



UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo

PAULO BRUNO BEVILAQUA PRADO

**REDUÇÃO DE VIDA ÚTIL A FADIGA EM PONTES DE
CONCRETO ARMADO**

CAMPINAS

2020

PAULO BRUNO BEVILAQUA PRADO

**REDUÇÃO DE VIDA ÚTIL A FADIGA EM PONTES DE
CONCRETO ARMADO**

Dissertação de Mestrado apresentada a Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Unicamp, para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de Estruturas e Geotécnica.

Orientador: Prof. Dr. Gustavo Henrique Siqueira

ESTE EXEMPLAR CORRESPONDE À VERSÃO FINAL DA DISSERTAÇÃO DEFENDIDA PELO ALUNO PAULO BRUNO BEVILAQUA PRADO E ORIENTADO PELO PROF. DR. GUSTAVO HENRIQUE SIQUEIRA.

CAMPINAS

2020

Ficha catalográfica
Universidade Estadual de Campinas
Biblioteca da Área de Engenharia e Arquitetura
Elizangela Aparecida dos Santos Souza - CRB 8/8098

P882r Prado, Paulo Bruno Bevilaqua, 1989-
Redução de vida útil a fadiga em pontes de concreto armado / Paulo Bruno Bevilaqua Prado. – Campinas, SP : [s.n.], 2020.

Orientador: Gustavo Henrique Siqueira.
Dissertação (mestrado) – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.

1. Pontes. 2. Concreto armado. 3. Pontes - Projeto e construção. 4. Fadiga. I. Siqueira, Gustavo Henrique, 1980-. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. III. Título.

Informações para Biblioteca Digital

Título em outro idioma: Reduction of fatigue life in reinforced concrete bridges

Palavras-chave em inglês:

Bridges

Reinforced concrete

Bridges - Design and construction

Fatigue

Área de concentração: Estruturas e Geotécnica

Titulação: Mestre em Engenharia Civil

Banca examinadora:

Gustavo Henrique Siqueira [Orientador]

Luiz Carlos de Almeida

Caio Gorla Nogueira

Data de defesa: 20-02-2020

Programa de Pós-Graduação: Engenharia Civil

Identificação e informações acadêmicas do(a) aluno(a)

- ORCID do autor: <https://orcid.org/0000-0002-2212-2784>

- Currículo Lattes do autor: <http://lattes.cnpq.br/8167240342568664>

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E
URBANISMO**

**REDUÇÃO DE VIDA ÚTIL A FADIGA EM PONTES DE
CONCRETO ARMADO**

PAULO BRUNO BEVILAQUA PRADO

Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:

Prof. Dr. Gustavo Henrique Siqueira
Presidente e Orientador/FEC/UNICAMP

Prof. Dr. Luiz Carlos de Almeida
FEC/UNICAMP

Prof. Dr. Caio Gorla Nogueira
FEB/UNESP

A Ata da defesa com as respectivas assinaturas dos membros encontra-se no SIGA/Sistema de Fluxo de Dissertação/Tese e na Secretaria do Programa da Unidade.

Campinas, 20 de Fevereiro de 2020

*À minha esposa e meus pais
por todo amor, incentivo e
exemplo de vida.*

AGRADECIMENTOS

À minha esposa Liuria Saturnino da Silva Prado pelo incentivo e companheirismo durante esse período de mestrado e por sempre me apoiar em novas jornadas em busca de conhecimento.

Aos meus pais Paulo Cesar Prado e Maria Olinda Bevilaqua por tudo que fizeram por mim, por todos os sacrifícios que passaram para eu ter a oportunidade de me formar engenheiro, e sempre me incentivando a continuar com os estudos.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Gustavo Henrique Siqueira, por ter acreditado no meu potencial, pelos ensinamentos, pela amizade e pela paciência que teve comigo por ter que conciliar trabalho e estudos.

Ao engenheiro Alexandre Beltrame pelo incentivo e ensinamentos.

À empresa Beltrame Engenharia por ter fornecido algumas das figuras utilizadas ao longo deste trabalho.

Ao amigo e engenheiro civil Me. Luís Henrique Bueno Pinheiro pela grande ajuda.

Aos colegas de turma por toda a ajuda.

A todos os professores e técnicos do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da FEC-UNICAMP que contribuíram na minha formação.

“O que sabemos é uma gota,
o que ignoramos é um oceano.”
(*Sir Isaac Newton*)

RESUMO

As pontes são estruturas sujeitas a cargas permanentes e a cargas móveis. As ações de origem dinâmicas podem levar a estrutura a falhas ou até mesmo ao comprometimento estrutural em função da fadiga dos materiais. Diante disso, a presente pesquisa teve como objetivo analisar a influência do fenômeno da fadiga na redução de vida útil em pontes em concreto armado. A redução de vida útil de uma estrutura representativa foi obtida com base em um modelo matemático capaz de prever o número de ciclos necessários para ruptura por fadiga do material, tendo como variável de entrada a amplitude total de deformação verificada nas armaduras longitudinais nas longarinas da estrutura no estágio atual de funcionamento. Para isso, uma estrutura representativa foi projetada, tendo como características geométricas o padrão comumente encontrado em estruturas da década de 70 e adotando-se como carregamento móvel o trem-tipo TB-36. Feito isto, um modelo tridimensional da ponte foi gerado em um programa computacional de elementos finitos. No intuito de se simular o dano que tal estrutura sofreu com o tempo, foram introduzidas penalizações nas propriedades dos elementos estruturais, sendo elas, redução do módulo de elasticidade do concreto, perda de aderência entre concreto e aço e consideração da corrosão das armaduras longitudinais. Deste modo, foi possível determinar a redução de vida útil à fadiga considerando a estrutura solicitada conforme configuração de carregamento do trem-tipo TB-36 em comparação com resultados ao solicita-la com o TB-45. Para esta mesma estrutura, também foi verificada a vida útil à fadiga considerando a solicitação oriunda de um veículo real representativo da frota brasileira e diferentes cenários de penalizações nas propriedades dos elementos estruturais, após 50 anos de operação da ponte. Os resultados indicam que a estrutura estudada possui uma grande reserva de capacidade à fadiga frente aos diferentes cenários analisados, apresentando baixo risco de ocorrência de falha à fadiga em seus elementos estruturais durante sua vida útil de projeto.

Palavras-chave: Ponte; Concreto armado; Trem-tipo; Fadiga; Redução de vida útil.

ABSTRACT

Bridges are structures subject to permanent loads and moving loads. Dynamic loads can lead to failure or even structural collapse due to material fatigue. Therefore, the present research aimed to analyze the influence of the phenomenon of fatigue on the reduction of useful life in reinforced concrete bridges. The reduction of the useful life of a representative structure was obtained based on a mathematical model able to predict the number of cycles required for material fatigue rupture, having as the input variable the total strain amplitude verified in the longitudinal reinforcement in the current stage of operation. For this purpose, a representative structure was designed, having as geometric characteristics the pattern commonly found in structures from the 70s and using the standard vehicle-load TB-36 ton as the moving load. After this, a three-dimensional model of the bridge was generated using a commercial finite element software. To simulate the damage over time in this structure, degradations were introduced in the mechanical properties for the structural elements, such as reduction on the concrete Young modulus, bond-slip effects between concrete and longitudinal steel reinforcement, and the consideration of corrosion scenarios on the longitudinal steel bars. Therefore, it was possible to determine the reduction in fatigue useful life considering the structure submitted to the standard vehicle-load TB-36 in comparison with the results using the standard vehicle-load TB-45. For the same model, the impact on fatigue useful life considering the loads from a real vehicle, representative of the Brazilian truck fleet, and different degradation scenarios for the mechanical properties in the structural elements, after 50 years of operation for this bridge model, was also verified. The results indicate that the structural model studied has a large reserve of fatigue capacity considering the different scenarios analyzed, with a low risk of fatigue failure in structural elements during this design life.

Keywords: Bridge; Reinforced concrete; Standard vehicle-load; Fatigue; Reduction of useful life.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Ruptura do viaduto na Marginal Pinheiros.	19
Figura 2 – Ruptura do apoio - viaduto na Marginal Pinheiros.	19
Figura 3 – Elementos constituintes de uma OAE.	22
Figura 4 – Seção transversal em grelha.	24
Figura 5 – OAE da malha rodoviária brasileira com tipologia transversal em grelha.	24
Figura 6 – OAE da malha rodoviária brasileira com tipologia transversal em duas vigas.	25
Figura 7 – Seção transversal em laje alveolar.	26
Figura 8 – OAE da malha rodoviária brasileira com tipologia transversal em laje maciça.	26
Figura 9 – Seção transversal do tipo seção celular.	27
Figura 10 – OAE da malha rodoviária brasileira com tipologia transversal em seção celular.	27
Figura 11 – OAE da malha rodoviária brasileira com tipologia longitudinal isostática.	28
Figura 12 – OAE da malha rodoviária brasileira com tipologia longitudinal em viga contínua.	29
Figura 13 – Ilustração de uma estrutura com tabuleiro Gerber.	30
Figura 14 – OAE da malha rodoviária brasileira com tabuleiro Gerber.	30
Figura 15 – OAE da malha rodoviária brasileira com tipologia longitudinal em arco inferior.	31
Figura 16 – OAE da malha rodoviária brasileira com tipologia longitudinal em arco superior.	31
Figura 17 – OAE da malha rodoviária brasileira com tipologia longitudinal em pórtico.	32
Figura 18 – OAE da malha rodoviária brasileira com tipologia longitudinal estaiada.	33
Figura 19 – OAE da malha rodoviária brasileira com tipologia longitudinal estaiada.	33

Figura 20 – Seção transversal típica até 1960.	34
Figura 21 – Seção transversal típica de 1960 a 1975.	35
Figura 22 – Seção transversal típica de 1975 a 1985.	35
Figura 23 – Seção transversal típica a partir de 1985.	35
Figura 24 – Posição da multidão e veículo tipo para a NB-6 de 1960.	37
Figura 25 – Trens-tipo da NB-6 de 1960.	38
Figura 26 – Trens-tipo da NBR 7188 de 1984.	40
Figura 27 – Exemplo de unidade tratora.	42
Figura 28 – Exemplo de semi-reboque.	42
Figura 29 – Exemplo de caminhão rígido.	43
Figura 30 – Histograma de frequência de veículos.	44
Figura 31 – Dados geométricos dos veículos.	45
Figura 32 – Percentuais de peso por eixo do veículo.	45
Figura 33 – Frequências associadas ao peso dos veículos.	46
Figura 34 – Visualização da superfície de ruptura para uma barra de aço CA-50 após ensaio de fadiga da barra ao ar.	50
Figura 35 – Ponto de nucleação da fissura.	51
Figura 36 – Região da ruptura.	51
Figura 37 – Carregamento cíclico com tensões com amplitude constante.	52
Figura 38 – Carregamento cíclico com tensões com amplitude variável e aleatória.	53
Figura 39 – Curva S-N típica de concreto em compressão.	55
Figura 40 – Detalhe de ruptura por fadiga de uma barra de aço em um elemento em concreto armado.	56
Figura 41 – Fotos gerais da ponte sobre o rio Lambari.	62
Figura 42 – Fotos gerais da ponte sobre o rio Itinguijada.	62
Figura 43 – Parâmetros para as curvas S-N para os aços dentro do concreto ^a	66
Figura 44 – Formato das curvas de resistência característica à fadiga (curvas S-N) para o aço.	67

Figura 45 – Definição das tensões σ_{c1} e σ_{c2}	68
Figura 46 – Configuração da curva <i>S-N</i> para o aço indicada pelo EN 1992-1-1.....	70
Figura 47 – Campos de probabilidades (ϵ - <i>N</i>) de falha.	74
Figura 48 – Campos de probabilidades (ϵ - <i>N</i>) de falha para o aço SAE1137.	76
Figura 49 – Seção transversal da OAE adotada (dimensões em cm).....	78
Figura 50 – Planta da superestrutura da OAE adotada (dimensões em cm).	78
Figura 51 – Modelo numérico tridimensional da ponte adotada.	79
Figura 52 – Armação da ponte modelada no programa de elementos finitos.	80
Figura 53 – Armação da ponte – Vista aproximada.	80
Figura 54 – Modelagem da superestrutura: (a) Laje; (b) Vigas longarinas e transversinas.....	81
Figura 55 – Malha gerada para os elementos da superestrutura.....	82
Figura 56 – Vínculos externos na primeira linha de apoio.....	83
Figura 57 – Vínculos externos na segunda linha de apoio.....	83
Figura 58 – Comportamento a compressão do concreto da OAE representativa.	85
Figura 59 – Comportamento a tração do concreto da OAE representativa.....	87
Figura 60 – Curvas de comportamento do concreto à tração (a) e compressão (b).	89
Figura 61 – Função do fluxo potencial plástico no plano meridional.	90
Figura 62 – Ensaio para determinação da profundidade atingida pela carbonatação do concreto. Elemento: Pilar.	93
Figura 63 – Ensaio para determinação da profundidade atingida pela carbonatação do concreto. Elemento: Viga longarina.....	93
Figura 64 – Processo de deterioração de estruturas de concreto armado por corrosão.	94
Figura 65 – Concentração de dióxido de carbono na atmosfera ao longo das últimas décadas.....	96
Figura 66 – Perda de área de aço por corrosão uniforme.....	99
Figura 67 – Penalização das propriedades das armaduras longitudinais em decorrência da perda de aderência entre concreto e aço.	101

Figura 68 – Degradação do módulo de elasticidade do concreto.....	102
Figura 69 – Posicionamento do veículo 2S3 sobre a OAE (dimensões em cm).	105
Figura 70 – Esquema estático para cargas permanentes.	127
Figura 71 – Esquema estático para cargas móveis.....	127
Figura 72 – Esforços de projeto devido as cargas permanentes.....	127
Figura 73 – Esforços de projeto devido as cargas móveis.	128
Figura 74 – Largura da mesa colaborante segundo a NB-1 de 1978.....	129

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Cargas para os trens-tipo da NB-6 de 1960.....	38
Tabela 2 – Características dos trens-tipo da NB-6 de 1960.....	39
Tabela 3 – Cargas para os trens-tipo da NBR 7188 de 1984.....	39
Tabela 4 – Características dos trens-tipo da NBR 7188 de 1984.....	40
Tabela 5 – Classes de veículos conforme DNIT.	43
Tabela 6 – Tipos de curva S-N.....	66
Tabela 7 – Parâmetros da curva S-N para armadura passiva.....	70
Tabela 8 – Parâmetros da curva S-N para armadura ativa.	70
Tabela 9 – Comparação da composição química e características mecânicas entre os aços carbono CA-50 e o SAE 1137.....	76
Tabela 10 – Elementos de modelagem.....	82
Tabela 11 – Estimativa da vida útil da longarina V1 da ponte Itinguijada considerando majoração das tensões e degradação da estrutura de forma simplificada.....	104
Tabela 12 – Cenários de degradação da estrutura a serem analisados.	106
Tabela 13 – Valores de deformação na armadura mais solicitada – Redução de vida útil devido à mudança normativa.....	107
Tabela 14 – Quantidade de ciclos até a ruptura por fadiga da armadura para cada trem-tipo de projeto.	108
Tabela 15 – Vida útil à fadiga da armadura analisada para cada trem-tipo de projeto.	108
Tabela 16 – Valores de deformação na armadura mais solicitada - Redução de vida útil devido à presença de danos na estrutura.....	109
Tabela 17 – Quantidade de ciclos até a ruptura por fadiga da armadura – carregamento conforme veículo 2S3.....	110
Tabela 18 – Vida útil à fadiga da armadura analisada - carregamento da estrutura com o veículo 2S3.....	110
Tabela 19 – Propriedades mecânicas do concreto.	125
Tabela 20 – Propriedades mecânicas das armaduras.	125

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	17
1.1. Motivação.....	18
1.2. Objetivo	20
1.3. Organização dos capítulos.....	21
2. PONTES DA MALHA RODOVIÁRIA BRASILEIRA	22
2.1. Elementos constituintes de uma OAE	22
2.2. Classificação das OAEs	23
2.3. Tipologia transversal de OAEs brasileiras.....	23
2.4. Tipologia longitudinal de OAEs brasileiras	28
2.5. Caracterização do estoque de OAEs da malha rodoviária brasileira	34
2.6. Evolução das normas de projeto	36
2.7. Características dos veículos que trafegam na malha rodoviária brasileira...41	
3. O FENÔMENO DA FADIGA	47
3.1. Breve Histórico	47
3.2. Fadiga	48
3.3. Carregamento cíclico	52
3.4. Fadiga do aço	53
3.5. Fadiga do concreto.....	54
3.6. Elementos de concreto armado submetidos à fadiga.....	55
3.7. Fadiga em pontes	57
3.8. Abordagem de fadiga nas normas de projeto	63
3.9. Modelo para previsão da vida útil a fadiga	73
4. MODELAGEM NUMÉRICA DA OAE ADOTADA	78
4.1. Características geométricas da OAE	78

4.2.	Dimensionamento da OAE	79
4.3.	Modelagem numérica.....	79
4.4.	Não linearidade do concreto	83
4.5.	Concrete Damaged Plasticity	87
5.	DEGRADAÇÃO DA ESTRUTURA	92
5.1.	Corrosão de armaduras	92
5.2.	Perda de aderência entre concreto e aço	99
5.3.	Redução da rigidez do concreto em função dos ciclos de carregamento ..	101
5.4.	Resumo do método proposto e cenários de degradação a serem analisados 102	
6.	RESULTADOS	107
6.1.	Redução de vida útil devido à mudança normativa.....	107
6.2.	Redução de vida útil devido à presença de danos na estrutura.....	109
7.	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	112
7.1.	Conclusões sobre a modelagem numérica	112
7.2.	Conclusões sobre as penalizações impostas aos elementos estruturais...	112
7.3.	Conclusões sobre a redução de vida útil e segurança da ponte estudada	113
7.4.	Conclusões sobre a metodologia para obtenção da quantidade de ciclos até a falha por fadiga	114
7.5.	Recomendações para trabalhos futuros.....	114
8.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	116
APÊNDICE A – CÁLCULO ESTRUTURAL DA OAE REPRESENTATIVA ADOTADA		124
APÊNDICE B – CÁLCULO DO TEMPO PARA DESPASSIVAÇÃO DAS ARMADURAS E DA PERDA DE SEÇÃO EM FUNÇÃO DO AVANÇO DA CORROSÃO		139

1. INTRODUÇÃO

Uma ponte é um exemplo de estrutura que trabalha diariamente sob a solicitação de cargas dinâmicas. Essa configuração de carregamento, variável e oscilante, pode afetar drasticamente a durabilidade da estrutura, agindo de modo a reduzir a vida útil da mesma. Entende-se por vida útil, o tempo em que a estrutura pode operar, de forma que todas as recomendações e limites estipulados por normas estejam atendidos.

O fenômeno da fadiga está ligado a essa possível falha em decorrência da atuação das cargas dinâmicas cíclicas, pois, esse tipo de carregamento pode atuar de forma a aumentar gradualmente os danos internos nos materiais constituintes da estrutura, podendo levar a estrutura ao colapso.

Esse problema pode ser intensificado em função da deterioração dos materiais e em decorrência da agressividade do ambiente. Além disso, o ideal seria que todas as pontes fossem monitoradas constantemente para se detectar brevemente as patologias existentes e assim proceder com a devida recuperação.

Entretanto, a malha rodoviária brasileira é muito extensa e existem muitas obras de arte especiais (OAEs), ou seja, pontes, viadutos e passarelas, que não são inspecionadas constantemente ou quando são, tem postergada a sua reabilitação. Assim sendo, muitas destas estruturas passam a trabalhar possuindo anomalias que causam algum tipo de dano de ordem estrutural. Neste cenário, a ação das cargas cíclicas pode atuar de forma a propagar, de maneira mais rápida, tais danos, ocasionando a ruptura repentina do elemento.

Muitas das OAEs em operação no país são estruturas antigas, com mais de 30 anos de idade, e pouco se sabe a respeito do tempo de vida útil que tais estruturas ainda podem operar, seja em função da deterioração dos materiais, devido a mudanças normativas ou na configuração dos veículos. Para o caso das OAEs, uma mudança normativa significativa foi a evolução na configuração do trem-tipo a ser adotado na fase de projeto.

Assim sendo, torna-se cada vez mais pertinente e necessário o estudo do nível de dano em que tais estruturas estão operando atualmente, bem como, buscar

uma aproximação do tempo de vida útil restante até a falha ou até que se proceda com a devida recuperação estrutural e adequação funcional e estrutural.

1.1. Motivação

Cada vez mais, as pontes da malha rodoviária brasileira são solicitadas por uma multiplicidade de configurações de veículos, a cada dia mais pesados e em uma quantidade maior trafegando sobre as pontes do país. Além disso, há a passagem de veículos de carga especial, com dimensões e/ou cargas muito superiores às usualmente empregadas.

Segundo os dados levantados por Mendes (2009), cerca de 69% das pontes da malha rodoviária federal brasileira foram inauguradas antes de 1984, assim sendo, possuindo mais de 30 anos de utilização. Tais estruturas foram projetadas com base nas normas vigentes a época, principalmente com base no trem-tipo de 36 tf. As mesmas estruturas seguem sendo utilizadas até hoje, eventualmente deterioradas, e submetidas a cargas mais frequentes e mais intensas, que produzem solicitações maiores do que as previstas no projeto original.

Cargas repetidas maiores geram deformações maiores, que favorecem a microfissuração e levam à diminuição gradual da resistência do material. Com o crescente volume de tráfego de cargas, se acelera o processo de consumo de vida útil, pois, se atinge o número de ciclos críticos que pode levar à falha por fadiga mais rapidamente.

Neste cenário, surge a preocupação referente aos possíveis efeitos danosos que a multiplicidade de veículos e as mudanças de trem-tipo acarretam na vida útil à fadiga das pontes. Diante disso, o presente trabalho tem como propósito estimar a redução de vida útil dessas estruturas, especificamente em decorrência da evolução do trem-tipo brasileiro de projeto e em função da ação dos veículos reais.

Além disso, atualmente estamos nos deparando com casos de estruturas que estão ruindo, principalmente em função da falta de manutenção e / ou ausência de inspeções mais detalhadas que possam detectar previamente possíveis locais de colapso. Como exemplo, pode-se citar o caso do viaduto na Marginal Pinheiros em São Paulo-SP, ocorrido em 15/11/2018.

