdot \varepsilon_c}{x} = \frac{(65,45 - 27) \cdot 0,0035}{65,45} = 0,00206$$

$$\triangleright \varepsilon'_s = \frac{f'_s}{E'_s} \therefore f'_s = \varepsilon'_s \cdot E'_s = 0,00206 \cdot 210000 = 431,79$$

5°. Passo: calcular as resultantes de tração e de compressão e, verificar se a condição de equilíbrio foi satisfeita:

$$\begin{aligned} \triangleright C = T - T' \therefore 0,85 \cdot f_c \cdot 0,8 \cdot b \cdot x &= (A_s \cdot \sigma_s) - (A'_s \cdot (f'_s - 0,85 \cdot f_c)) \therefore \\ 0,85 \cdot 39,3 \cdot 0,8 \cdot 150 \cdot 65,45 &= (94,5 \cdot 779) - (63 \cdot (431,79 - 0,85 \cdot \\ 39,3)) \therefore 26,24 &= 7,36 - 2,51 \therefore 26,24 = 4,85 \quad (\text{incompatibilidade}) \end{aligned}$$

6°. Passo: caso $T > C + T'$ (deve-se aumentar x) e se $T < C + T'$ (deve-se diminuir x), reiniciando o processo a partir do 3° passo, até que a diferença na igualdade seja menor que cinco por cento:

3°.2. Passo: arbitrar outro valor para x_u :

- Como a diferença na igualdade do 5° passo foi muito grande, adotaremos agora:
 $x = d/9 = 29,09$ mm

4°.2. Passo: calcular a deformação e tensão na armadura de compressão:

$$\text{➤ } \varepsilon'_s = \frac{(x-d') \cdot \varepsilon_c}{x} = \frac{(29,09 - 27) \cdot 0,0035}{29,09} = 0,00025$$

$$\text{➤ } \varepsilon'_s = \frac{f'_s}{E'_s} \therefore f'_s = \varepsilon'_s \cdot E'_s = 0,00025 \cdot 210000 = 52,81$$

5º.2. Passo: calcular as resultantes de tração e de compressão e, verificar se a condição de equilíbrio foi satisfeita:

$$\begin{aligned} \text{➤ } C = T - T' \therefore 0,85 \cdot f_c \cdot 0,8 \cdot b \cdot x &= (A_s \cdot \sigma_s) - (A'_s \cdot (f'_s - 0,85 \cdot f_c)) \therefore \\ 0,85 \cdot 39,3 \cdot 0,8 \cdot 150 \cdot 29,09 &= (94,5 \cdot 779) - (63 \cdot (52,81 - 0,85 \cdot \\ 39,3)) \therefore 11,66 &= 7,36 - 0,12 \therefore 11,66 = 7,24 \quad (\text{incompatibilidade}) \end{aligned}$$

3º.3. Passo: arbitrar outro valor para x_u :

$$\text{➤ } \text{Adotaremos agora: } x = 25,00 \text{ mm}$$

4º.3. Passo: calcular a deformação e tensão na armadura de compressão:

$$\text{➤ } \varepsilon'_s = \frac{(x-d') \cdot \varepsilon_c}{x} = \frac{(25,00 - 27) \cdot 0,0035}{25,00} = -0,00028$$

$$\text{➤ } \varepsilon'_s = \frac{f'_s}{E'_s} \therefore f'_s = \varepsilon'_s \cdot E'_s = -0,00028 \cdot 210000 = -58,8$$

5º.3. Passo: calcular as resultantes de tração e de compressão e, verificar se a condição de equilíbrio foi satisfeita:

$$\begin{aligned} \text{➤ } C = T - T' \therefore 0,85 \cdot f_c \cdot 0,8 \cdot b \cdot x &= (A_s \cdot \sigma_s) - (A'_s \cdot (f'_s - 0,85 \cdot f_c)) \therefore \\ 0,85 \cdot 39,3 \cdot 0,8 \cdot 150 \cdot 25 &= (94,5 \cdot 779) - (63 \cdot (-58,8 - 0,85 \cdot \\ 39,3)) \therefore 10,02 &= 7,36 - -0,58 \therefore 10,02 = 7,94 \quad (\text{incompatibilidade}) \end{aligned}$$

Obs.: Lançando essas fórmulas no excel, o processo torna-se extremamente rápido.

Os valores são arbitrados até que se encontre $x = 21,71$:

3º.n. Passo: arbitrar outro valor para x_u :

➤ Adotaremos agora: $x = 21,71$ mm

4º.n. Passo: calcular a deformação e tensão na armadura de compressão:

$$\text{➤ } \varepsilon'_s = \frac{(x-d') \cdot \varepsilon_c}{x} = \frac{(21,71-27) \cdot 0,0035}{21,71} = -0,00085$$

$$\text{➤ } \varepsilon'_s = \frac{f'_s}{E'_s} \therefore f'_s = \varepsilon'_s \cdot E'_s = -0,00085 \cdot 210000 = -179,09$$

5º.n. Passo: calcular as resultantes de tração e de compressão e, verificar se a condição de equilíbrio foi satisfeita:

$$\begin{aligned} \text{➤ } C = T - T' \therefore 0,85 \cdot f_c \cdot 0,8 \cdot b \cdot x &= (A_s \cdot \sigma_s) - (A'_s \cdot (f'_s - 0,85 \cdot f_c)) \therefore \\ 0,85 \cdot 39,3 \cdot 0,8 \cdot 150 \cdot 21,71 &= (94,5 \cdot 779) - (63 \cdot (-179,09 - 0,85 \cdot \\ 39,3)) \therefore 8,70 &= 7,36 - -1,34 \therefore 8,70 = 8,70 \quad (\text{compatível}) \end{aligned}$$

7º. Passo: calcular o momento de ruptura (Equação 2.7), o momento de fissuração (Equação 3.4) e a capacidade resistente residual (Equação 3.1):

$$\begin{aligned} M_u &= (A'_s \cdot \sigma'_s \cdot (d - d')) + ((0,85 \cdot f_c \cdot 0,8 \cdot b \cdot x) \cdot (d - 0,4x)) \\ &\therefore (T' \cdot (d - d')) + (C \cdot (d - 0,4x)) \\ &= (-1,34 \cdot (261,8 - 27)) + (8,7 \cdot (261,8 - 0,4 \cdot (21,71))) \\ &= \mathbf{18,89 \text{ kN.m}} \end{aligned}$$