Na madrugada desse dia, a extremidade de um dos tabuleiros cedeu, como ilustrado na Figura 1, descendo cerca de 2 metros, por sorte não houve vítimas fatais.

Figura 1 – Ruptura do viaduto na Marginal Pinheiros.



Fonte: Cerqueira (2018).

O sinistro aconteceu devido a uma ruptura na linha de apoio, como mostrado na Figura 2.

Figura 2 – Ruptura do apoio - viaduto na Marginal Pinheiros.



Fonte: Cerqueira (2018).

Em uma análise preliminar, especialistas apontaram as possíveis causas para o sinistro, não se descartando até a fadiga dos materiais. Para colocar o viaduto em operação novamente, a estimativa de custo para recuperar a obra foi 30 milhões de reais. Além disso, houve todo o transtorno causado pelo fechamento do viaduto durante a execução das obras de recuperação. O viaduto foi recuperado e liberado no dia 16/03/2019, após quatro meses do sinistro.

Ou seja, todo esse transtorno e perda financeira foram ocasionados pelo sinistro ocorrido em uma única estrutura, isso sem mencionar que pode ocorrer também perda de vidas quando esse tipo de problema acontece. Assim sendo, é de suma importância que os órgãos e empresas responsáveis pela operação das OAEs no país procedam com a devida inspeção e manutenção nessas estruturas.

1.2. Objetivo

O objetivo geral do presente estudo é estimar a redução de vida útil à fadiga que uma ponte representativa do estoque de estruturas da malha rodoviária brasileira possa ter sofrido em decorrência da evolução das normas de projeto ou devido aos danos acumulados na estrutura após 50 anos de utilização dessa estrutura.

Objetivos específicos:

Dentro desse objetivo geral buscou-se:

- 1) Efetuar a modelagem numérica tridimensional da superestrutura da ponte adotada.
- 2) Adoção do comportamento real do concreto por meio da utilização de modelos encontrados na literatura capazes de representar o comportamento desse material considerando a não linearidade mecânica. E posterior incorporação desse comportamento no programa de elementos finitos.
- 3) Simulação da incorporação de danos / penalizações aos materiais que constituem a estrutura, tendo sido considerado: Corrosão de

armaduras; Perda de aderência entre concreto e o aço; Degradação do módulo de elasticidade do concreto.

- 4) Redução de vida útil da ponte em decorrência da mudança normativa do TB-36 para o TB-45.
- 5) Redução na vida útil da ponte em decorrência da degradação dos materiais após 50 anos de operação.

1.3. Organização dos capítulos

O presente trabalho está organizado em 8 capítulos, desde a introdução (Capítulo 1) às referências bibliográficas (Capítulo 8).

O Capítulo 2 foi dedicado à apresentação junto ao leitor quanto às pontes da malha rodoviária brasileira, caracterizando seus elementos constituintes, classificação, tipologias estruturais e caracterização do estoque de estruturas da malha rodoviária. É apresentado também a evolução das normas de projeto e as características dos veículos que trafegam em nossas rodovias.

O Capítulo 3 é dedicado à apresentação do fenômeno da fadiga, começando por um breve histórico a respeito do tema, passando para o comportamento dos materiais (concreto e aço) frente à aplicação dos carregamentos cíclicos, fadiga em pontes e abordagem da fadiga em normas de projeto, nacionais e internacionais. Além disso, é apresentado o modelo matemático utilizado para previsão de vida útil à fadiga.

O Capítulo 4 é dedicado à apresentação da modelagem efetuada para a ponte representativa adotada. Neste capítulo, é apresentado as características geométricas da estrutura, dimensionamento, propriedades mecânicas dos materiais e a modelagem da estrutura em programa de elementos finitos.

No Capítulo 5 é apresentado os fenômenos de degradação da estrutura que foram incorporados ao modelo numérico, sendo eles, corrosão de armaduras, perda de aderência entre concreto e aço e a redução da rigidez do concreto em função dos ciclos de carregamento. É mostrado também, o resumo do método proposto bem como, os cenários de degradação da estrutura que foram analisados.

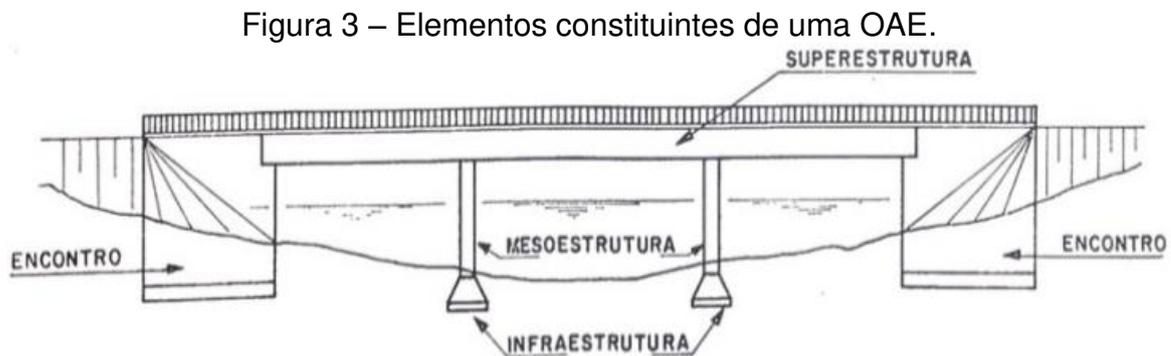
O Capítulo 6 trata dos resultados obtidos e o Capítulo 7 das conclusões do trabalho e sugestões para pesquisas futuras.

2. PONTES DA MALHA RODOVIÁRIA BRASILEIRA

2.1. Elementos constituintes de uma OAE

No Brasil, as estruturas do tipo ponte, viaduto ou passarela são comumente denominadas de obras de arte especiais (OAEs). Tais estruturas possuem a finalidade de transpor um determinado obstáculo, ou seja, uma rodovia, uma ferrovia, rios, encostas, dentre outros.

Uma OAE é composta pela superestrutura, mesoestrutura, infraestrutura, estruturas de encontro e complementos, conforme ilustrado na Figura 3.



Fonte: Pfeil (1979).

A superestrutura é constituída pelo tabuleiro da ponte, podendo ser formada por lajes, vigas longarinas e vigas transversinas. Algumas estruturas, por exemplo, são constituídas apenas por laje e vigas longarinas. As vigas transversinas quando empregadas possuem a função de travamento da superestrutura, e quando estão solidarizadas com a laje, possuem também a função de apoio para a laje.

A mesoestrutura tem a função de receber as cargas do tabuleiro, transmitindo-as para os elementos da fundação. Como elementos da mesoestrutura, podem ser encontradas diferentes configurações, compostas por pilares, vigas travessas e pilar-parede. Outro elemento importante é o aparelho de apoio. Hoje em dia, o aparelho mais utilizado no Brasil é o de Neoprene fretado, todavia, em muitas OAEs, principalmente nas antigas, é possível observar a presença de aparelhos do tipo placas de chumbo, articulação Freyssinet, metálicos ou pêndulos.

A infraestrutura tem a função de transmitir ao terreno os esforços oriundos da mesoestrutura. Majoritariamente, a fundação de uma estrutura do porte de uma ponte é composta por fundação do tipo profunda, podendo ser feita apenas com tubulões ou blocos de concreto sobre estacas, de concreto ou metálicas. Todavia, em algumas obras de menor porte pode-se ocorrer a presença de fundação rasa.

As estruturas de encontro possuem a função de ligação entre a estrutura da OAE e a rodovia, e são formadas por estruturas denominadas de cortina, com posicionamento transversal a OAE, e por muros de ala, geralmente longitudinais. Os complementos são os terraplenos, taludes e revestimentos dos taludes, bem como demais estruturas, como por exemplo, muros de contenção.

2.2. Classificação das OAEs

As OAEs podem ser classificadas de diversas maneiras, sendo que, as principais referem-se ao tipo de utilização, ao material empregado ou quanto à tipologia estrutural. A seguir são apresentadas as classificações mais usuais:

- a) quanto ao tipo de utilização: ponte rodoviária, ferroviária, passarela para pedestres, utilitárias (aquedutos, oleodutos) e mistas (rodoviárias);
- b) quanto ao material empregado: madeira, pedra, concreto armado ou protendido, aço, ou mistas de dois ou mais materiais;
- c) tipologia da seção transversal: grelha, duas vigas, laje e seção celular;
- d) tipologia longitudinal: viga isostática, viga contínua, tabuleiro Gerber, arco superior, arco inferior, arco intermediário, treliça e pórtico.

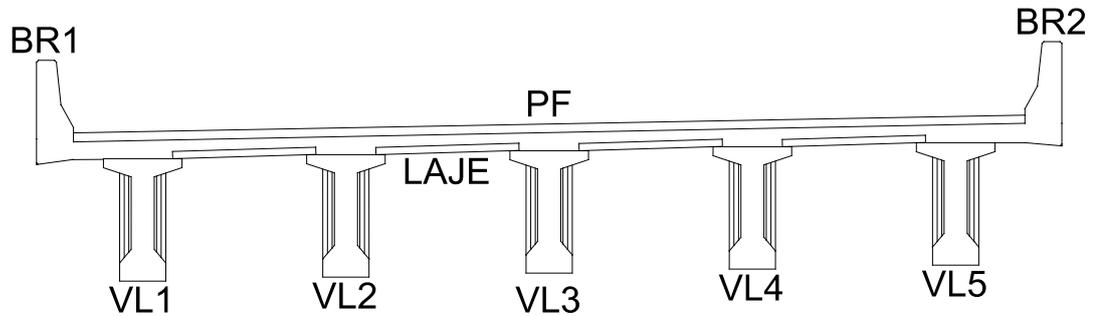
2.3. Tipologia transversal de OAEs brasileiras

- Pontes em grelha

As estruturas do tipo grelha são compostas por laje, três ou mais vigas longarinas (geralmente pré-moldadas), contraventadas ou não por vigas transversinas de apoio e intermediárias. É ilustrada nas Figuras 4 e 5 a seção

transversal típica de uma OAE com superestrutura em grelha. Ressalta-se que esta é uma tipologia muito comum no país.

Figura 4 – Seção transversal em grelha.



Fonte: Dados do próprio autor.

Legenda da figura anterior:

BR: Barreira rígida;

PF: Pavimento flexível;

VL: Viga longarina.

Figura 5 – OAE da malha rodoviária brasileira com tipologia transversal em grelha.



Fonte: Dados do próprio autor.

- Pontes em duas vigas

Também muito encontrada na malha rodoviária brasileira. Este tipo de sistema é composto por laje, exclusivamente duas vigas longarinas (geralmente moldadas no local da obra) contraventadas por vigas transversinas, sendo as transversinas solidarizadas ou não com a laje. Ressalta-se que, a não solidarização das transversinas é uma característica encontrada nas OAEs mais antigas, pois, no decorrer do tempo, com o aumento das solicitações, percebeu-se que este tipo de configuração poderia resultar em sérios problemas de vibração na superestrutura. A Figura 6 ilustra a seção transversal desse tipo de estrutura.

Figura 6 – OAE da malha rodoviária brasileira com tipologia transversal em duas vigas.

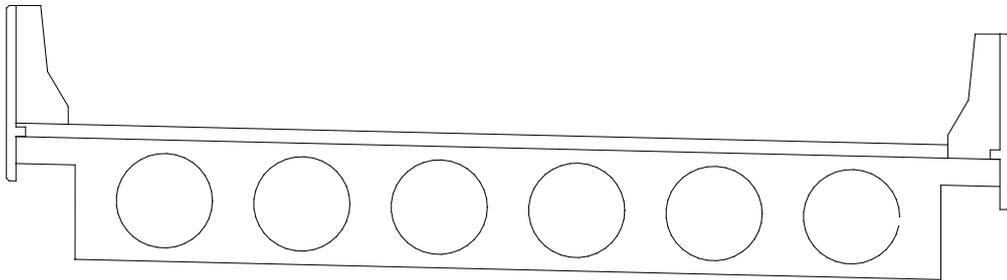


Fonte: Dados do próprio autor.

- Pontes em laje

Este tipo de estrutura é geralmente encontrada em OAEs de pequeno vão, sendo constituída por laje com alvéolos internos, conforme Figura 7, ou maciça em concreto armado, Figura 8.

Figura 7 – Seção transversal em laje alveolar.



Fonte: Dados do próprio autor.

Figura 8 – OAE da malha rodoviária brasileira com tipologia transversal em laje maciça.

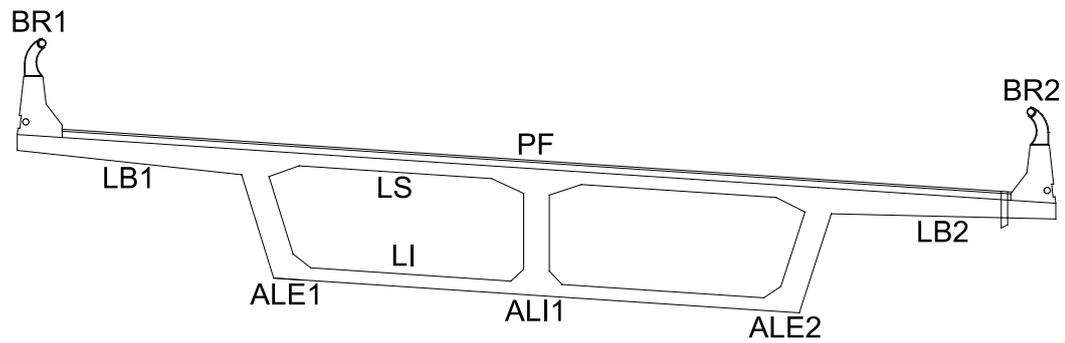


Fonte: Dados do próprio autor.

- Pontes em seção celular (caixão)

A superestrutura do tipo seção celular, no Brasil também conhecidas como caixão, é composta por laje superior (LS), laje inferior (LI), almas externas (ALE) e internas (ALI), conforme Figuras 9 e 10, além de vigas transversais.

Figura 9 – Seção transversal do tipo seção celular.



Fonte: Dados do próprio autor.

Legenda da figura anterior:

ALE: Alma externa;

ALI: Alma interna;

BR: Barreira rígida;

LS: Laje superior;

LI: Laje inferior;

PF: Pavimento flexível.

Figura 10 – OAE da malha rodoviária brasileira com tipologia transversal em seção celular.



Fonte: Dados do próprio autor.

2.4. Tipologia longitudinal de OAEs brasileiras

- *Viga isostática*

Por definição, uma estrutura isostática é aquela que possui vínculos estritamente necessários para garantir a sua total imobilidade. Em OAEs, esta tipologia é caracterizada por tabuleiro com vão único ou tabuleiro de um vão com balanços extremos, sendo a transição entre a superestrutura e a mesoestrutura feita com aparelhos de apoio que possam garantir esse comportamento isostático. A transição entre tabuleiros é feita por juntas de dilatação. Na Figura 11 é evidenciada uma ponte da malha rodoviária brasileira composta por associação de tabuleiros de vão único e isostáticos.

Figura 11 – OAE da malha rodoviária brasileira com tipologia longitudinal isostática.



Fonte: Dados do próprio autor.

- *Viga contínua*

Nesta tipologia, a estrutura possui vínculos superabundantes para garantir a sua total imobilidade, ou seja, trata-se de uma estrutura hiperestática.

Conforme ilustrado na Figura 12, as pontes em viga contínua possuem a característica de apresentar pelo menos um tabuleiro composto por dois ou mais vãos.

Figura 12 – OAE da malha rodoviária brasileira com tipologia longitudinal em viga contínua.



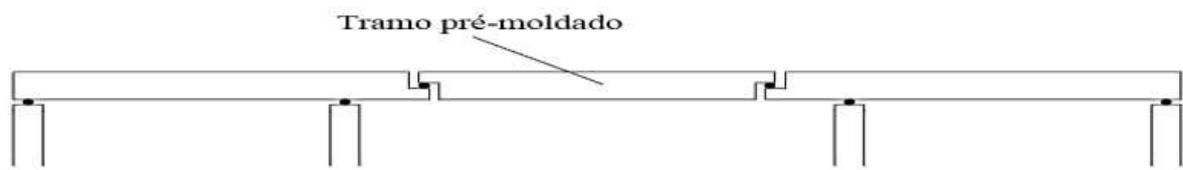
Fonte: Dados do próprio autor.

- Tabuleiro Gerber

O tabuleiro Gerber pode ser considerado como derivado da viga contínua, em que são colocadas articulações de tal maneira a tornar o esquema isostático, conforme ilustrado nas Figuras 13 e 14. Em decorrência disto, não receberá esforços adicionais devido a possíveis recalques diferenciais dos apoios.

Apesar das juntas (dentes Gerber) possibilitarem vantagens, elas representam trechos em que devem ser tomados cuidados redobrados tanto no detalhamento da armadura como na sua execução, devido à grande redução da seção resistente ao esforço cortante que será transmitido pela articulação.

Figura 13 – Ilustração de uma estrutura com tabuleiro Gerber.



Fonte: El Debs e Takeya (2010).

Figura 14 – OAE da malha rodoviária brasileira com tabuleiro Gerber.

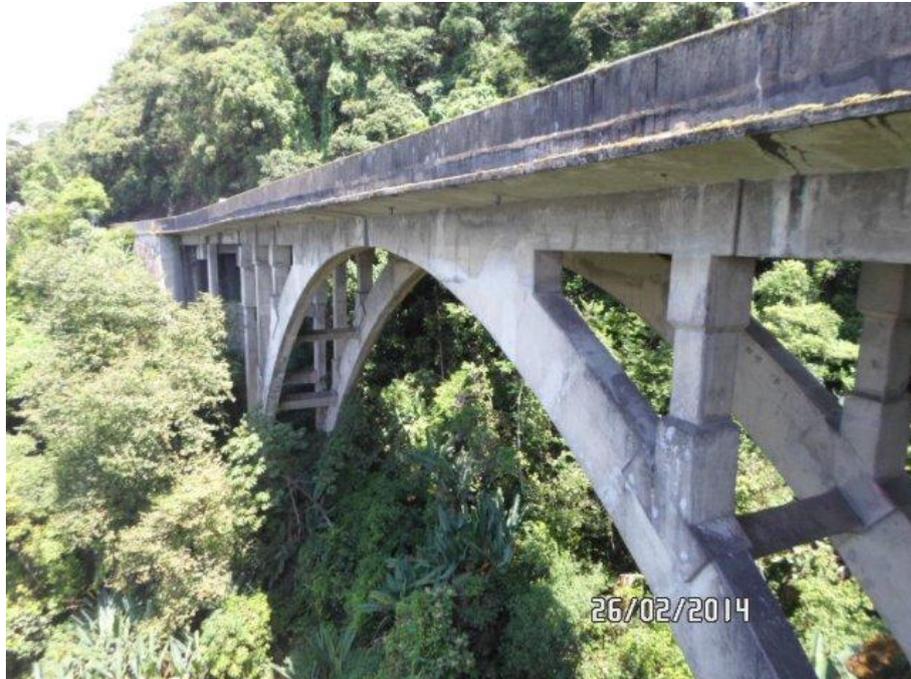


Fonte: Dados do próprio autor.

- Pontes em arco

As pontes em arco não são frequentes na malha rodoviária brasileira. É um sistema estrutural encontrado em algumas rodovias que passam por trechos de serra, como por exemplo, as OAEs apresentadas nas Figuras 15 e 16, localizadas na rodovia Anchieta no estado de São Paulo.

Figura 15 – OAE da malha rodoviária brasileira com tipologia longitudinal em arco inferior.



Fonte: Dados do próprio autor.

Figura 16 – OAE da malha rodoviária brasileira com tipologia longitudinal em arco superior.



Fonte: Dados do próprio autor.

- Estrutura aporticada

Tal configuração é executada de modo que a laje seja incorporada na mesoestrutura. Nos casos em que a estrutura é moldada no local da obra, a configuração mais comum é constituída por laje maciça e pilares-paredes, todos em concreto armado (Figura 17).

Figura 17 – OAE da malha rodoviária brasileira com tipologia longitudinal em pórtico.



Fonte: Dados do próprio autor.

- Outras tipologias

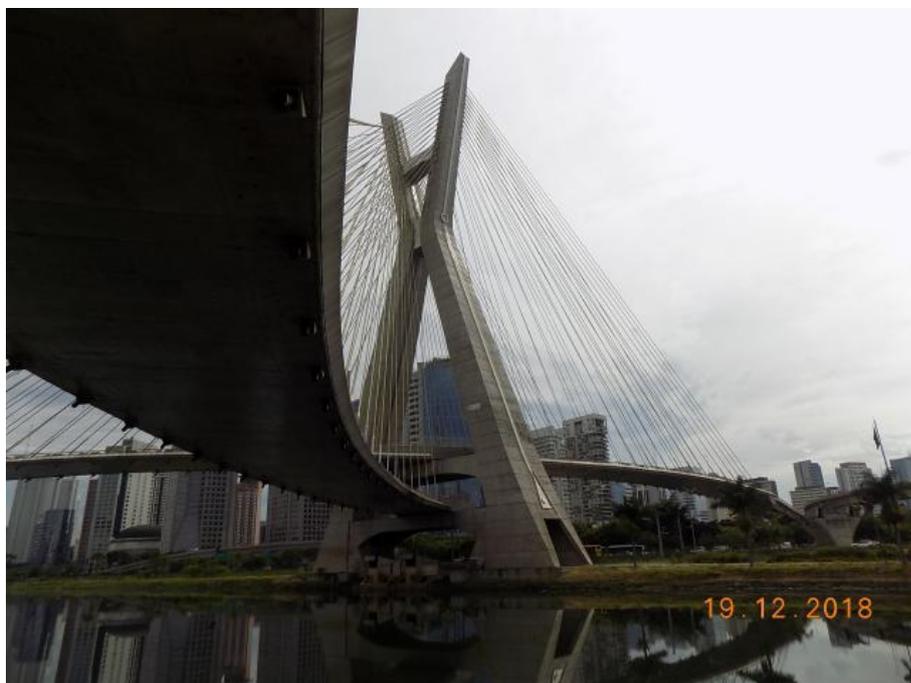
As tipologias anteriormente apresentadas são as mais encontradas na malha rodoviária brasileira. Todavia ainda há algumas outras que são encontradas em situações específicas, seja por melhor adequação ao projeto estrutural, funcional e / ou atender a uma demanda arquitetônica. Como exemplo, podem-se citar as pontes estaiadas (Figuras 18 e 19), esta é uma boa solução para se vencer grandes vãos, além é claro, da beleza arquitetônica que essas estruturas possuem.

Figura 18 – OAE da malha rodoviária brasileira com tipologia longitudinal estaiada.



Fonte: Dados do próprio autor.

Figura 19 – OAE da malha rodoviária brasileira com tipologia longitudinal estaiada.



Fonte: Dados do próprio autor.

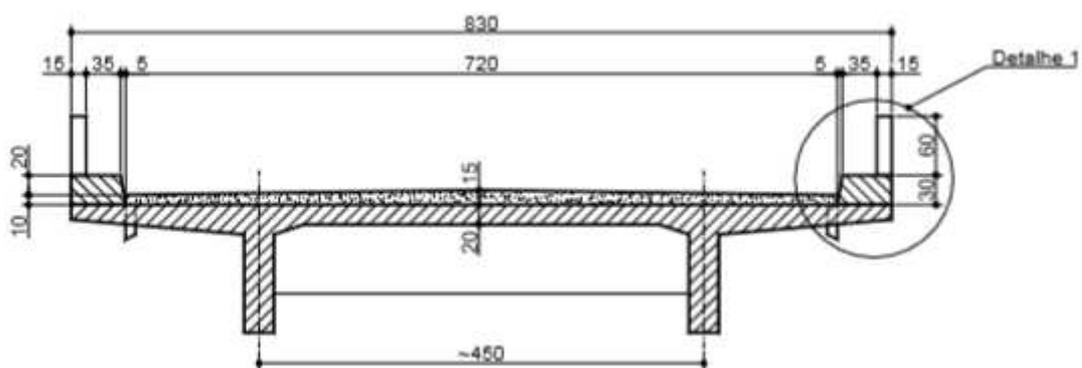
2.5. Caracterização do estoque de OAEs da malha rodoviária brasileira

Mendes (2009) conseguiu estimar o panorama geral das condições e características das pontes na malha rodoviária federal brasileira. Segundo o autor, de um total de 5.619 pontes avaliadas, pôde-se caracterizar que:

- a) 69% do número de pontes possui idade superior a 30 anos;
- b) 83% das pontes são em viga de concreto armado;
- c) 50% das pontes são bi-apoiadas;
- d) 63% das pontes possuem extensão inferior a 50,00 m;
- e) 80% das pontes possuem largura inferior a 12,00 m (o padrão atual é de 12,80 m);
- f) 93% das pontes possuem vão máximo inferior a 40,00 m;
- g) 90% das pontes foram projetadas com trem-tipo TB-24 ou TB-36.

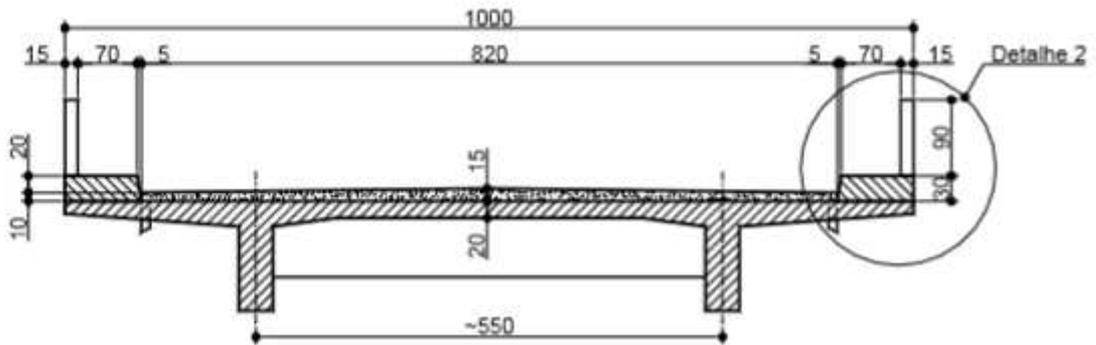
Especificamente quanto à geometria da seção transversal, é apresentado nas Figuras 20 a 23 a evolução na configuração da seção ocorridas desde o início da década de 40 até os dias atuais. Percebe-se que, via de regra, as pontes eram projetadas com tipologia de superestrutura em duas vigas.

Figura 20 – Seção transversal típica até 1960.



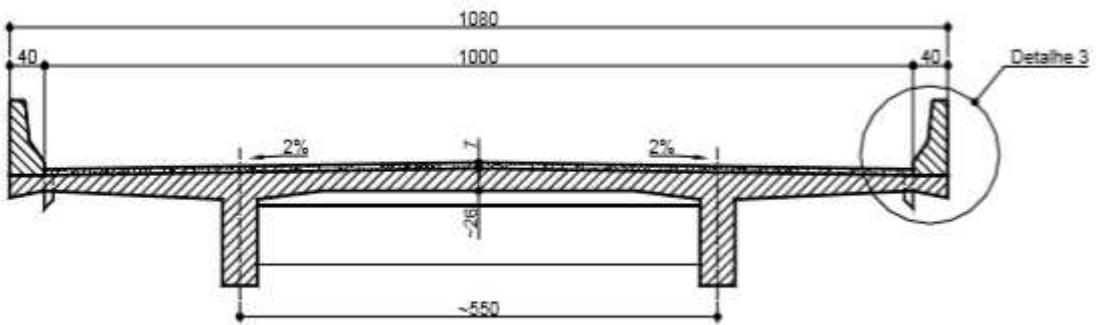
Fonte: DNIT (2004).

Figura 21 – Seção transversal típica de 1960 a 1975.



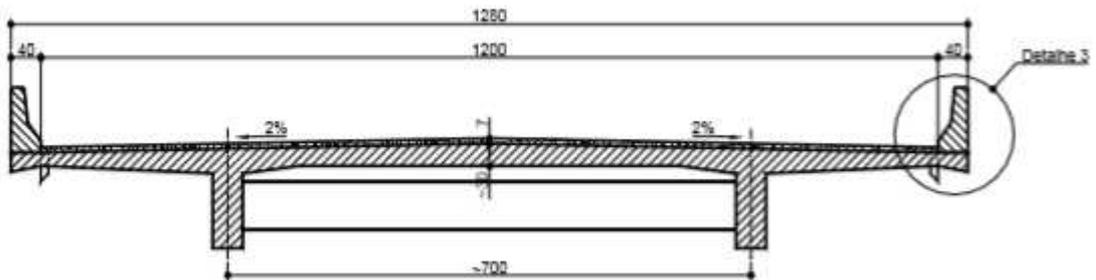
Fonte: DNIT (2004).

Figura 22 – Seção transversal típica de 1975 a 1985.



Fonte: DNIT (2004).

Figura 23 – Seção transversal típica a partir de 1985.



Fonte: DNIT (2004).

2.6. Evolução das normas de projeto

- Norma para dimensionamento de OAE

Em 1943 entra em vigor a primeira norma referente ao projeto de pontes em concreto armado, sob o nome de “Cálculo e Execução de Pontes de Concreto Armado”, especificamente a norma NB-2 (1943). A norma abordava disposições construtivas e valores mínimos para o cálculo de pontes. O coeficiente de impacto vertical possuía valor constante de 1,3.

Em 1961 a NB-2 passou por uma atualização. A principal mudança foi na forma de cálculo do coeficiente de impacto. O mesmo passou a ser calculado conforme a seguinte expressão:

$$\varphi = 1,4 - 0,007 \times l \geq 1,00 \quad (\text{Equação 1})$$

Sendo:

φ : coeficiente de impacto vertical;

l: vão total para estruturas com dois apoios, ou vão teórico de cada tramo de estruturas contínuas, ou ainda, caso o menor vão seja ao menos 70% do maior, a média aritmética entre todos os vãos teóricos.

Em 1987 houve mais uma importante modificação de norma, a NB-2 passou a ser denominada de NBR 7187 (1987) – Projeto e execução de pontes em concreto armado e protendido. Desde então, abrangendo também disposições construtivas e para projeto de estruturas em concreto protendido. O método de cálculo para coeficiente de impacto foi mantido.

Em 2003 ocorreu uma nova revisão da NBR 7187. A norma ficou mais enxuta, voltada mais às considerações para cálculo. Atualmente a NBR 7187 de 2003 encontra-se em revisão.

- Cargas móveis

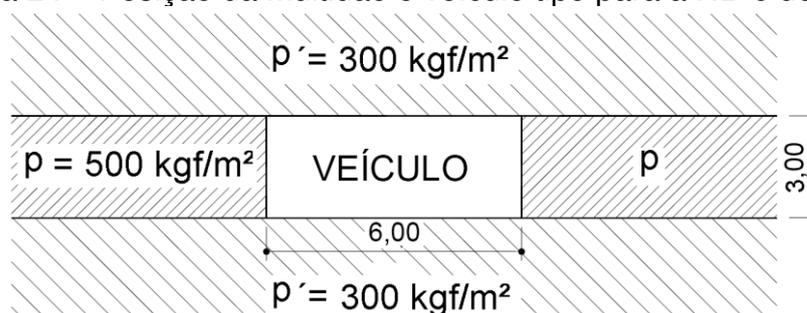
A primeira norma a tratar especificamente das cargas móveis em pontes rodoviárias foi a NB-6 de 1943 (ABNT NB-6, 1943). As pontes eram divididas em três classes de importância, sendo elas, classe I, classe II ou classe III. Para cada classe, era adotada uma combinação de compressor, caminhão e carga distribuída, denominada de carga de multidão. Para cada classe de ponte era recomendada a verificação para uma ou mais associações de multidão, um compressor e caminhões.

Em 1950 esta norma foi alterada e passou a vigorar a NB-6 de 1950. As alterações se consistiram na criação do caminhão tipo C e no aumento de cargas para o cálculo de cada classe de ponte.

Em 1960 a norma foi atualizada, passando a adotar novos trens-tipo. As pontes continuaram a ser divididas em três grupos, sendo eles, ponte de classe 36, 24 ou 12. Assim sendo, foi a partir desta revisão que começou a se adotar o padrão TB-36 para o dimensionamento das pontes nas rodovias principais.

O trem-tipo passou a ser composto apenas por um veículo padrão, cercado de carga uniformemente distribuída (multidão) p locada longitudinalmente na rota de passagem deste veículo e p' nas porções que não serão ocupadas pelo mesmo, conforme a Figura 24, incluindo-se os passeios.

Figura 24 – Posição da multidão e veículo tipo para a NB-6 de 1960.



Fonte: Desenho adaptado da ABNT NB-6, 1960.

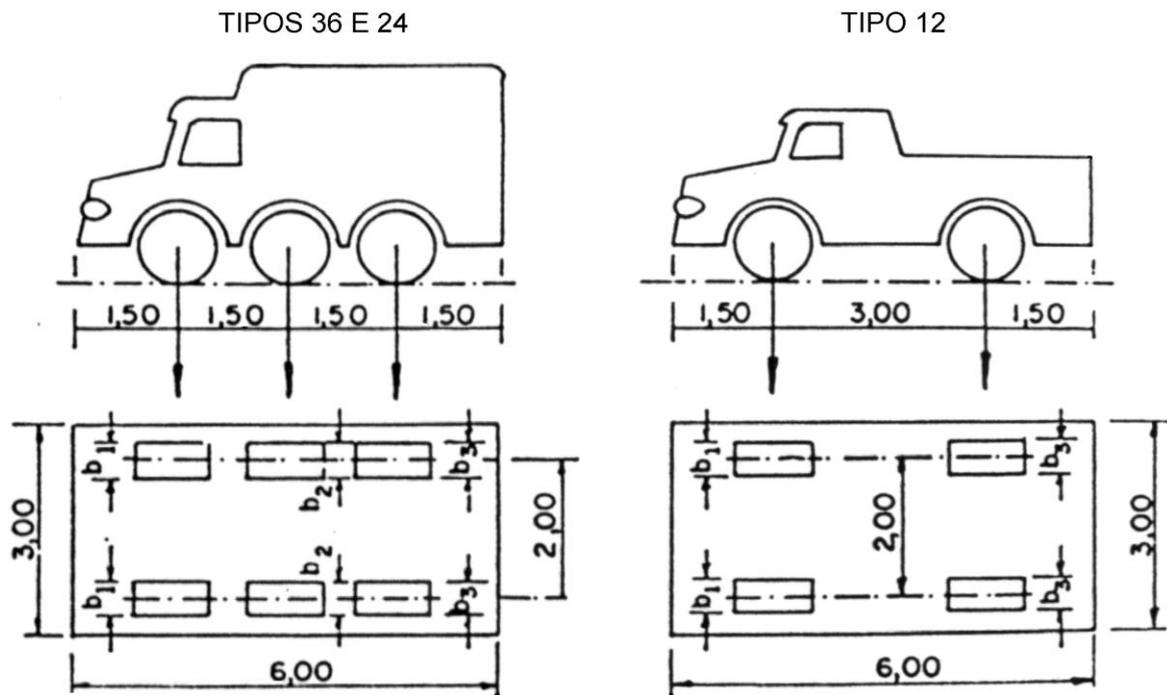
As cargas dos veículos e multidão encontram-se na Tabela 1 e as características dos veículos na Figura 25 e Tabela 2 a seguir.

Tabela 1 – Cargas para os trens-tipo da NB-6 de 1960.

CLASSE DA PONTE	VEÍCULO		CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUÍDA			CLASSE DA RODOVIA
	Tipo	Peso Total (t)	p (kg/m ²)	p' (kg/m ²)	Disposição da carga	
36	36	36	500	300	- Carga p à frente e atrás do veículo. - Carga p' no restante da pista e passeios.	Classe I
24	24	24	400	300		Classe II
12	12	12	300	300		Classe III

Fonte: Adaptado da ABNT NB-6, 1960.

Figura 25 – Trens-tipo da NB-6 de 1960.



Fonte: ABNT NB-6, 1960.

Substituindo a NB-6, entra em vigor a norma NBR 7188 (1984). A principal alteração foi a introdução do trem-tipo classe 45. Na Tabela 3 encontram-se as cargas dos veículos padrão. Os veículos estão esquematizados na Figura 26, e suas características estão na Tabela 4.

Tabela 2 – Características dos trens-tipo da NB-6 de 1960.

	Unidade	TIPO 36	TIPO 24	TIPO 12
Quantidade de eixos	Eixo	3	3	2
Peso total do veículo	t	36	24	12
Peso de cada roda dianteira	t	6	4	2
Peso de cada roda traseira	t	6	4	4
Peso de cada roda intermediária	t	6	4	-
Largura de contato b_1 de cada roda dianteira	m	0,45	0,35	0,20
Largura de contato b_3 de cada roda traseira	m	0,45	0,35	0,30
Largura de contato b_2 de cada roda intermediária	m	0,45	0,35	-
Comprimento de contato de cada roda	m	0,20	0,20	0,20
Área de contato de cada roda	m ²	0,20 x b	0,20 x b	0,20 x b
Distância entre os eixos	m	1,50	1,50	3,00
Distância entre os centros de roda de cada eixo	m	2,00	2,00	2,00

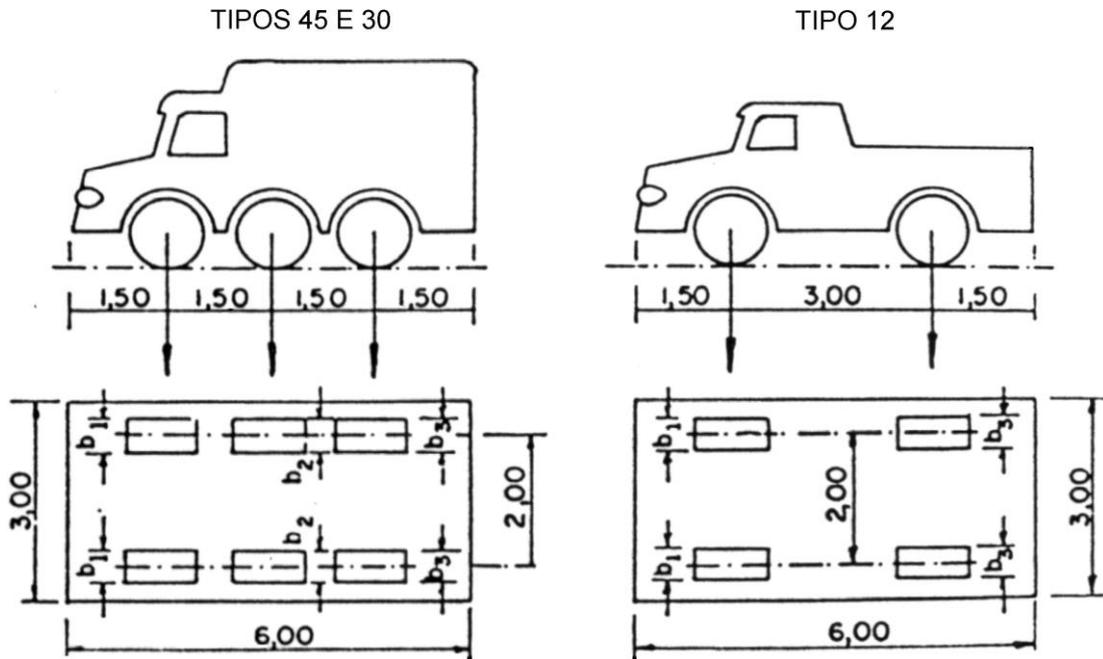
Fonte: Adaptado da ABNT NB-6, 1960.

Tabela 3 – Cargas para os trens-tipo da NBR 7188 de 1984.

Classe da Ponte	Veículo			Carga Uniformemente Distribuída				Disposição da carga
	Tipo	Peso Total		p		p'		
		kN	t _f	kN/m ²	kgf/m ²	kN/m ²	kgf/m ²	
45	45	450	45	5	500	3	300	Carga p em toda a pista Carga p' nos passeios
30	30	300	30	5	500	3	300	
12	12	120	12	4	400	3	300	

Fonte: Adaptado da NBR 7188, 1984.

Figura 26 – Trens-tipo da NBR 7188 de 1984.



Fonte: NBR 7188, 1984.

Tabela 4 – Características dos trens-tipo da NBR 7188 de 1984.

	Unid.	Tipo 45	Tipo 30	Tipo 12
Quantidade de eixos	Eixo	3	3	2
Peso total do veículo	kN - t_f	450 - 45	300 - 30	120 - 12
Peso de cada roda dianteira	kN - t_f	75 - 7,5	50 - 5	20 - 2
Peso de cada roda traseira	kN - t_f	75 - 7,5	50 - 5	40 - 4
Peso de cada roda intermediária	kN - t_f	75 - 7,5	50 - 5	-
Largura de contato b_1 de cada roda dianteira	m	0,50	0,40	0,20
Largura de contato b_3 de cada roda traseira	m	0,50	0,40	0,30
Largura de contato b_2 de cada roda intermediária	m	0,50	0,40	-
Comprimento de contato de cada roda	m	0,20	0,20	0,20
Área de contato de cada roda	m ²	0,20 x b	0,20 x b	0,20 x b
Distância entre eixos	m	1,50	1,50	3,00
Distância entre os centros de roda de cada eixo	m	2,00	2,00	2,00

Fonte: Adaptado da NBR 7188, 1984.

Em 2013 a norma NBR 7188 foi revisada. Passou-se a não mais classificar as pontes em três classes. A norma estipula um trem-tipo único para projeto, o TB-45, sendo o veículo padrão com características semelhantes ao contido na norma anterior, circundado por carga distribuída $p = 5 \text{ kN/m}^2$, em todo o tabuleiro, e $p' = 3 \text{ kN/m}^2$ nos passeios. Um novo modelo para o cálculo do coeficiente de impacto vertical também foi proposto.

2.7. Características dos veículos que trafegam na malha rodoviária brasileira

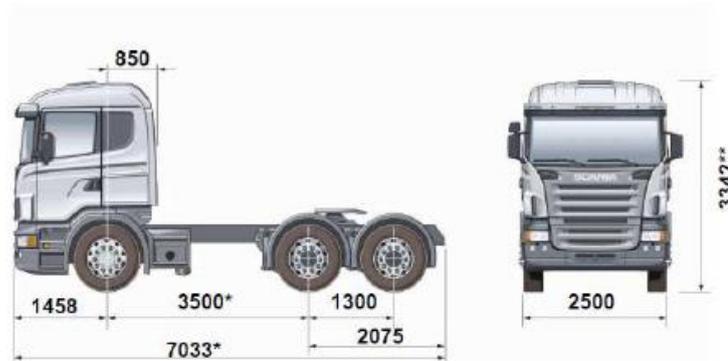
A classificação de veículos da frota brasileira nada mais é que a adoção de um sistema em que se possa fazer referência a um veículo de maneira inequívoca. Essa informação deve contemplar características do veículo, como o número de partes que o constituem, configuração de eixos e o tipo de conexão entre as partes (Albuquerque, 2012).

Um veículo é denominado simples ou monolítico quando formado por somente uma parte. Os veículos são chamados de compostos quando formados por duas ou mais partes. Nesses casos, uma unidade tratora transporta as unidades de carga (Rossigali, 2006). A Figura 27 exemplifica uma unidade tratora. As Figuras 28 e 29 mostram, respectivamente, um veículo composto e um veículo monolítico.

A nomenclatura utilizada pelo DNIT (Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes) é expedita: os veículos monolíticos e a ligação tipo reboque são representados pela letra C, enquanto as ligações semi-reboques são representados pela letra S (Albuquerque, 2012).

Para veículos monolíticos e reboques, a letra C é precedida pelo número de eixos. No caso de reboques, após a letra C aparece também o número de eixos da unidade de carga. Como exemplo, caminhão com unidade tratora de dois eixos e uma unidade de carga com três eixos seria representado pela sigla 2C3. A nomenclatura dos ônibus é precedida pela letra O. Um ônibus de dois eixos seria, portanto, denominado de O2C. Apesar de a nomenclatura não contemplar informações sobre a disposição dos eixos, a letra D é utilizada após a nomenclatura de ônibus e caminhões que sejam compostos apenas por eixos duplos. Um caminhão com duas sequências de eixos duplos será denominado 4CD (Albuquerque, 2012, p. 25).

Figura 27 – Exemplo de unidade tratora.



Fonte: Albuquerque, 2012.

Figura 28 – Exemplo de semi-reboque.



Fonte: Albuquerque, 2012.

Figura 29 – Exemplo de caminhão rígido.



Fonte: Albuquerque, 2012.

As ligações de semi-reboque são denominadas pelas letras I ou S. A letra I para eixos isolados e a letra S para eixos em conjunto, em tandem ou não (Rossigali, 2006). Consideram-se eixos em tandem os eixos de quatro pneumáticos cada, que constituam um conjunto integral de suspensão (Albuquerque, 2012).

A Tabela 5 discrimina as classes de veículos conforme o DNIT.

Tabela 5 – Classes de veículos conforme DNIT.

Tipo de veículo	Classes de veículos
Leves	Automóveis
Utilitários	Utilitários
Ônibus	O2C, O3C, O4CD
Caminhões	2C, 3C, 4C, 4CD, 2C2, 2C3, 3C2 e 3C3
Semi-reboques	2S1, 2S2, 2I2, 2S3, 2I12, 2I3, 3S1, 3S2, 3I2, 3S3, 3I12, 3I3, 7rod, 8rod, 9rod
Outros	Outros

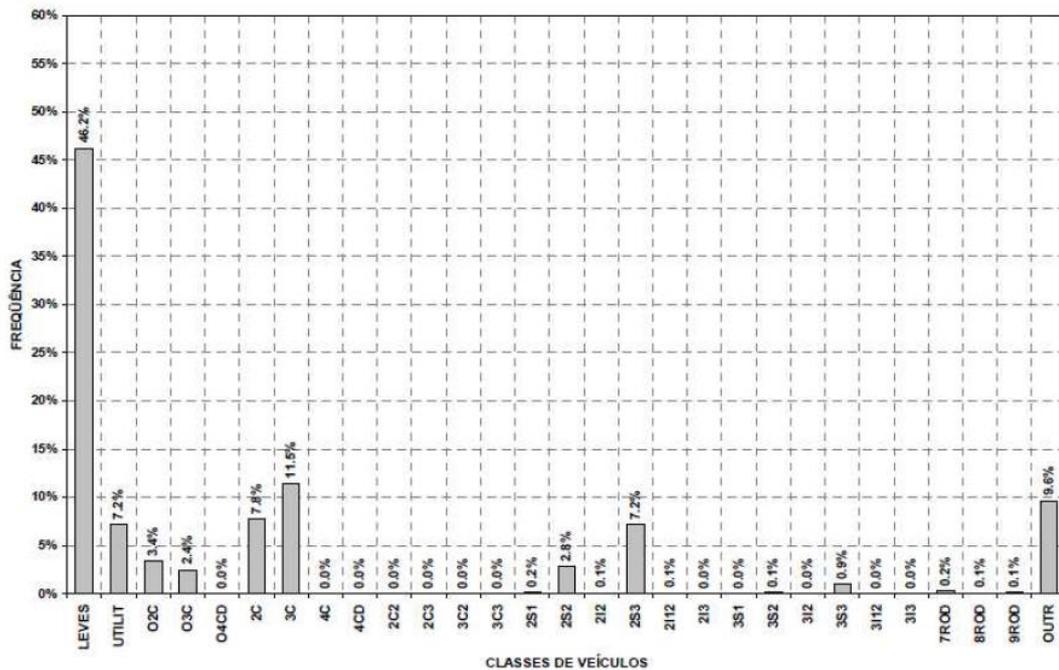
Fonte: Rossigali, 2006.

- *Dados dos veículos:*

Para caracterizar os veículos que trafegam diariamente sobre as OAEs, adotou-se a amostragem obtida por ROSSIGALI (2006). O autor obteve dados do posto de pesagem, contagem e monitoramento de tráfego, posto P51, localizado na rodovia BR-101 no norte do estado do Espírito Santo. A Figura 30 evidencia o histograma com a frequência de passagem de veículos verificada. A Figura 31 mostra os dados da disposição dos eixos de alguns dos veículos.

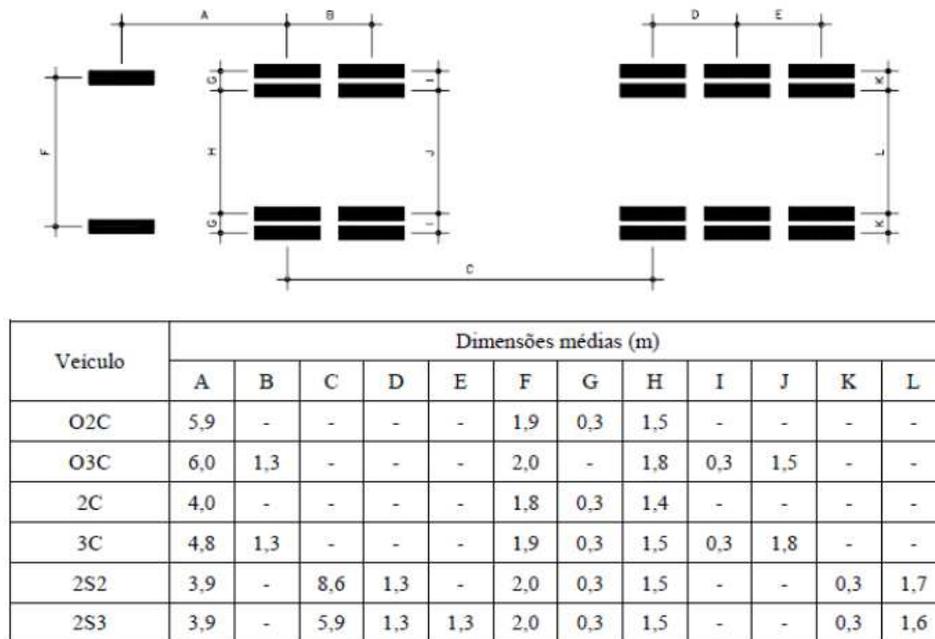
A Figura 32 apresenta a fração de peso do veículo distribuída segundo seus eixos, para os veículos da figura anterior.

Figura 30 – Histograma de frequência de veículos.



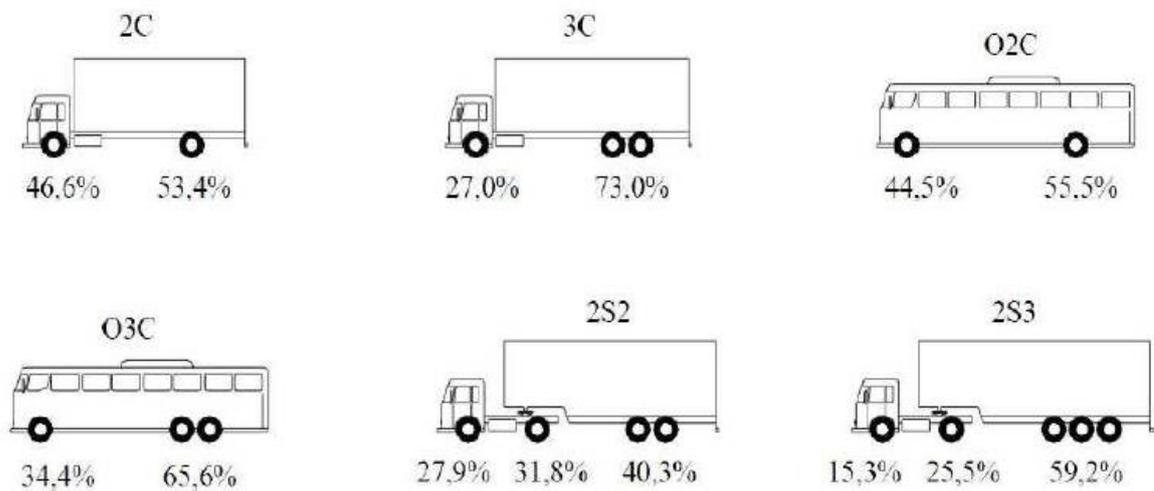
Fonte: Rossigali, 2006.

Figura 31 – Dados geométricos dos veículos.



Fonte: Rossigali, 2006.

Figura 32 – Percentuais de peso por eixo do veículo.



Fonte: Rossigali, 2006.

As frequências de passagem e os pesos indicados nos histogramas, para os veículos ilustrados na figura anterior, estão resumidos na Figura 33.

Figura 33 – Frequências associadas ao peso dos veículos.

CLASSE	PESO	FREQÜÊNCIA	CLASSE	PESO	FREQÜÊNCIA	CLASSE	PESO	FREQÜÊNCIA
O2C	22,3 kN	0,093%	O3C	22,3 kN	0,011%	2C	22,3 kN	7,790%
O2C	66,9 kN	1,305%	O3C	66,9 kN	0,313%	2C	66,9 kN	12,179%
O2C	116,0 kN	5,090%	O3C	116,0 kN	2,605%	2C	116,0 kN	2,526%
O2C	150,0 kN	0,260%	O3C	158,0 kN	1,627%	2C	150,0 kN	0,099%
O2C	164,0 kN	0,087%	O3C	183,0 kN	0,245%	2C	164,0 kN	0,085%
O2C	173,0 kN	0,015%	O3C	198,0 kN	0,175%	2C	173,0 kN	0,016%
O2C	180,0 kN	0,020%	O3C	207,0 kN	0,032%	2C	180,0 kN	0,042%
O2C	195,0 kN	0,031%	O3C	217,0 kN	0,191%	2C	195,0 kN	0,034%
O2C	218,0 kN	0,018%	O3C	229,0 kN	0,050%	2C	218,0 kN	0,014%
O2C	263,0 kN	0,016%	O3C	263,0 kN	0,237%	2C	263,0 kN	0,010%
O2C	332,0 kN	0,020%	O3C	332,0 kN	0,027%	2C	332,0 kN	0,003%
O2C	386,0 kN	0,008%	O3C	386,0 kN	0,001%	2C	386,0 kN	0,000%
O2C	446,0 kN	0,008%	O3C	446,0 kN	0,000%	2C	446,0 kN	0,000%
CLASSE	PESO	FREQÜÊNCIA	CLASSE	PESO	FREQÜÊNCIA	CLASSE	PESO	FREQÜÊNCIA
3C	22,3 kN	0,165%	2S2	22,3 kN	0,005%	2S3	22,3 kN	0,000%
3C	66,9 kN	11,021%	2S2	66,9 kN	0,111%	2S3	66,9 kN	0,037%
3C	116,0 kN	9,044%	2S2	116,0 kN	2,948%	2S3	116,0 kN	1,250%
3C	150,0 kN	10,934%	2S2	158,0 kN	1,268%	2S3	158,0 kN	0,882%
3C	164,0 kN	6,907%	2S2	190,0 kN	0,696%	2S3	190,0 kN	0,798%
3C	173,0 kN	1,524%	2S2	218,0 kN	0,440%	2S3	218,0 kN	0,575%
3C	180,0 kN	0,314%	2S2	263,0 kN	0,330%	2S3	263,0 kN	2,644%
3C	195,0 kN	0,402%	2S2	309,0 kN	0,026%	2S3	332,0 kN	8,451%
3C	218,0 kN	0,319%	2S2	338,0 kN	0,011%	2S3	386,0 kN	1,519%
3C	263,0 kN	0,186%	2S2	362,0 kN	0,004%	2S3	404,0 kN	0,143%
3C	332,0 kN	0,097%	2S2	376,0 kN	0,002%	2S3	426,0 kN	0,875%
3C	386,0 kN	0,002%	2S2	392,0 kN	0,003%	2S3	463,0 kN	0,451%
3C	446,0 kN	0,001%	2S2	446,0 kN	0,003%	2S3	490,0 kN	0,172%
TOTAL						2S3	508,0 kN	0,076%
O2C	O3C	2C	3C	2S2	2S3	2S3	526,0 kN	0,060%
6,97%	5,51%	22,80%	40,92%	5,85%	17,95%	2S3	549,0 kN	0,021%

Fonte: Rossigali, 2006.

3. O FENÔMENO DA FADIGA

Este capítulo é destinado à apresentação do fenômeno da fadiga. Para isso, foi feita uma pesquisa sobre o assunto no intuito de se obter dados históricos acerca dos primeiros estudos neste tema. Será abordado também, o comportamento do concreto e do aço submetidos à ação das cargas cíclicas. Em seguida, são apresentados alguns estudos referentes ao fenômeno da fadiga em OAEs.

Além disso, abordaram-se as verificações necessárias para a fadiga na fase de projeto considerando a norma nacional e algumas internacionais. Finalizando, é apresentado o modelo matemático utilizado para previsão de vida útil à fadiga.

3.1. Breve Histórico

O fenômeno da fadiga teve seus primeiros trabalhos escritos pelo engenheiro alemão W. A. J. Albert, por volta de 1829. Albert realizou alguns testes em correntes de aço usadas em mineradoras.

O termo fadiga foi usado pela primeira vez em um livro de mecânica escrito por J. V. Poncelet, na França em 1839.

Em 1842 ocorreu um acidente em uma ferrovia próxima a Versalhes, resultando em muitas mortes. Estudos evidenciaram que, a causa deste acidente foi uma falha de fadiga originada no eixo frontal da locomotiva (CAVALCANTI, 2011).

Ainda segundo Cavalcanti (2011), em 1842 W. J. M. Rankine, um engenheiro ferroviário britânico, reconheceu características de rupturas por fadiga e notou o perigo das concentrações de tensões nos componentes das máquinas.

Estudos mais aprofundados sobre o fenômeno da fadiga foram iniciados pelo engenheiro alemão August Wöhler, que estudou a ruptura de eixos ferroviários. No período de 1858 a 1860, Wöhler fez o primeiro estudo experimental sobre danos em materiais submetidos a carregamentos cíclicos. Wöhler introduziu o conceito das curvas de fadiga ou curvas S-N (*Stress-Number*), que são diagramas onde são relacionados a magnitude dos ciclos de tensão e o número de ciclos necessários para levar o material à ruptura. Até hoje as curvas de Wöhler são amplamente utilizadas e aplicadas na análise estrutural.

A curva de Wöhler foi reapresentada em forma logarítmica pelo americano O. H. Basquim em 1910 e corresponde à seguinte equação:

$$\sigma_a = CK^n \quad (\text{Equação 2})$$

Onde σ_a corresponde a amplitude de tensão, C e K são constantes e n é o número de ciclos até a fratura.

Em 1924, o engenheiro sueco Arvid Palmgren sugeriu que o fenômeno da fadiga fosse analisado segundo um modelo linear, considerando o histórico de aplicação das cargas. O modelo sugere analisar o acúmulo de dano que cada intensidade de tensão provoca no material.

Miner (1945) apresentou uma equação linear de dano por fadiga, que ficou conhecida como modelo Palmgren-Miner. Este método estima um valor de dano acumulado para um espectro de ações correspondente a uma probabilidade de ruptura, para um determinado número de ciclos. A ruína por fadiga se dá quando $\sum n/N = 1$, sendo n o número de ciclos solicitantes para uma determinada intensidade de tensão e N o número admissível de ciclos para essa mesma intensidade.

Após a década de 50 as pesquisas relacionadas à fadiga do material continuaram, e na área da engenharia civil, voltadas principalmente para o estudo do aço e do concreto. Todavia, o estudo de fadiga não é um estudo simples, e normalmente estuda-se separadamente cada material, o que dirá então, de se estudar o comportamento de materiais que interagem entre si, como é o caso do concreto armado. Diante disso, se dá a importância de cada vez mais evoluir nas pesquisas a respeito desse tema.

3.2. Fadiga

A seguir são apresentadas três definições para fadiga:

Fadiga - é um fenômeno associado a ações dinâmicas repetidas, que pode ser entendido como um processo de modificações progressivas e permanentes da estrutura interna de um material submetido a oscilação de tensões decorrentes dessas ações (ABNT, NBR-6118, 2014, p. 193).

Fatigue - the process of progressive localized permanent structural change occurring in a material subjected to conditions that produce fluctuating stresses and strains at some point or points and that may culminate in cracks or complete fracture after a sufficient number of fluctuations (ASTM, E 1823, 2009, p. 7).

Fatigue - is a form of failure that occurs in structures subjected to dynamic and fluctuating stresses (e.g., bridges, aircraft, and machine components). Under these circumstances it is possible for failure to occur at a stress level considerably lower than the tensile or yield strength for a static load. The process occurs by the initiation and propagation of cracks, and ordinarily the fracture surface is perpendicular to the direction of an applied tensile stress (CALLISTER, 2007, p. 227-228).

Assim sendo, a fadiga é uma forma de ruptura que ocorre em estruturas que estão sujeitas a tensão dinâmica e oscilante. Sob essas circunstâncias, é possível a ocorrência de uma ruptura em nível de tensão consideravelmente inferior ao limite de resistência para um carregamento estático. O termo “fadiga” é usado para o tipo de ruptura que ocorre, normalmente, após um longo período de exposição do material a ciclos de tensão ou deformação (CALLISTER, 2002).

Segundo Carnio (2009), a ruptura por fadiga é catastrófica, ocorrendo muito repentinamente e sem avisos, para praticamente todos os materiais.

Assim sendo, a fadiga ocorre em função das ações na fase de serviço da estrutura, todavia, constitui-se em um estado limite último (ELU). Deste modo, em fase de projeto faz-se necessário o conhecimento das ações às quais a estrutura estará sujeita para posterior verificação da segurança da estrutura (CAVALCANTI, 2011).

A fadiga é um fenômeno associado à ação de cargas cíclicas nas estruturas. Tal configuração de carregamento faz com que ocorra a propagação de microfissuras no material podendo leva-lo à ruptura.

A evolução do processo de fadiga é caracterizada por três fases:

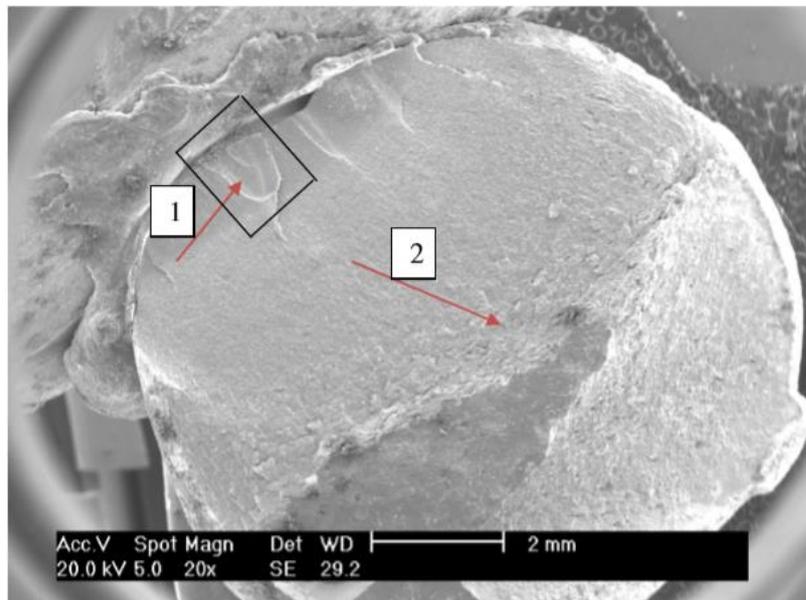
Fase 1 - Microfissuras iniciais: inicia-se microfissuras em algum ponto com alta concentração de tensões;

Fase 2 - Propagação das fissuras: ocorre em função do avanço / repetição da ação das cargas cíclicas;

Fase 3 - Ruptura: ocorre quando a fissura atinge sua abertura final. Ao atingir tal abertura, a ruptura ocorre rapidamente.

Dantas (2010) fez ensaios de fadiga em barras de aço CA-50. Após os ensaios, o autor realizou ainda a microscopia eletrônica em uma das barras utilizada no ensaio. As imagens da microscopia são apresentadas nas Figuras 34 a 36, onde pode-se perceber algumas características das fases citadas anteriormente.

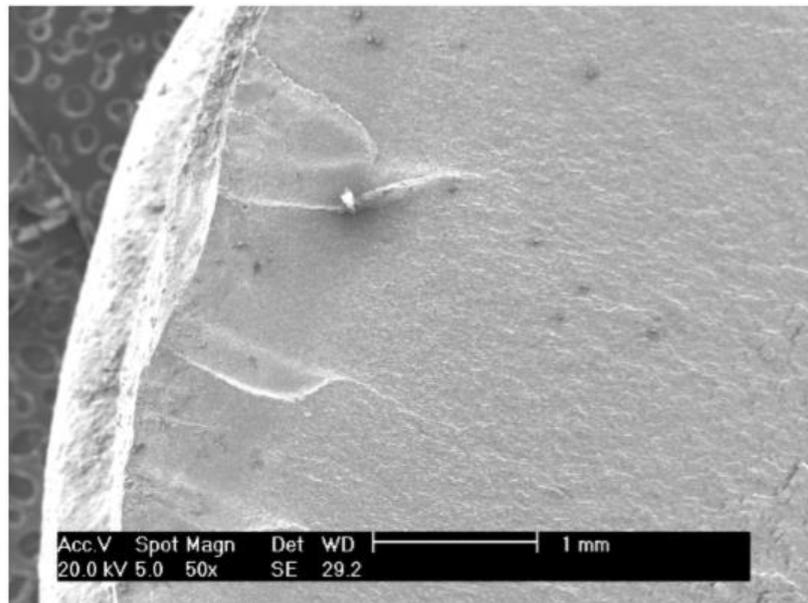
Figura 34 – Visualização da superfície de ruptura para uma barra de aço CA-50 após ensaio de fadiga da barra ao ar.



Fonte: Dantas (2010).

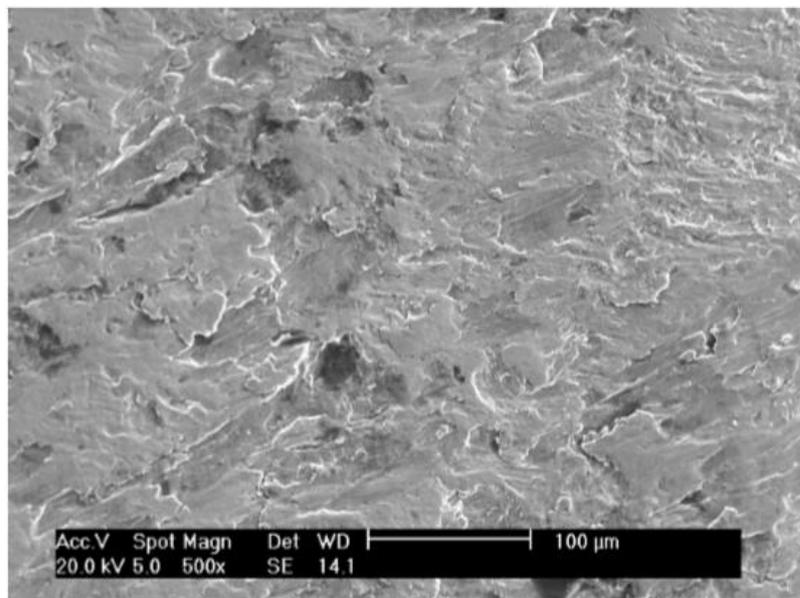
A região indicada pelo número 1 mostra o possível ponto de iniciação da fissura e sua propagação. A região 2 mostra a zona de ruptura repentina, onde pode ser percebido um desnível entre as zonas e uma superfície rugosa. As Figuras 35 e 36 mostram, respectivamente, as zonas 1 e 2 ampliadas.

Figura 35 – Ponto de nucleação da fissura.



Fonte: Dantas (2010).

Figura 36 – Região da ruptura.



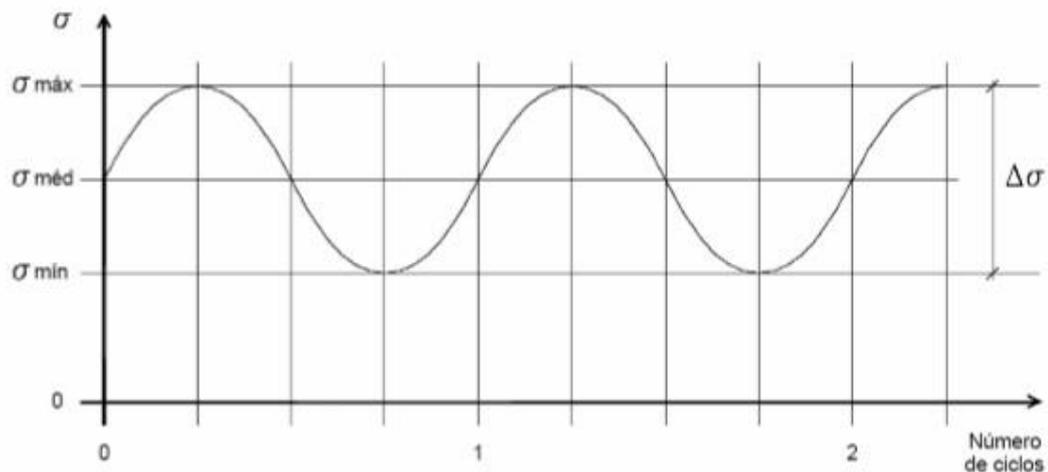
Fonte: Dantas (2010).

3.3. Carregamento cíclico

Entende-se como carregamento cíclico, um carregamento variável que oscila entre um valor máximo e mínimo, não necessariamente com período constante. É apresentado na Figura 37 um esquema de carregamento cíclico.

O carregamento como mostrado na Figura 37 é dito como de tensões com amplitude constante. É encontrado no funcionamento de máquinas ou equipamentos.

Figura 37 – Carregamento cíclico com tensões com amplitude constante.



Fonte: Leitão (2009).

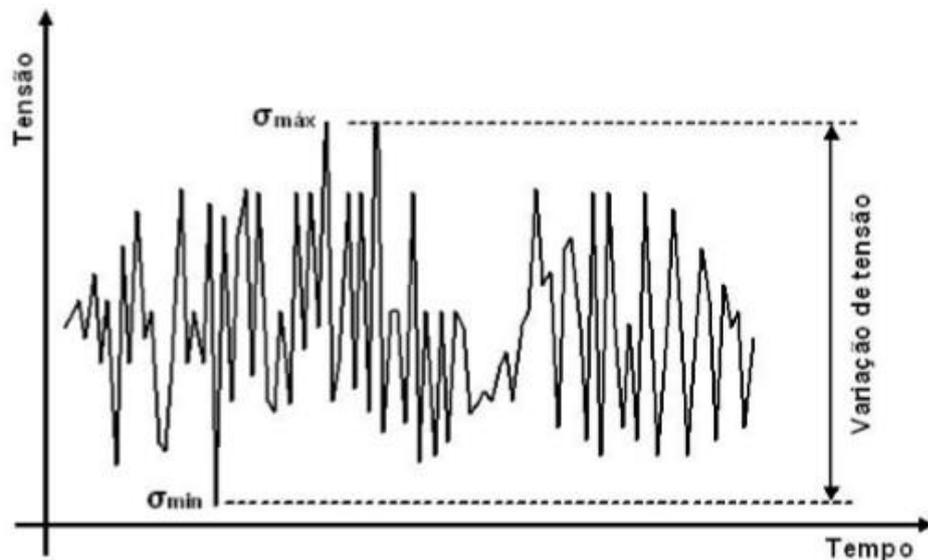
Já para estruturas como as pontes ou passarelas, as cargas possuem amplitudes variadas e aleatórias, assim como mostrado na Figura 38. São exemplos desse tipo de carregamento, a passagem de veículos ou pedestres em obras de arte especiais, com carregamentos e em tempos distintos, ou mesmo a ação do vento.

De uma forma geral, as cargas cíclicas podem ser classificadas como:

a) cargas cíclicas de grande amplitude e baixa ciclagem: tal configuração se dá com cargas que ultrapassam o limite elástico do material ocasionando plastificações no mesmo. A ruptura ocorre com baixo número de ciclos.

Deste modo, para uma estrutura que sofreu um colapso local ou global, decorrente desse tipo de configuração de cargas, a ruptura não pode ser atribuída ao fenômeno da fadiga em virtude do baixo número de ciclos.

Figura 38 – Carregamento cíclico com tensões com amplitude variável e aleatória.



Fonte: Leitão (2009).

Como exemplo desse tipo de carregamento pode-se citar os sismos.

b) cargas cíclicas de baixa amplitude e alta ciclagem: são cargas tais que as suas tensões são inferiores ao limite elástico do material. A recorrência desse padrão de carregamento pode ocasionar a ruptura por fadiga.

3.4. Fadiga do aço

Para se determinar a resistência de barras de aço à fadiga realizam-se ensaios axiais em barras expostas ao ar. Podem ser realizados também, ensaios de flexão com barra de aço dentro do elemento de concreto.

Tais ensaios são de fundamental importância para se determinar o comportamento do aço quanto à ação das cargas cíclicas, entretanto, na fase de utilização, vários são os fatores que podem contribuir para a redução da resistência a fadiga desse tipo de material.

Um dos fatores é a corrosão. Sob fadiga, os pontos de corrosão possuem o mesmo efeito de entalhe, causando concentração de tensão e reduzindo a resistência. Os pontos de solda também atuam como concentradores de tensões (DANTAS, 2010). Lembrando que a fissuração por fadiga tem seu início nesses pontos que concentram tensão.

Além disso, quanto maior for o diâmetro da barra utilizada menor será a resistência à fadiga. Isto decorre do fato de que elementos estruturais com maiores dimensões possuem maior probabilidade de apresentar defeitos no seu interior. A resistência à fadiga de uma barra de ϕ 40 mm é 25% menor do que a resistência à fadiga de uma barra de ϕ 16mm (CAVALCANTI, 2011).

No entanto, conforme Carvalho (2014), aços com menor diâmetro possuem menor resistência à corrosão. Assim sendo, se por um lado o aumento no diâmetro da barra acarreta em menor resistência à fadiga, por outro, a armadura com maior diâmetro possui maior resistência à corrosão.

As barras de aço nervuradas em comparação com as lisas também possuem resistência menor a fadiga em virtude da concentração de tensões. Locais com curvatura de barras também têm sua resistência diminuída (CAVALCANTI, 2011).

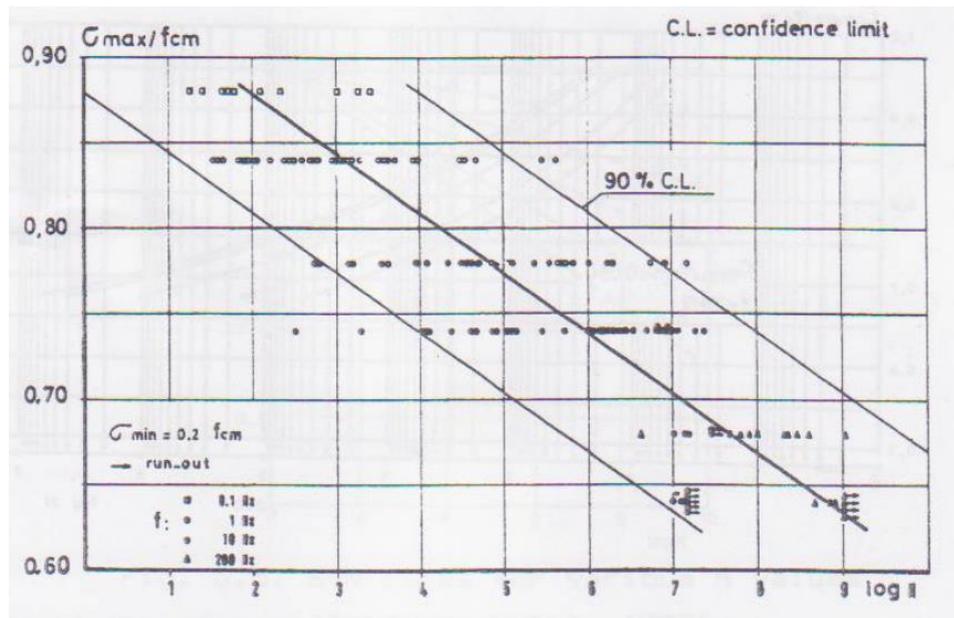
3.5. Fadiga do concreto

A fadiga se inicia numa escala microscópica. No concreto, está associada ao aumento na abertura das fissuras e conseqüente aumento das deformações e redução da rigidez. Além disso, as ações cíclicas em estruturas de concreto armado impõem diminuição na aderência entre concreto e armadura (Oliveira Filho et al., 2011).

A resistência do concreto à fadiga depende do tipo de esforço no elemento, ou seja, compressão, tração ou cisalhamento. Para cada tipo de solicitação há normas nacionais e internacionais que apresentam critérios para verificação da fadiga.

O comportamento do concreto também pode ser representado por curvas S-N (*Stress-Number*), que são diagramas onde são relacionados a magnitude dos ciclos de tensão e o número de ciclos necessários para levar o material à ruptura, como mostrado na Figura 39. Contudo, percebe-se no gráfico que os ensaios de fadiga apresentam uma grande dispersão na quantidade de ciclos de ruptura para cada nível de variação de tensão. Deste modo, para se obter uma curva mais fidedigna do comportamento da resistência a fadiga do concreto, faz-se necessário uma grande quantidade de ensaios para cada nível de flutuação de tensão.

Figura 39 – Curva S-N típica de concreto em compressão.



Fonte: Klausen (1978), citado por, Cavalcanti (2011).

Especificamente para o concreto, é de suma importância conhecer não só a máxima tensão a que a peça está submetida, mas também a mínima durante cada ciclo de carregamento. Pois, a resistência a fadiga é diretamente afetada pela variação dos carregamentos, sendo que, quanto maior for a variação de tensão menor a quantidade de ciclos que a estrutura suportará (CAVALCANTI, 2011).

As vigas em concreto armado usualmente são dimensionadas no estado limite último, cuja ruptura dúctil ocorre após o escoamento da armadura. Assim sendo, as rupturas por esforço cortante são e devem ser evitadas, principalmente em decorrência de possuir característica de ruptura frágil (CAVALCANTI, 2011).

Todavia, ainda segundo Cavalcanti (2011), em alguns casos, vigas submetidas a carregamentos cíclicos têm sofrido ruptura por fadiga por esforço cortante anteriormente à ruptura por fadiga à flexão. Em outros casos, pode ter ocorrido ruptura por fadiga da aderência entre concreto e aço.

3.6. Elementos de concreto armado submetidos à fadiga

Os modos de falha por fadiga de peças em concreto armado são usualmente dominados pela fadiga da armadura de aço, mesmo em elementos super armados, devido a um processo de redistribuição de tensões ao longo da altura da seção transversal (Junges, 2017, p. 89).

Com o passar do tempo (ciclos) as fibras mais comprimidas no concreto começam a falhar por fadiga, redistribuindo os esforços para as camadas vizinhas abaixo. Essa degradação do concreto na zona de compressão está relacionada ao aumento das deformações e diminuição da rigidez em um processo ciclo dependente. Com esse processo, ocorre a mudança na posição da força resultante de compressão, diminuindo o braço de alavanca interno. O processo continua até a ocorrer a ruptura por fadiga da barra de aço mais tracionada, como ilustra a Figura 40 (Junges, 2017).

Segundo Ma et al. (2014), a deterioração do concreto acelera o dano por fadiga do aço.

A fadiga causa perda de rigidez do elemento fletido, traduzida em um aumento das deformações. Essa perda de rigidez se dá por dois motivos: degradação do concreto na zona de compressão e; diminuição progressiva do *tension stiffening* na região tracionada. O termo *tension stiffening* refere-se à capacidade do concreto em suportar tensões de tração entre fissuras devido à transferência de forças das barras para o concreto por meio da aderência (Junges, 2017).

Figura 40 – Detalhe de ruptura por fadiga de uma barra de aço em um elemento em concreto armado.



Fonte: Zanuy et al.(2011), citado por, Junges (2017).

À medida que os ciclos de carregamento avançam, ocorre uma diminuição progressiva do *tension stiffening*. Essa diminuição se dá pela perda progressiva de aderência entre a armadura e o concreto entre fissuras (Junges, 2017).

3.7. Fadiga em pontes

Uma ponte é um bom exemplo de estrutura que durante sua vida útil é submetida à ação de carregamentos dinâmicos variáveis, devido principalmente a diversidade dos veículos que compõem a frota brasileira. Tais estruturas estão sujeitas a passagem de milhões de veículos, ou seja, milhões de ciclos de tensão.

Além disso, falhas na execução da ponte podem contribuir para a aceleração do processo de ruptura por fadiga dos materiais. Por exemplo, em uma ponte de concreto armado, anomalias como, segregação do concreto, falta de cobrimento ou fissuração, são muito recorrentes e tais problemas podem permitir ainda a entrada de agentes agressivos às armaduras, dando início ao processo de corrosão das mesmas. A ação de cargas dinâmicas no material já com anomalias pode acelerar a deterioração do mesmo e fazer com que o material rompa por fadiga.

Assim sendo, torna-se cada vez mais importante o desenvolvimento de estudos acerca dos efeitos que tais carregamentos podem causar na possível redução da vida útil desse tipo de estrutura.

Higgins et al. (2006) pesquisaram a fadiga devido a esforço cortante em pontes de concreto armado com vigas longarinas fissuradas diagonalmente. As variações de tensão nos estribos foram obtidas a partir da instalação de *strain gauges* nas barras de aço em regiões com fissuras diagonais.

Nas pontes avaliadas, os autores observaram que as vigas longarinas exteriores tenderam a exibir fissuras inclinadas em maior quantidade e com maiores aberturas do que as longarinas intermediárias. Apesar disso, todas as fissuras monitoradas abriram com a passagem de caminhões sobre a ponte. Além disso, por meio da comparação entre as variações de tensão dos estribos com o comportamento de barras corrugadas, a fadiga em altos ciclos levando à ruptura do estribo dificilmente iria ocorrer nas pontes investigadas.

Baroni, Silva Filho e Gastal (2009) estudaram a vida útil à fadiga em elementos estruturais de concreto armado em pontes rodoviárias. Em seu trabalho, os autores apresentam um comparativo entre a vida útil estimada a partir da consideração de trem-tipo e uma estimativa de vida útil alternativa, decorrente da consideração de carregamentos reais obtidos a partir da análise do volume e composição de tráfego em rodovias.

Uma estrutura modelo de pequeno porte foi tomada como referência para as análises. O trabalho mostrou que o incremento de veículos pesados pode resultar em um encurtamento significativo da vida útil de estruturas antigas dimensionadas para o trem tipo TB-36.

Mendes (2009) buscou em seu estudo contribuir para a criação de um modelo de gestão de pontes de concreto aplicado à rede rodoviária brasileira. Com base em um banco de dados obtidos pelo autor, por meio de pesquisas junto a entidades governamentais e empresas privadas que atuam na área de projeto ou inspeção de pontes, foi possível obter um panorama geral da situação das obras de arte especiais brasileiras, sob o ponto de vista do estado de conservação e das características geométricas e / ou de projeto.

Além disso, de posse de uma ponte em concreto armado representativa do estoque de OAEs brasileiras, Mendes (2009) avaliou o comportamento à flexão das vigas longarinas, por meio de modelos em elementos finitos, considerando os efeitos dos veículos reais, da fissuração, da corrosão de armaduras e da fadiga.

Especificamente para o fenômeno da fadiga, o autor pôde concluir que a fadiga do concreto comprimido não se constitui em problema em razão dos baixos valores das tensões, em quaisquer situações de carregamento.

Além disso, para os diversos casos de configuração de corrosão das armaduras longitudinais, constatou-se que o avanço da corrosão na primeira camada inferior das armaduras de flexão, ocasiona a diminuição de vida útil da ponte. Por exemplo, em um dos casos analisados, a corrosão de 40% da primeira camada limita a idade da ponte a 80 anos, enquanto que a corrosão total da primeira camada limita a idade a cerca de 45 anos.

Ahi (2009) analisou o fenômeno da fadiga em pontes rodoviárias de concreto armado. O autor estudou uma ponte em concreto armado de vão único, com superestrutura constituída por quatro vigas longarinas contraventadas por três transversinas. A OAE foi modelada em um programa de elementos finitos, valendo-se de elementos finitos sólidos tridimensionais. Os veículos foram representados a partir de sistemas “massa-mola-amortecedor”. O tráfego desses veículos foi considerado mediante a simulação da passagem de diferentes configurações de comboios, deslocando-se com velocidade constante sobre o tabuleiro da ponte.

De posse dos resultados, o autor pôde concluir que na estrutura adotada, os efeitos das tensões normais estão dentro dos limites estabelecidos pelas normas estudadas, BS 5400 (1980), CEB (1990), EUROCODE 2 (2002) e ABNT NBR 6118 (2003). Todavia, ele fez um alerta aos projetistas estruturais acerca dos níveis de impacto elevado, oriundos da interação dinâmica existente entre os pneus dos veículos e a superfície do tabuleiro da ponte, detectados em seu estudo.

Kumpoopong e Herabat (2010) apresentam a elaboração de um modelo em elementos finitos para avaliação de fadiga em tabuleiros de pontes de concreto armado sob aplicação de uma carga de roda de caminhão, fixa a um ponto do modelo. Ao final do estudo, os autores observaram que tanto o processo de deterioração quanto o peso bruto total dos caminhões (força) possuem forte influência na vida útil da ponte.

Sasaki et al. (2010) avaliaram 12 pontes em concreto armado com longarinas do tipo viga T para determinar as circunstâncias que levaram à falha dessas estruturas. Foram realizadas inspeções visuais e testes destrutivos em todas as pontes. Além disso, os projetos das pontes foram revisados e foram considerados dados do tráfego obtidos a partir de WIM, que é um sistema de pesagem dinâmica para veículos de carga. A partir desses dados de WIM, os autores observaram que as pontes foram submetidas a carregamentos de eixos tandem que ultrapassavam em até 100% a carga de projeto. Ao final, os autores concluíram que a falha das pontes foi resultado da degradação cíclica das juntas horizontais de concretagem entre o flange e a alma das vigas.

Albuquerque (2012) buscou determinar a vida útil à fadiga em pontes de concreto armado considerando o espectro de veículos reais.

O autor calculou a vida útil a fadiga de pontes sujeitas a passagem de veículos da frota brasileiras por meio da consideração do acúmulo de danos, conforme a regra de Palmgren-Miner.

Para o trabalho, o autor dimensionou duas pontes com a mesma geometria. A Ponte 1 foi solicitada pelo TB-45 e possuindo concreto com resistência característica à compressão (f_{ck}) de 25 MPa. A Ponte 2 foi solicitada pelo TB-36, possuindo concreto de $f_{ck} = 20$ MPa.

Verificou-se que os critérios normativos de segurança à fadiga foram atendidos. Estes cálculos, entretanto, apontaram a fadiga nos estribos como a situação mais crítica. A fadiga do concreto mostrou-se a situação menos crítica.

Além disso, pôde-se concluir que o aumento progressivo do tráfego e a má conservação da rodovia reduzem bastante a vida útil à fadiga das estruturas das pontes.

Ainda segundo o autor, de acordo com os cálculos de seu estudo, pôde-se concluir que a substituição do veículo TB-36 pelo TB-45 acarretou em pequeno aumento da armadura necessária principal (10% no caso analisado), mas fez com que a vida útil esperada da ponte fosse aumentada em mais de 50% em todos os casos considerados.

Junges (2017) estudou a fadiga em pontes de concreto armado, especificamente para estruturas curtas, de vão único ou com balanços extremos. Utilizando um sistema de pesagem de veículos em movimento B-WIM para caracterização do tráfego, o autor obteve dados de tensão para avaliação da vida útil à fadiga para duas pontes.

Para estas duas estruturas, o autor estimou a vida útil à fadiga de duas formas, sendo uma delas determinística utilizando parâmetros definidos por norma, e a outra maneira foi utilizando a teoria da confiabilidade, realizando análises probabilísticas.

O autor explica que o método determinístico torna-se uma maneira aproximada de cálculo de vida útil uma vez que, está associada a incertezas devidas à grande dispersão dos resultados de ensaios para a construção normativa. Além

disso, não se pode afirmar que o carregamento se manterá constante ao longo de toda a vida útil da ponte.

A análise probabilística foi feita descrevendo as variáveis do problema por funções de densidades de probabilidade e a probabilidade de falha da estrutura ao longo do tempo foi avaliada por Simulação de Monte Carlo Simples.

Devido às incertezas com relação à degradação da estrutura e ao crescimento do tráfego, a análise por confiabilidade foi realizada para cinco cenários conforme descrito a seguir:

- 1) Tanto a degradação devido à corrosão quanto o crescimento do tráfego não são considerados.
- 2) A corrosão do aço é considerada, porém sem aumento no tráfego.
- 3) A corrosão do aço é considerada, bem como 1% de aumento anual no fluxo do tráfego.
- 4) A corrosão do aço é considerada, bem como 3% de aumento anual no fluxo do tráfego.
- 5) A corrosão do aço é considerada, bem como 5% de aumento anual no fluxo do tráfego.

Para cada ano de análise, a área de aço era atualizada a partir do tempo de início da corrosão.

Fotos gerais das duas OAEs objeto de estudo por Junges (2017) estão apresentadas a seguir nas Figuras 41 e 42. Ambas as estruturas estão localizadas na rodovia BR153 no estado de Goiás, sendo elas, a Ponte sobre o Rio Lambari no km 153 e a Ponte sobre o Rio Itinguizada no km 148.

Na falta do projeto original dessas estruturas, elas tiveram que ser recalculadas para se obter a quantidade provável de armaduras nas vigas longarinas, para então o autor proceder com as análises. Com base nas características geométricas das OAEs e na data aproximada de execução da rodovia, o autor estimou que ambas as estruturas possuem aproximadamente 50 anos de idade. Assim sendo, valendo-se das normas vigentes à época foi possível a determinação da quantidade de armaduras de flexão para as vigas longarinas.

Figura 41 – Fotos gerais da ponte sobre o rio Lambari.



Fonte: Junges (2017).

Figura 42 – Fotos gerais da ponte sobre o rio Itingujada.



Fonte: Junges (2017).

Na análise determinística, o autor obteve estimativa de vida útil de várias dezenas de milhares de anos para ambas as pontes, ao se utilizar somente os dados medidos. Conforme tais dados eram ponderados, foi possível chegar a uma estimativa de vida útil mais realística para a OAE Ponte sobre o Rio Lambari, tendo sido obtido pouco mais de 50 anos de vida. O mesmo não foi observado para a Ponte sobre o Rio Itinguijada, na qual, mesmo após ponderação e perda de rigidez apresentou aproximadamente 5,5 mil anos de vida útil.

Ainda quanto às ponderações efetuadas pelo autor nos dados obtidos por meio do monitoramento das estruturas, se baseando na norma AASHTO LRFD *Bridge design specifications* (AASHTO, 2014), que versa também sobre o tema fadiga, o autor aplicou um fator de majoração 2,0 no histograma de tensões medido para as vigas longarinas mais solicitadas. Tal fator foi considerado devido ao período de monitoramento ser pequeno em face da vida útil da estrutura, e que durante a monitoração seja improvável que se capture veículos extremos que introduzem grande dano na estrutura. Ressalta-se que a norma brasileira ABNT NBR 6118 (2014) não prevê fatores de ponderação específicos para o caso de obtenção de variações de tensão diretamente do monitoramento do tráfego. Além disso, para obter resultados mais realísticos, foi considerada a degradação da estrutura de maneira simplificada, conforme previsto no Eurocode 2 (EUROCODE, 2004) utilizando apenas uma inclinação da curva S-N, o que de fato se aplica nas pontes estudadas, pois, ambas possuem cenários de degradação.

A análise probabilística levou a uma estimativa de vida útil de mais de 200 anos para a Ponte sobre o Rio Lambari. Para a OAE Ponte sobre o Rio Itinguijada, o dano acumulado após 250 anos de análise foi considerado desprezível, mesmo ao se considerar o crescimento de tráfego nos diversos cenários, assim sendo, a vida útil à fadiga desta OAE foi considerada infinita.

3.8. Abordagem de fadiga nas normas de projeto

ABNT

A norma brasileira que trata do assunto é a ABNT NBR 6118 (2014), especificamente em seu capítulo 23 - Ações dinâmicas e fadiga. A norma não trata

as ações de fadiga de alta intensidade, capazes de provocar danos com menos de 20.000,0 repetições. As ações de fadiga de média e baixa intensidade e número de repetições até 2.000.000,00 de ciclos são consideradas nas disposições estabelecidas na norma.

Além disso, para a consideração do espectro de ações, admite-se que podem ser excluídas aquelas com carga total de até 30 kN, para o caso de pontes rodoviárias.

Ressalta-se que a norma adota a suposição de dano acumulado linearmente, ou seja, supõe-se que os danos de fadiga acumulam-se linearmente com o número de ciclos aplicado a certo nível de tensões, assim sendo, é válida a regra de Palmgren-Miner.

A verificação da fadiga pode ser feita considerando uma única intensidade de sollicitação, expresso pela combinação frequente de ações, dada pela equação:

$$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + \Psi_1 F_{qik} + \sum \Psi_{2j} F_{qik} \quad (\text{Equação 3})$$

Para a verificação da fadiga deve ser adotado o valor do fator de redução Ψ_1 conforme o tipo de obra e da peça estrutural.

Para pontes rodoviárias:

$\Psi_1 = 0,5$, para verificação das vigas;

$\Psi_1 = 0,7$, para verificação das transversinas;

$\Psi_1 = 0,8$, para verificação das lajes do tabuleiro.

Para pontes ferroviárias:

$\Psi_1 = 1,0$.

Para vigas de rolamento de pontes rolantes:

$\Psi_1 = 1,0$.

Para verificação da fadiga, seja do concreto ou do aço, os esforços sollicitantes podem ser calculados em regime elástico.

O cálculo das tensões decorrentes de flexão composta pode ser feito no estágio II, onde é desprezada a resistência à tração do concreto.

O cálculo das tensões decorrentes da força cortante em vigas deve ser feito pela aplicação dos modelos I ou II, com redução da contribuição do concreto, como a seguir:

No modelo I, o valor de V_c deve ser multiplicado pelo fator redutor 0,5.

No modelo II, o valor de V_c deve ser multiplicado pelo fator redutor 0,5 e a inclinação das diagonais de compressão, θ , deve ser corrigida pela seguinte equação:

$$\text{tg}\theta_{\text{cor}} = \sqrt{\text{tg}\theta} \leq 1 \quad (\text{Equação 4})$$

Devendo-se adotar:

$$\gamma_f = 1,0;$$

$$\gamma_c = 1,4;$$

$$\gamma_s = 1,0.$$

- Verificação da fadiga da armadura

Pela norma, a verificação da tensão na armadura é feita de modo a considerar um valor limite de tensões, $\Delta f_{sd,fad}$, abaixo do qual a fadiga não ocorre para 2 milhões de ciclos. Tal verificação é ilustrada na equação 5.

$$\gamma_f \times \Delta\sigma_{ss} \leq \Delta f_{sd,fad} \quad (\text{Equação 5})$$

Sendo $\Delta\sigma_{ss}$ a tensão na armadura para os carregamentos atuantes na estrutura. A norma apresenta os valores de $\Delta f_{sd,fad}$ tabelados, sendo o valor obtido em função do diâmetro da barra, do raio de dobra, da agressividade do ambiente e da presença de soldas, conforme apresentado na Figura 43. É apresentado na Tabela 6 e Figura 44, respectivamente, os tipos de curva S-N e o formato das curvas para o aço.

Ainda segundo a norma, em nenhum caso deve-se considerar resistência à fadiga maior que a da barra reta. Além disso, nos casos em que se possa comprovar experimentalmente que o aço a ser utilizado na estrutura apresenta características de resistência à fadiga superiores às indicadas na norma, permite-se o uso dessas características no cálculo.

Figura 43 – Parâmetros para as curvas S-N para os aços dentro do concreto ^a.

Armadura passiva, aço CA-50									
Valores de $\Delta f_{sd,fad,min}$, para 2×10^6 ciclos									
Caso	φ mm								Tibo ^b
	10	12,5	16	20	22	25	32	40	
Barras retas ou dobradas com D $\geq 25 \varphi$	190	190	190	185	180	175	165	150	T ₁
Barras retas ou dobradas com: D < 25 φ D = 5 φ < 20 mm D = 8 φ \geq 20 mm	105	105	105	105	100	95	90	85	T ₁
Estribos D = 3 φ \leq 10mm	85	85	85	-	-	-	-	-	T ₁
Ambiente marinho Classe IV	65	65	65	65	65	65	65	65	T ₄
Barras soldadas (incluindo solda por ponto ou das extremidades) e conectores mecânicos	85	85	85	85	85	85	85	85	T ₄
Armadura ativa									
Caso	Valores de $\Delta f_{pd,fad,min}$, para 2×10^6 ciclos								
	MPa								
Pré-tração, fio ou cordoalha reto	150								T ₁
Pré-tração, cabos curvos	110								T ₂
Cabos retos	150								T ₁
Conectores mecânicos e ancoragens (caso de cordoalha engraxada)	70								T ₃
^a - Admite-se, para certificação de processos produtivos, justificar os valores desta tabela em ensaios de barras ao ar. A flutuação de tensões deve ser medida a partir de tensão máxima de 80% da tensão nominal de escoamento e frequência de 5 Hz a 10 Hz. ^b - Ver Tabela 23.3									

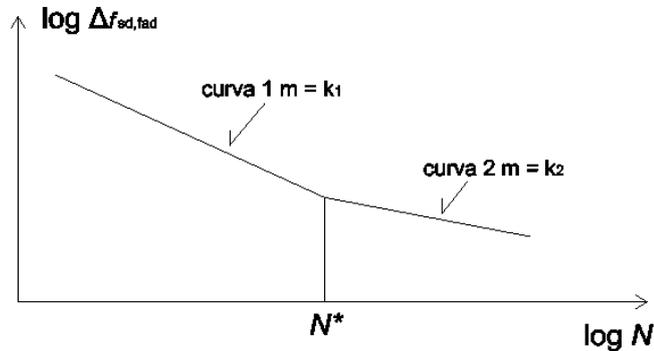
Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6118 (2014).

Tabela 6 – Tipos de curva S-N.

Tipo	N*	k₁	k₂
T ₁	10 ⁶	5	9
T ₂	10 ⁶	3	7
T ₃	10 ⁶	3	5
T ₄	10 ⁷	3	5

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6118 (2014).

Figura 44 – Formato das curvas de resistência característica à fadiga (curvas S-N) para o aço.



Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6118 (2014).

- Verificação da fadiga do concreto

Para o concreto em compressão, a verificação é satisfeita se:

$$\eta_c \times \gamma_f \times \sigma_{c,m\acute{a}x} \leq f_{cd,fad} \quad (\text{Equação 6})$$

Sendo:

$$f_{cd,fad} = 0,45 \times f_{cd}$$

$$\eta_c = \frac{1}{1,5 - 0,5(|\sigma_{c1}|/|\sigma_{c2}|)}$$

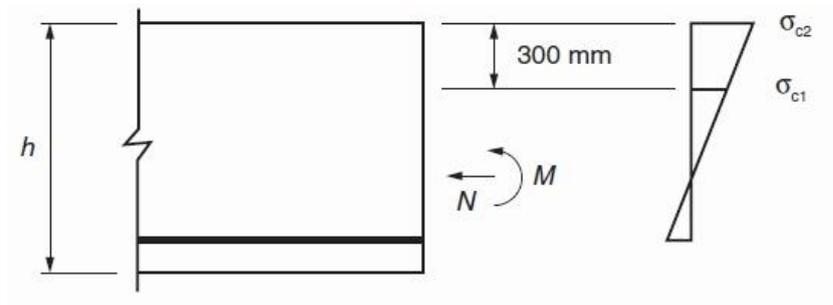
Onde:

η_c - é um fator que considera o gradiente de tensões de compressão no concreto;

$|\sigma_{c1}|$ - é o menor valor, em módulo, da tensão de compressão a uma distância não maior que 300 mm da face sob compressão (Figura 45);

$|\sigma_{c2}|$ - é o maior valor, em módulo, da tensão de compressão (Figura 45).

Figura 45 – Definição das tensões σ_{c1} e σ_{c2} .



Fonte: ABNT NBR 6118 (2014).

Já para o concreto em tração, a verificação é satisfeita se:

$$\gamma_f \times \sigma_{ct,m\acute{a}x} \leq f_{ctd,fad}, \quad (\text{Equa\c{c}\~ao 7})$$

onde:

$$f_{ctd,fad} = 0,3 f_{ctd,inf}$$

Eurocode

O Eurocode é uma norma internacional, utilizada pelos países europeus que pertencem à União Europeia, UE, tendo substituído as normas nacionais de cada um destes países de forma a ser o regimento do bloco para seus dimensionamentos.

O Eurocode EN 1992-1-1 (EUROCODE, 2004) apresenta recomendações para o projeto e verificação de estruturas em concreto armado. A verificação à fadiga é definida no item 6.8 dessa norma. A fadiga deve ser verificada separadamente para o aço e o concreto. Além disso, o cálculo das tensões deve ser baseado na hipótese da seção fissurada, desconsiderando a resistência à tração do concreto, mas satisfazendo a compatibilidade de deformações (Estádio II).

O cálculo da amplitude das tensões deve ser feito a partir da divisão das ações em não cíclicas e cíclicas. As combinações básicas para esses dois grupos são definidas na Equação 8, para as ações não cíclicas, e Equação 9, para as ações cíclicas.

$$F_d = \sum G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (\text{Equação 8})$$

$$F_d = (\sum G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum \Psi_{2,i} Q_{k,i}) + Q_{fat} \quad (\text{Equação 9})$$

onde:

F_d - valor de cálculo dos efeitos das ações;

$G_{k,j}$ - ações permanentes;

P - valor representativo relevante da ação de protensão;

$Q_{k,1}$ - ação variável principal (não-cíclica);

$Q_{k,i}$ - ações variáveis secundárias (não-cíclicas);

$\Psi_{1,1}$ - fator de redução da ação variável principal;

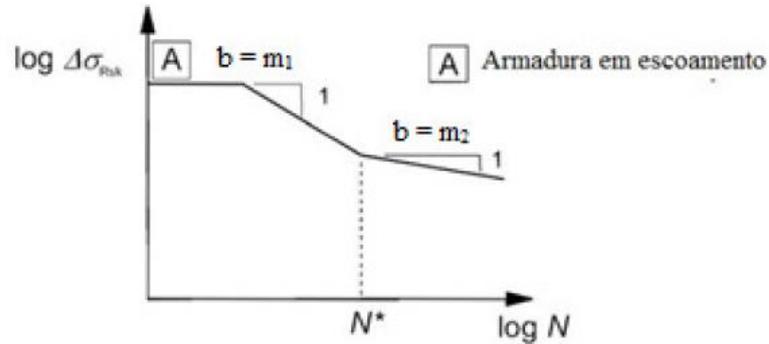
$\Psi_{2,i}$ - fator de redução das ações variáveis principais;

Q_{fat} - carga de fadiga relevante.

O valor da carga de fadiga, Q_{fat} , para pontes é definido por meio dos modelos de carga móvel apresentados pelo Eurocode 1 EN 1991-2 (EUROCODE, 2003). Essa norma apresenta cinco modelos de carregamento para avaliação da fadiga em pontes. Os modelos 1, 2 e 3 são utilizados para se determinar as tensões máxima e mínima resultantes de uma combinação de carregamento com algum desses três modelos e, em muitos casos, somente a diferença algébrica entre essas tensões é utilizada. O modelo 3 pode ser utilizado em métodos simplificados onde a influência do volume de tráfego e dimensões da ponte são utilizados. Os modelos 4 e 5 são utilizados para determinar o espectro de tensões resultante da passagem de caminhões pesados, sendo o modelo 5 o mais geral, pois utiliza dados reais de tráfego.

Escolhido o modelo de carga a ser utilizado e se obtendo os esforços atuantes, passa-se à verificação do aço e do concreto à fadiga. Para o aço, o dano de uma única variação de tensão ΔS pode ser determinado a partir da curva S-N mostrada na Figura 46 para a armadura ativa e passiva. A carga aplicada deve ser majorada por $\gamma_{F,fat}$ e a resistência correspondente para N^* ciclos deve ser dividida por $\gamma_{S,fat}$. Os parâmetros dessa curva são informados nas Tabelas 7 e 8.

Figura 46 – Configuração da curva S-N para o aço indicada pelo EN 1992-1-1.



Fonte: Junges (2017).

Tabela 7 – Parâmetros da curva S-N para armadura passiva.

Tipo de reforço	N^*	Expoente de tensão		ΔS_{Rsk} (MPa) para N^* ciclos
		m_1	m_2	
Barras retas ou dobradas	10^6	5	9	162,5
Barras soldadas e eletrosoldadas	10^7	3	5	58,5
Dispositivos de emenda	10^7	3	5	35,0

Fonte: Adaptado da EN 1992-1-1.

Tabela 8 – Parâmetros da curva S-N para armadura ativa.

Tipo de protensão	N^*	Expoente de tensão		ΔS_{Rsk} (MPa) para N^* ciclos
		m_1	m_2	
Pré-tensão	10^6	5	9	185
Pós-tensão				
- cordoalhas simples em dutos plásticos	10^6	5	9	185
- barras retas ou curvas em dutos plásticos	10^6	5	10	150
- barras curvas em dutos metálicos	10^6	5	7	120
- dispositivos de emenda	10^6	5	5	80

Fonte: Adaptado da EN 1992-1-1.

O Eurocode EN 1992-1-1 (EUROCODE, 2004) recomenda ainda que, quando essas regras forem utilizadas para avaliar a vida útil restante de estruturas existentes e as armaduras apresentarem corrosão, o expoente m_2 da curva S-N deve ser reduzido para 5 no caso de barras retas e dobradas.

Outra possibilidade de verificação à fadiga apresentada pela EN 1992-1-1 (EUROCODE, 2004) é utilizar uma variação de tensão de dano equivalente. Esse método consiste em representar o carregamento atuante por N^* ciclos de uma única variação de tensão. Para esse tipo de verificação, recomenda utilizar o Modelo 3 para representar a carga móvel.

Para o concreto, a verificação à fadiga é atendida quando as Equações 10 a 13 forem satisfeitas.

$$S_{cd,max,equ} + 0,43\sqrt{1-R_{equ}} \leq 1 \quad (\text{Equação 10})$$

$$R_{equ} = S_{cd,min,equ} / S_{cd,max,equ} \quad (\text{Equação 11})$$

$$S_{cd,min,equ} = \sigma_{cd,min,equ} / f_{cd,fat} \quad (\text{Equação 12})$$

$$S_{cd,max,equ} = \sigma_{cd,max,equ} / f_{cd,fat} \quad (\text{Equação 13})$$

Onde:

R_{equ} - taxa de tensão;

$S_{cd,min,equ}$ - nível mínimo de tensão de compressão;

$S_{cd,max,equ}$ - nível máximo de tensão de compressão;

$f_{cd,fat}$ - resistência à fadiga de projeto;

$\sigma_{cd,max,equ}$ - tensão limite superior da amplitude última para N ciclos;

$\sigma_{cd,min,equ}$ - tensão limite inferior da amplitude última para N ciclos.

AASHTO

A *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) trata de fadiga em duas normas: a *LRFD Bridge design specifications* (AASHTO, 2014) e a *Manual for bridge evaluation* (AASHTO, 2011). Contudo, essa segunda é específica para pontes metálicas.

A verificação à fadiga na AASHTO LRFD é considerada um estado limite, o Estado Limite de Fadiga (ELF), e impõe restrições para variação de tensão como

resultado da ocorrência de um único caminhão de projeto em um número de ciclos esperados para essa faixa. A análise da estrutura é totalmente elástica, exceto em casos especiais. Essa norma indica que não há necessidade de se verificar a fadiga para tabuleiros de pontes com múltiplas longarinas e pontes do tipo laje-parede de contenção (Junges, 2017).

O ELF possui dois modelos de verificação da estrutura à fadiga: Fadiga I e Fadiga II. O modelo Fadiga I trata de combinações de carga relacionadas a uma vida útil infinita à fadiga. Os coeficientes de segurança associados a esse modelo refletem os níveis de carga encontrados como representativos da máxima variação de tensão da população de caminhões para uma vida útil infinita. O modelo Fadiga II engloba combinações de carga relacionadas a uma vida finita à fadiga. Os coeficientes associados a esse modelo refletem o nível de carga representativo da variação de tensão efetiva da população de caminhões com relação a um baixo número de ciclos e seus efeitos acumulados em elementos metálicos para uma vida útil finita. Portanto, o modelo Fadiga I se aplica às verificações em fadiga de altos ciclos e o modelo Fadiga II para fadiga de baixos ciclos (Junges, 2017).

A configuração da carga móvel para projeto em pontes é definida nesta norma a partir de um caminhão padrão de projeto. Esse carregamento deve ser posicionado na posição mais desfavorável no tabuleiro, tanto longitudinal quanto transversalmente, de modo a criar as maiores tensões ou flechas (Junges, 2017).

Os elementos em concreto devem satisfazer a condição definida na Equação 14 para se admitir uma resistência adequada à fadiga.

$$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta F)_{TH} \quad (\text{Equação 14})$$

Onde:

Δf - faixa de tensões das cargas acidentais devido à passagem da carga de fadiga (móvel);

$(\Delta F)_{TH}$ - valor limite para fadiga para amplitude constante.

3.9. Modelo para previsão da vida útil a fadiga

A seguir é apresentado o modelo matemático a partir do qual, foi estimada a redução de vida útil. O modelo tem como origem matemática a distribuição Weibull (Enrique Castillo et al., 2008).

Modelo para previsão de vida útil

A distribuição Weibull foi proposta em 1954 pelo físico sueco Ernest Weibull em estudos relacionados ao tempo de falha devido à fadiga de metais. Ela é frequentemente usada para descrever o tempo de vida de produtos industriais.

A distribuição do tipo Weibull é aplicada na análise de confiabilidade pois permite:

- a) Representar falhas típicas de partida (exemplo: mortalidade infantil);
- b) Falhas aleatórias;
- c) Falhas devido ao desgaste do material;
- d) Obter parâmetros significativos da configuração das falhas;
- e) Representação gráfica simples.

O modelo a ser utilizado é uma adaptação da distribuição Weibull proposta por Enrique Castillo et al. (2008).

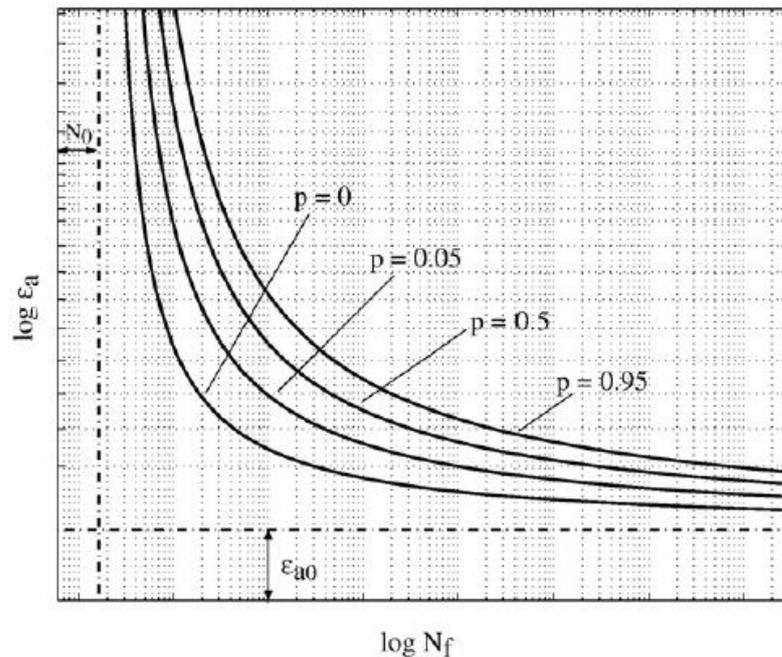
O modelo proposto pelos autores permite calcular curvas de probabilidade de falha que, se plotadas em um gráfico ϵ -N, ou seja, deformação x número de ciclos até a ruptura por fadiga, pode representar ou se aproximar do comportamento a fadiga do material em comparação a resultados obtidos por meio de ensaios experimentais. É apresentado na Figura 47 curvas de probabilidade de falha conforme modelo proposto pelos autores.

Assim sendo, o modelo proposto pelos autores é capaz de obter curvas que se aproximam do comportamento a fadiga do material, principalmente para o aço.

O modelo é baseado na deformação total medida, sem a necessidade de se analisar separadamente as deformações elásticas e plásticas. Além disso,

mesmo que o modelo tenha sido desenvolvido com base na análise das deformações, o mesmo pode ser aplicado considerando o campo das tensões.

Figura 47 – Campos de probabilidades (ϵ -N) de falha.



Fonte: Enrique Castillo et al. (2008).

As curvas de probabilidade de falha foram obtidas com base na seguinte equação obtida pelos autores:

$$p = 1 - \exp \left\{ - \left[\frac{\log\left(\frac{N_f}{N_0}\right) \log\left(\frac{\epsilon_a}{\epsilon_{a0}}\right) - \lambda}{\delta} \right]^\beta \right\} \quad (\text{Equação 15})$$

Sendo:

p = probabilidade de falha por fadiga;

N_f = número de ciclos para ruptura do material por fadiga;

N_0 = valor limite para a vida útil, é o número máximo de ciclos abaixo do qual a falha por fadiga não ocorre para qualquer nível de tensão possível;

ϵ_a = amplitude de deformação total;

ϵ_{a0} = limite de fadiga abaixo do qual a falha não ocorre;

λ , δ , β = parâmetros Weibull do modelo probabilístico.

Tais parâmetros podem ser estimados utilizando métodos propostos na literatura que trata sobre o assunto. Autores como HERNÁN PINTO et al (2010) estimaram os parâmetros λ , δ e β , determinados por meio do *maximum likelihood (ML) method*.

Aplicação ao presente trabalho

Para utilização do modelo citado anteriormente, é preciso se conhecer dados experimentais de ensaios a fadiga do material a ser estudado. Com base em tais dados são geradas as curvas de probabilidade de falha. Entretanto, no Brasil ainda são poucas as pesquisas publicadas que abordam esse tema, e que mostrem dados de ensaios experimentais para os materiais comumente utilizados na construção civil (concreto e aço).

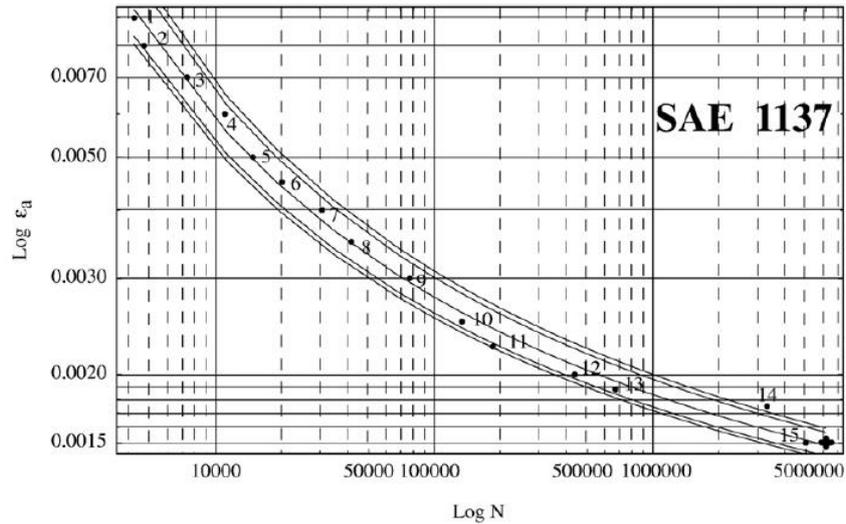
Isto posto, para a presente pesquisa buscou-se na literatura um material (aço) já estudado e que possuísse características mecânicas próximas ao aço CA-50. Desta forma, o modelo matemático a ser utilizado no presente estudo foi gerado com base neste outro material no intuito de se obter resultados aproximados para com o aço utilizado no Brasil.

No trabalho publicado por HERNÁN PINTO et al (2010) ou autores utilizaram o aço P355NL1. Este material é amplamente utilizado para estruturas do tipo “vasos de pressão”, ou seja, em reservatórios projetados para resistir a pressões internas diferentes da pressão atmosférica, sendo utilizado na forma de chapas, ou seja, com configuração geométrica diferente das barras de aço utilizadas na construção civil. Assim sendo, por se tratar de dados experimentais de chapas e não barras, para a presente pesquisa a utilização de tal material foi descartada.

Já no estudo de Enrique Castillo et al. (2008), os autores apresentaram curvas de probabilidade de falhas para dois materiais o aço SAE 1137 e o SAE 4512. A utilização do aço SAE 4512 foi descartada por ser um aço de composição química significativamente diferente do aço CA-50, sendo o mesmo enquadrado na categoria aço ferrítico e não em aço carbono como o SAE 1137 e o CA-50.

Assim sendo, para a presente pesquisa adotou-se a curva apresentada no trabalho de Enrique Castillo et al. (2008) para o aço SAE 1137, ver Figura 48 a seguir.

Figura 48 – Campos de probabilidades (ϵ -N) de falha para o aço SAE1137.



Fonte: Enrique Castillo et al. (2008).

O aço SAE 1137 também é fabricado na forma de seção circular. É um material de usinagem fácil e amplamente utilizado para confecção de peças e maquinários. A seguir na Tabela 9 é apresentado um comparativo entre as características químicas e mecânicas entre o SAE 1137 e o aço CA-50.

Tabela 9 – Comparação da composição química e características mecânicas entre os aços carbono CA-50 e o SAE 1137.

Tipo de aço	Limite de tensão de escoamento (mPa)	Limite de resistência à tração (mPa)	% C (carbono)	% Mn (Manganês)	% P (fósforo)	% S (enxofre)
CA-50	500	540	0,26	0,91	0,03	0,026
SAE 1137	400	670	0,32 – 0,39	1,35 – 1,65	0,04 máx	0,08 – 0,13

Observa-se que o aço SAE possui um percentual maior de carbono em sua composição o que lhe confere um maior limite de resistência a tração. O maior percentual de Mn confere ao material a característica de melhor usinabilidade.

Quanto aos parâmetros da Equação 15, Enrique Castillo et al. (2008) obtiveram os seguintes valores:

$$\log N_0 = 3,596$$

$$\log \varepsilon_{ao} = -7,713$$

$$\lambda = 13,716$$

$$\delta = 0,852$$

$$\beta = 1,796$$

4. MODELAGEM NUMÉRICA DA OAE ADOTADA

4.1. Características geométricas da OAE

No intuito de se adotar uma ponte que se aproxima das características geométricas de uma grande quantidade das pontes brasileiras, para a presente pesquisa, adotou-se como ponte representativa uma estrutura bi-apoiada, com comprimento de 20,00 m, tendo sido projetada com trem tipo TB-36.

As características geométricas da ponte adotada são apresentadas nas Figuras 49 e 50.

Figura 49 – Seção transversal da OAE adotada (dimensões em cm).

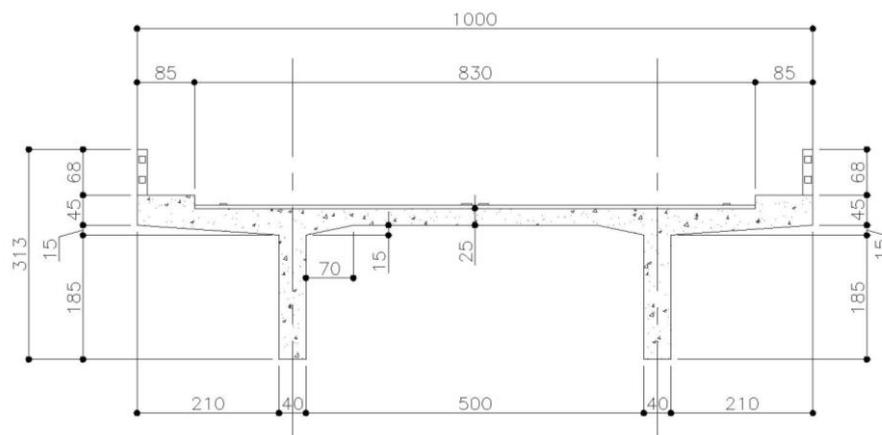
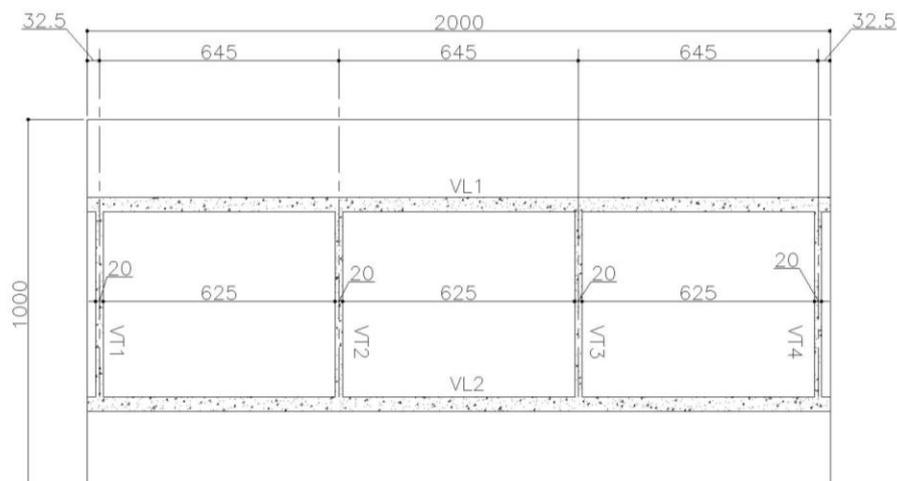


Figura 50 – Planta da superestrutura da OAE adotada (dimensões em cm).



4.2. Dimensionamento da OAE

Os cálculos realizados para o dimensionamento da obra estão apresentados no Apêndice A.

4.3. Modelagem numérica

A OAE representativa foi modelada utilizando o método de elementos finitos (MEF), por meio do programa computacional ABAQUS. A Figura 51 a seguir ilustra o modelo tridimensional da estrutura. A modelagem abrangeu apenas a superestrutura.

Figura 51 – Modelo numérico tridimensional da ponte adotada.



Como dito anteriormente, a estrutura foi projetada utilizando-se como carregamento móvel o TB-36. É evidenciado nas Figuras 52 e 53 a armação da OAE.

No programa, a interação entre o concreto e aço foi simulada, a princípio, utilizando o recurso *Embedded Region*. Este é um tipo de contato que simula a aderência perfeita entre os materiais, não havendo escorregamento das barras.

Ressalta-se que a modelagem dos elementos da superestrutura foi feita em duas partes, uma parte constituiu-se na estrutura da laje e outra abrangendo as vigas longarinas e vigas transversinas conforme evidenciado na Figura 54.

Figura 52 – Armação da ponte modelada no programa de elementos finitos.



Figura 53 – Armação da ponte – Vista aproximada.

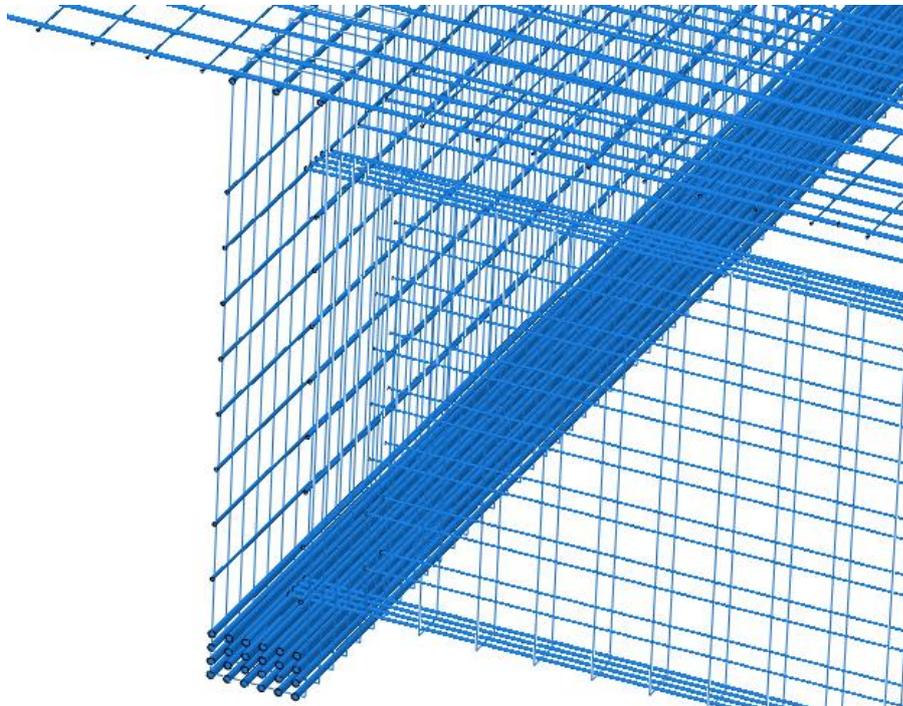
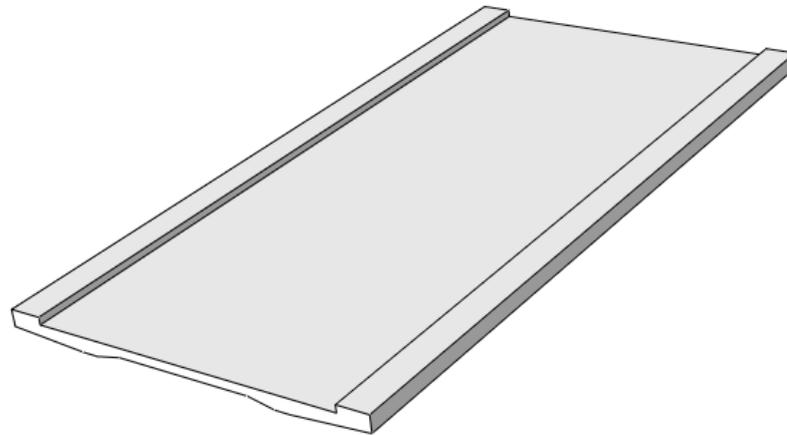
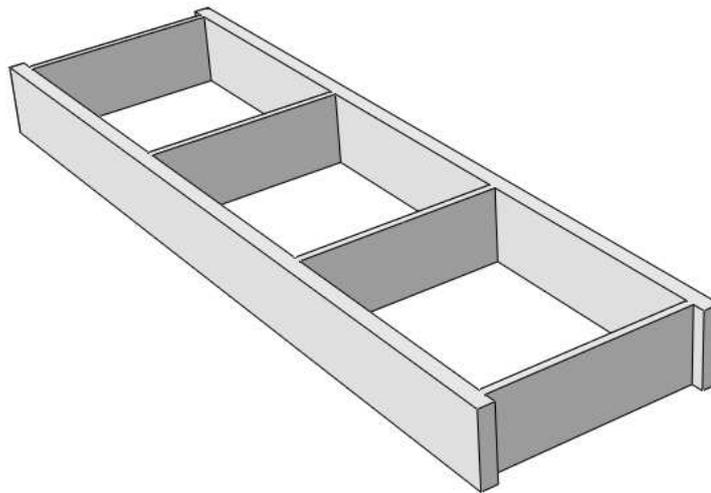


Figura 54 – Modelagem da superestrutura: (a) Laje; (b) Vigas longarinas e transversinas.



(a)

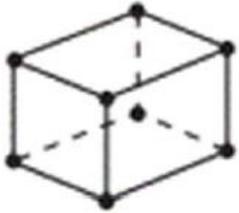
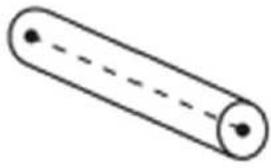


(b)

As superfícies em contato entre laje e vigas longarinas foram vinculadas através do comando *tie constraint*, o que impede os escorregamentos relativos entre as duas superfícies em contato.

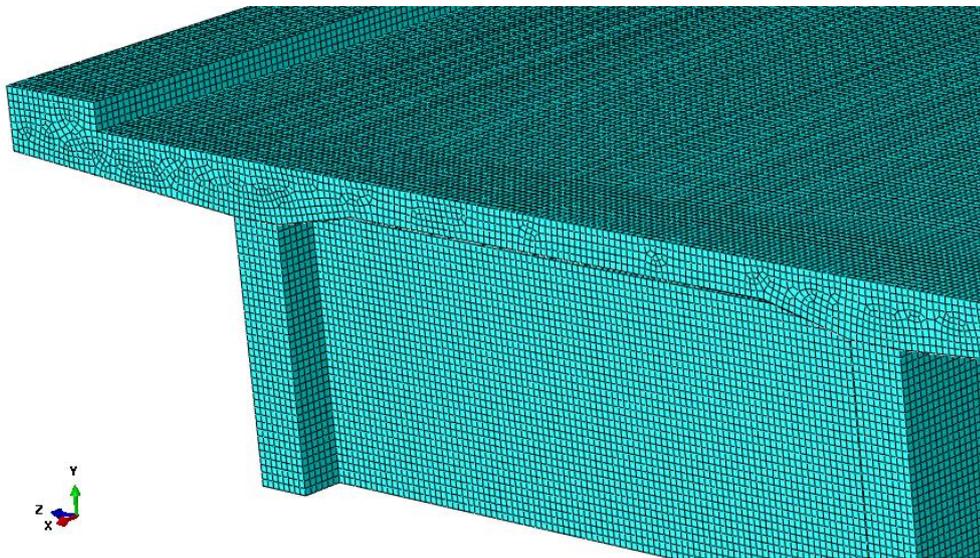
Os elementos estruturais foram idealizados conforme mostrado na Tabela 10. É ilustrado na Figura 55 a malha gerada para a OAE. Após execução de teste de malha para o modelo, chegou-se a um tamanho de malha de 5,0 cm para todos os elementos da modelagem.

Tabela 10 – Elementos de modelagem.

Parte	Dimensão Espacial	Tipo	Forma	Elemento Finito	Ilustração (SIMULIA, 2012)
Elementos em concreto (vigas longarinas, transversinas e laje)	3D	Deformável	Solid	C3D8	
Armaduras (todas)	3D	Deformável	Wire - Truss	T3D2	

Fonte: Autor.

Figura 55 – Malha gerada para os elementos da superestrutura.



Os vínculos externos foram simulados conforme mostrado nas Figuras 56 e 57.

Figura 56 – Vínculos externos na primeira linha de apoio.

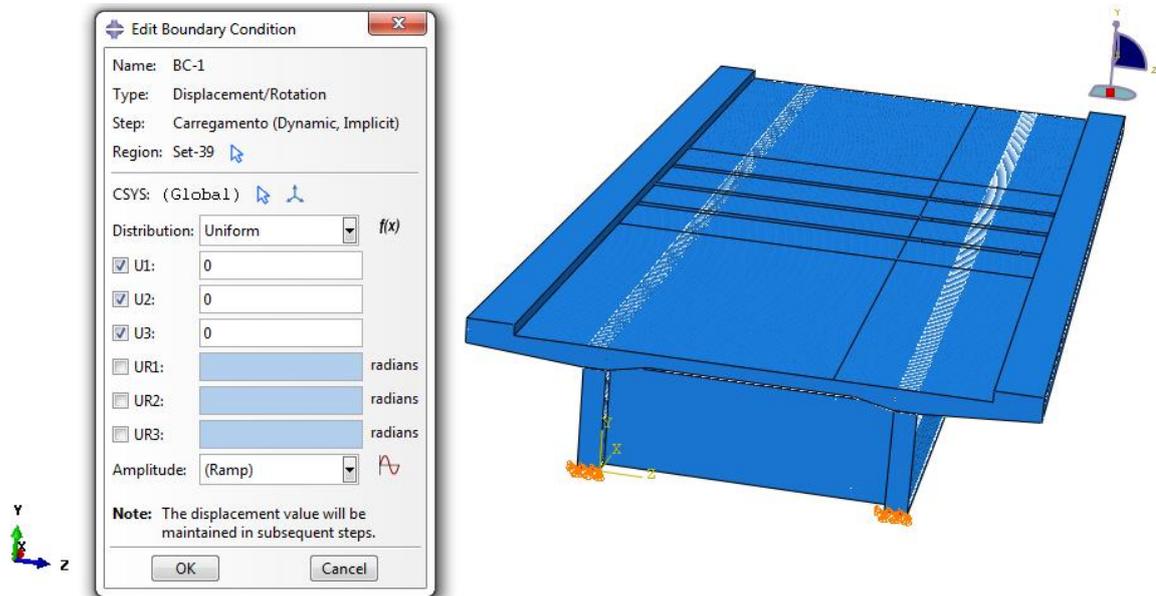
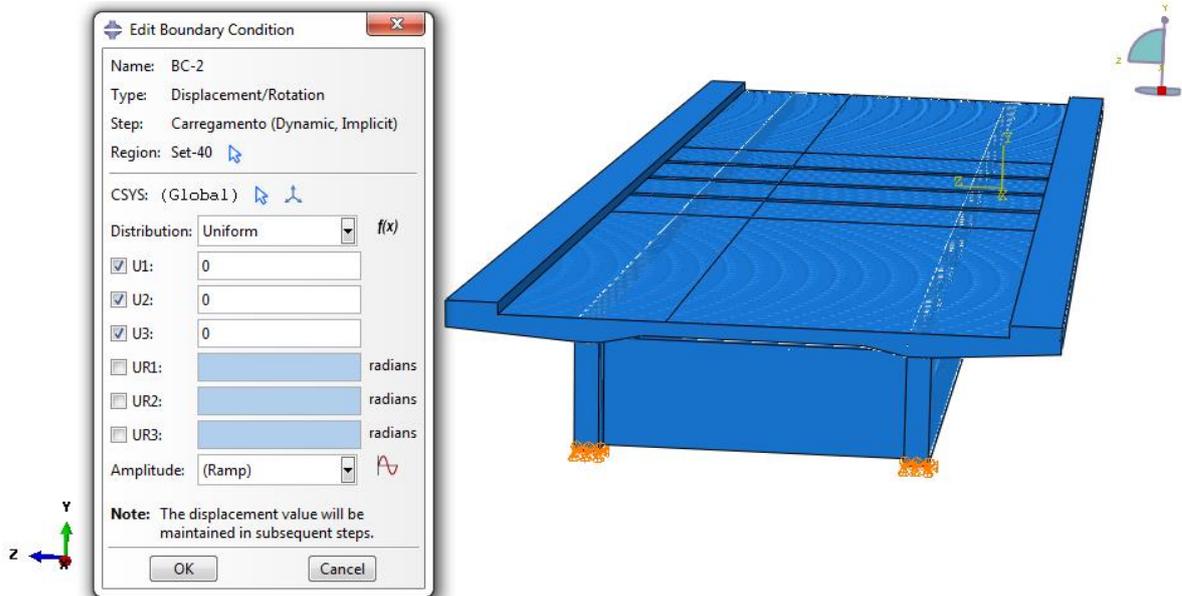


Figura 57 – Vínculos externos na segunda linha de apoio.



4.4. Não linearidade do concreto

A consideração de não linearidades nas estruturas permite análises mais aproximadas do comportamento real das edificações, uma vez que o material concreto armado apresenta comportamento não linear, ou seja, não obedece a Lei de Hooke de proporções lineares de tensão e deformação, resultando em modelos constitutivos nas formas curvas. As fissuras

contribuem para esse comportamento, ou seja, danos sofridos que levam a não linearidade de tensão versus deformação (Batista, 2017, p.41-42).

Assim sendo, no intuito de se obter análises mais aproximadas ao comportamento real estrutural, na presente pesquisa adotou-se o comportamento não linear para o concreto.

Todavia, em virtude da falta de ensaios em laboratório para se determinar o comportamento real do material, o mesmo foi obtido por meio de modelos encontrados na literatura.

Como o concreto é um material que possui comportamento distinto quando solicitado por esforços de tração ou de compressão, fez-se necessário a adoção de dois modelos, sendo um para simular o comportamento à compressão do material e o outro o seu comportamento à tração. A seguir são apresentados tais modelos.

No ABAQUS, o comportamento não linear do concreto é modelado preenchendo-se a ferramenta disponível *concrete damaged plasticity (CDP)*. O funcionamento do CDP será melhor explicado adiante.

a) Comportamento do concreto a compressão:

Para se obter tal comportamento, dentre os modelos encontrados na literatura, optou-se pelo modelo do Eurocode (2004). A relação analítica entre tensão e deformação para carregamento uniaxial é descrita pela seguinte relação:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k.\eta - \eta^2}{1 + (k - 2).\eta} \quad (\text{Equação 16})$$

Onde:

σ_c = tensão, em função da deformação de e_c ;

f_{cm} = resistência média do concreto. Ordenada do pico do diagrama;

e_{c1} = deformação correspondente ao pico do diagrama tensão-deformação;

e_{cu1} = deformação última nominal;

E_{cm} = módulo de elasticidade longitudinal.

Sendo:

$$\eta = e_c / e_{c1}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 22 \cdot [f_{cm} / 10]^{0,3}, \text{ com } f_{cm} \text{ em MPa e } E_{cm} \text{ em GPa}$$

$$k = 1,05 \cdot E_{cm} \cdot (|e_{c1}| / f_{cm})$$

$$e_{c1} (\text{‰}) = 0,7 \cdot (f_{cm})^{0,31} \leq 2,8\text{‰}, \text{ com } f_{cm} \text{ em MPa}$$

Para concretos com resistência característica não superior a 50 MPa, o Eurocode fornece:

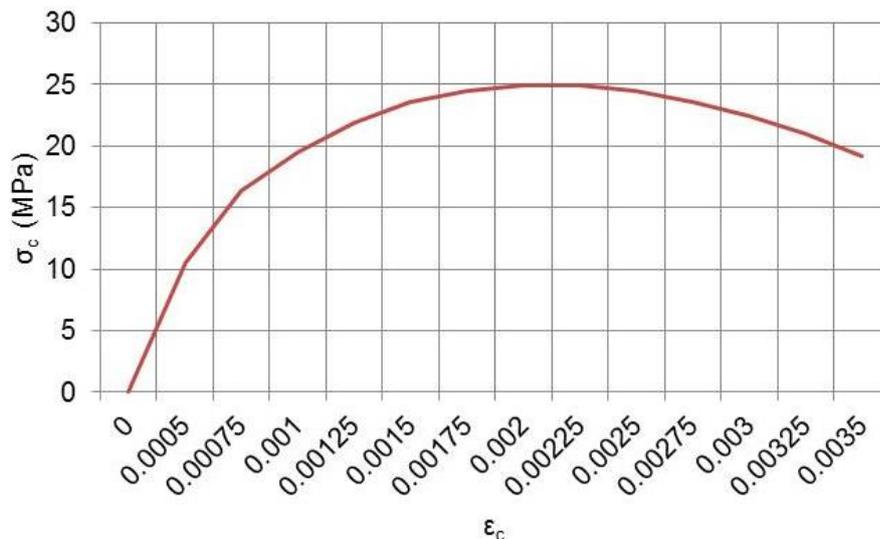
$$e_{cu1} = 3,5 \text{ ‰}$$

Para concretos com resistência característica f_{ck} variando entre 50 MPa até 90 MPa, a recomendação é considerar:

$$e_{cu1} (\text{‰}) = 2,8 + 27 \cdot [(98 - f_{cm}) / 100]^4, \text{ com } f_{cm} \text{ em MPa.}$$

Assim sendo, obteve-se o comportamento do concreto a compressão, conforme ilustrado na Figura 58.

Figura 58 – Comportamento a compressão do concreto da OAE representativa.



Fonte: Dados do próprio autor.

b) Comportamento do concreto a tração:

No ABAQUS, pode-se simular o comportamento a tração do concreto de duas formas, sendo elas, por curvas de Tensão x Deformação ou curvas Tensão x Abertura de fissuras.

Ao se adotar as curvas com base na deformação, o tamanho dos elementos finitos estipulados na malha terá muita influência nos resultados. Por isso, é mais comum a utilização das curvas Tensão x Abertura de fissuras, pois, dessa forma os resultados não sofrem influência do tamanho dos elementos (DUTRA, 2014, citado por, BATISTA, 2017).

O comportamento do concreto a tração foi determinado conforme modelo proposto por Hordijk (1991). Este modelo traz como característica um comportamento curvo no diagrama Tensão x Abertura de fissuras.

A curva é governada pela seguinte equação proposta por Hordijk (1991).

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \left\{ \left[1 + \left(c_1 \frac{w}{w_c} \right)^3 \right] \exp\left(-c_2 \frac{w}{w_c} \right) - \frac{w}{w_c} (1 + c_1^3) \exp(-c_2) \right\} \quad (\text{Equação 17})$$

$$w_c = \frac{5,14G_F}{f_{ctm}} \quad (\text{Equação 18})$$

Sendo:

σ_{ct} : Tensão de tração no concreto;

f_{ctm} : resistência média do concreto à tração;

w_c : abertura máxima da fissura;

w : abertura de fissuras;

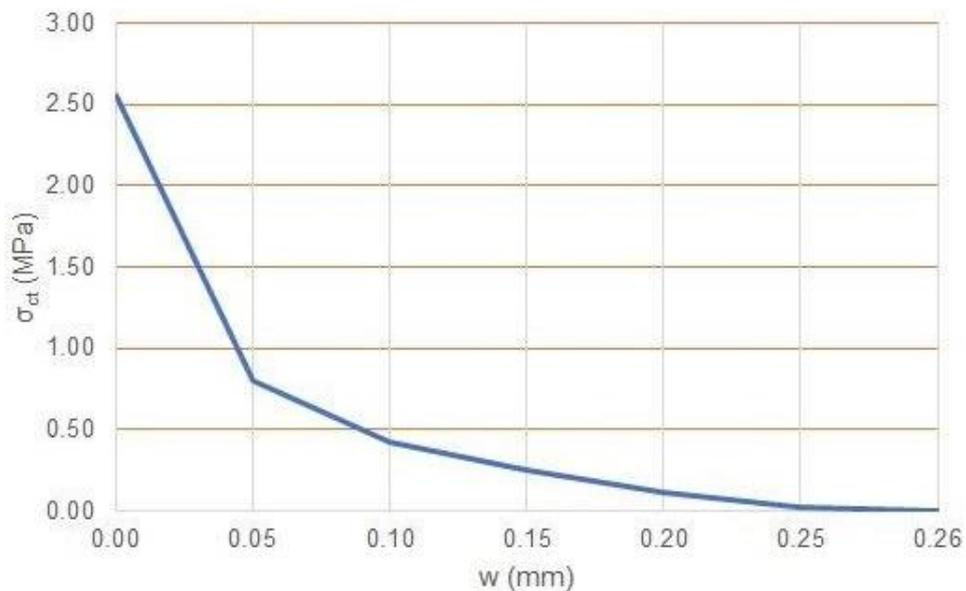
G_F : energia de fratura;

$C_1 = 3,00$;

$C_2 = 6,93$.

É apresentando na Figura 59 o comportamento do concreto a tração, na fase pós pico, adotado no presente estudo.

Figura 59 – Comportamento a tração do concreto da OAE representativa.



Fonte: Dados do próprio autor.

c) Variáveis de dano:

As variáveis de dano, d_c para compressão e d_t para tração, variam de zero para o material sem dano para um com o material totalmente danificado e perda total de resistência. A formulação destes escalares é função de deformações plásticas, temperatura e variáveis externas (SIMULIA, 2012).

A determinação dessas funções é trabalhosa e complexa. Assim Hassan, Mahmud e Goran (2013), citados por, Batista (2017), apresentaram uma forma de simplificação de acordo com as Equações 19 e 20 para a fase pós pico:

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{f_{cm}} \quad (\text{Equação 19})$$

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_c}{f_{cm}} \quad (\text{Equação 20})$$

4.5. Concrete Damaged Plasticity

O *Concrete Damaged Plasticity* (CDP) é um modelo idealizado por Lubliner et al. (1989) e posteriormente modificado por Lee e Fenves (1998) baseado

na plasticidade e na mecânica do dano para computar a perda de rigidez do material. Como o próprio nome remete, este modelo foi desenvolvido para concreto embora, segundo SIMULIA (2012), também seja válido para outros materiais de comportamento quase frágeis.

Dano, em engenharia de estruturas, pode ser entendido como a perda de rigidez em função do aparecimento de fissuras no concreto quando submetido a carregamentos. Em resumo, a propagação de fissuras, ou seja, o dano causa redução da rigidez e conseqüente perda de capacidade resistente. No CDP o dano é computado por variáveis escalares denominadas *Damaged parameter*, sendo o parâmetro d_c para compressão e d_t para tração (Batista, 2017). Estas variáveis podem assumir valores que variam de zero a um, para o material não danificado e totalmente danificado, respectivamente.

Os comportamentos à compressão e à tração teorizados no CDP estão ilustrados nas curvas tensão x deformação da Figura 60. Nestas podemos identificar as variáveis de dano d_c e d_t em função das deformadas plásticas (ϵ_c^{pl} e ϵ_t^{pl}) e perceber que é assumido um comportamento linear apenas para os primeiros trechos dos gráficos, correspondentes a deformações elásticas (ϵ_c^{el} e ϵ_t^{el}). No caso da tração é admitido comportamento elástico até a tensão limite de resistência σ_{t0} e na compressão até a tensão σ_{c0} . Depois de atingido esse valor, surgem as fissuras causando a queda na curva, fenômeno denominado amolecimento (Batista, 2017).

No *software* é necessário fornecer também os seguintes parâmetros de plasticidade: ângulo de dilatação (ψ), excentricidade (m), relação entre a resistência à compressão do concreto biaxial e uniaxial (f_{b0}/f_{c0}), fator de forma (K) e viscosidade (ν). Segundo Aguiar (2015) citado por Batista (2017), esses dados adicionais possibilitam a expansão das equações que governam o comportamento do material submetido a um estado uniaxial de tensões para o estado multiaxial.

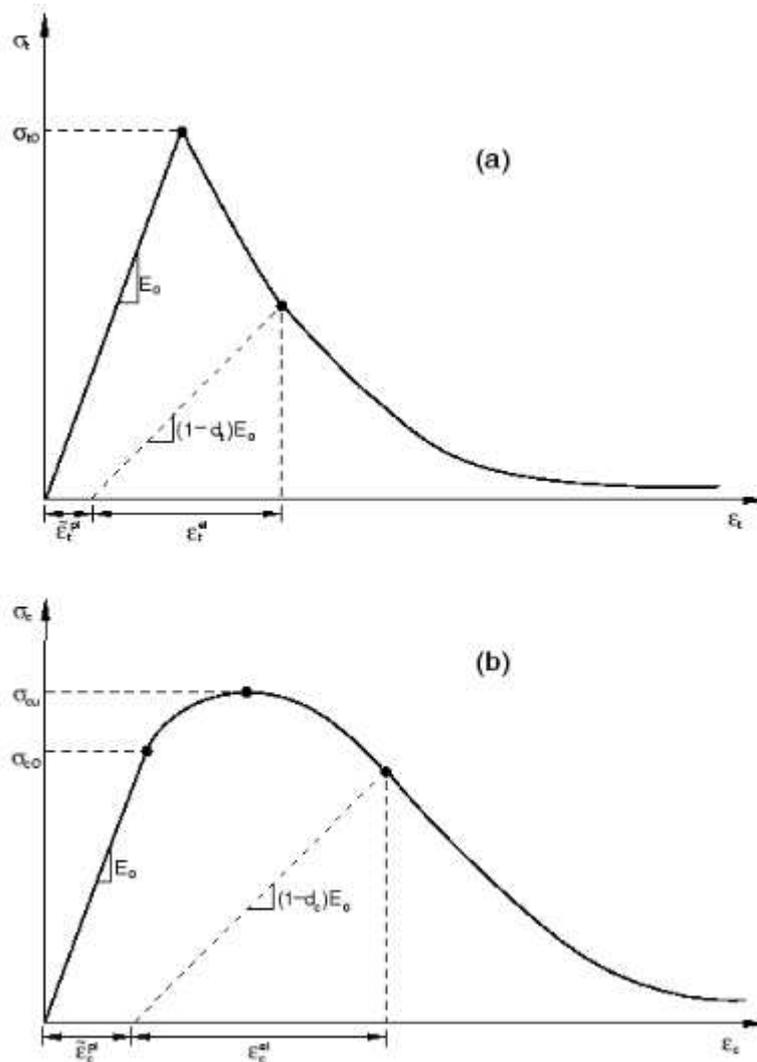
Parâmetros de plasticidade

a) Ângulo de dilatação (ψ) e excentricidade (m)

O ângulo de dilatação (ψ) e a excentricidade (m) são fatores que influenciam a função de potencial plástico (G) no modelo do CDP. Esta função

governa a evolução das deformações inelásticas durante o processo de fissuração do concreto (Santos Junior, 2019). O CDP utiliza uma função hiperbólica de Drucker-Prager (Equação 21) para definir o fluxo plástico.

Figura 60 – Curvas de comportamento do concreto à tração (a) e compressão (b).

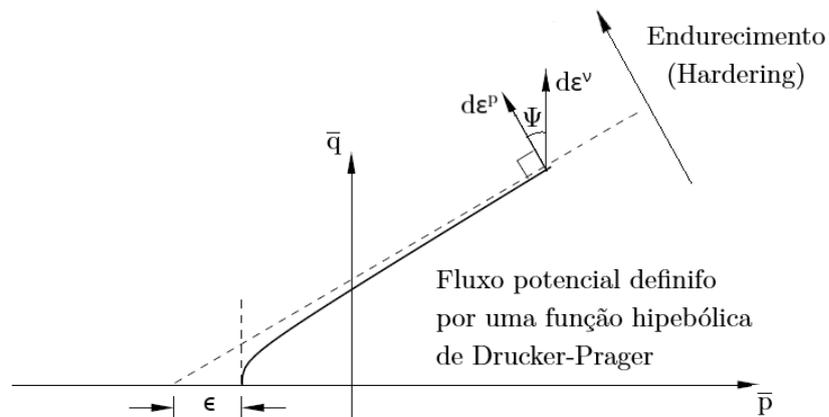


Fonte: SIMULA (2012).

$$G = \sqrt{(\epsilon \cdot \sigma_{t0} \cdot \tan \psi)^2 + q^{-2}} - p^{-2} \cdot \tan \psi \quad (\text{Equação 21})$$

A função G pode ser representada no plano p e q (Figura 61).

Figura 61 – Função do fluxo potencial plástico no plano meridional.



Fonte: SANTOS JUNIOR (2019).

A excentricidade é uma medida da distância entre o vértice da hipérbole de Drucker-Prager e a assíntota que a define. Já o ângulo de dilatação é o desvio angular entre o vetor das deformações plásticas do concreto ($d\epsilon^p$) e o vetor das deformações volumétricas no concreto ($d\epsilon^v$) para altas tensões de confinamento (região da função de fluxo plástico que tende à assíntota) (Santos Junior, 2019).

De acordo com Malm (2009), citado por Santos Junior (2019), baixos valores do ângulo de dilatação produzem um comportamento frágil do concreto, enquanto altos valores produzem um comportamento dúctil. Na literatura técnica encontram-se sugestões de utilização de valores diversos para o ângulo de dilatação. Para Pavlovic et al. (2013), citado por Santos Junior (2019), o valor do ângulo deve ser adotado entre 30° e 40° . Para a presente pesquisa adotou-se o ângulo de 36° .

Em relação à excentricidade, a função de potencial plástico se aproxima de uma assíntota à medida que o valor de excentricidade diminui, pois de acordo com a teoria de Drucker-Prager, a superfície de escoamento no plano dos meridianos possui a forma de uma reta (Santos Junior, 2019). Dessa forma, segundo Malm (2006), citado por Santos Junior (2019), um aumento no valor da excentricidade produz um aumento na inclinação do potencial plástico quando o concreto está submetido a baixas tensões de confinamento. Na maioria dos casos, é utilizado o valor padrão do ABAQUS ($m = 0,1$).

b) Relação entre a resistência à compressão biaxial e uniaxial (f_{b0}/f_{c0})

O valor default adotado pelo ABAQUS para este parâmetro é de 1,16, o mesmo valor que Kupfer, Hilsdorf e Rusch (1969), citado por Santos Junior (2019), encontrou em seus ensaios realizados.

c) Fator de forma (K)

O fator de forma (K) é o parâmetro utilizado pelo CDP para definir o formato da superfície de falha do concreto (Santos Junior, 2019).

O valor de K deve estar dentro do intervalo de $0,5 \leq K \leq 1,0$, sendo que o ABAQUS recomenda para concretos de resistência usuais 0,6667 como valor padrão (Santos Junior, 2019).

d) Parâmetro de viscosidade (ν)

O parâmetro de viscosidade pode ser utilizado para superar eventuais dificuldades de convergência, típicas de modelos com degradação da rigidez, por meio de uma regularização visco-plástica das equações constitutivas (Santos Junior, 2019).

Petrauski (2016) concluiu que, quando o valor do parâmetro de viscosidade é unitário, o material comporta-se como elástico-linear. Por isso, a escolha de valores para este parâmetro deve ser cuidadosa. A adoção de valores pequenos permite uma melhoria na taxa de convergência e no tempo de processamento sem comprometer os resultados. Todavia, a adoção de valores mais elevados para o parâmetro de viscosidade pode alterar os resultados de forma considerável.

Para a presente pesquisa, adotou-se o valor usualmente utilizado segundo a literatura, como por exemplo, em Pereira da Silva (2013), ou seja, $\nu = 0$.

5. DEGRADAÇÃO DA ESTRUTURA

Neste capítulo são apresentados os fatores degradantes das estruturas de concreto armado que foram incorporadas ao modelo numérico da ponte projetada com o TB-36 de modo a simular uma ponte degradada após 50 anos de operação. O modelo numérico foi penalizado considerando a influência da corrosão das armaduras, perda de aderência entre concreto e aço e diminuição do módulo de elasticidade do concreto em função da exposição da estrutura a cargas cíclicas.

5.1. Corrosão de armaduras

As estruturas de concreto armado sofrem perda de capacidade portante ao longo do tempo devido à degradação dos materiais. Segundo Junges (2017), os mecanismos que mais influenciam nessa perda é a corrosão de armaduras, a deterioração do concreto e danos físicos externos.

Dentre os mecanismos mencionados anteriormente, a corrosão é citada por pesquisadores como o mais preocupante (BASTIDAS-ARTEAGA et al., 2013).

O processo de degradação do concreto armado por corrosão é iniciado em decorrência da despassivação das armaduras, que por sua vez, pode ocorrer em função de alguns fenômenos, sendo os principais a carbonatação do concreto e o ataque por cloretos.

Em inspeção de estruturas, é comum se realizar ensaios para se determinar a espessura da camada de cobrimento das armaduras que já se encontra carbonatada. Após abertura do nicho de ensaio é borrifado um indicador de pH, sendo comumente utilizado uma solução com fenolftaleína. Este indicador químico é incolor em pH inferior a 8,3, para valores de pH superiores a 9,5 torna-se vermelho-carmim, para valores de pH entre 8,3 e 9,5 apresenta uma coloração variável de rosa a vermelho-carmim.

Nas Figuras 62 e 63 é mostrada a superfície do concreto logo após borrifar-se o indicador. Percebe-se que na Figura 63 o indicador de pH ficou incolor, ou seja, neste ponto de ensaio a espessura de concreto para cobrimento do aço já se encontra totalmente carbonatada, portanto, as barras de aço já se encontram suscetíveis à corrosão.

Figura 62 – Ensaio para determinação da profundidade atingida pela carbonatação do concreto. Elemento: Pilar.



Fonte: Dados do próprio autor.

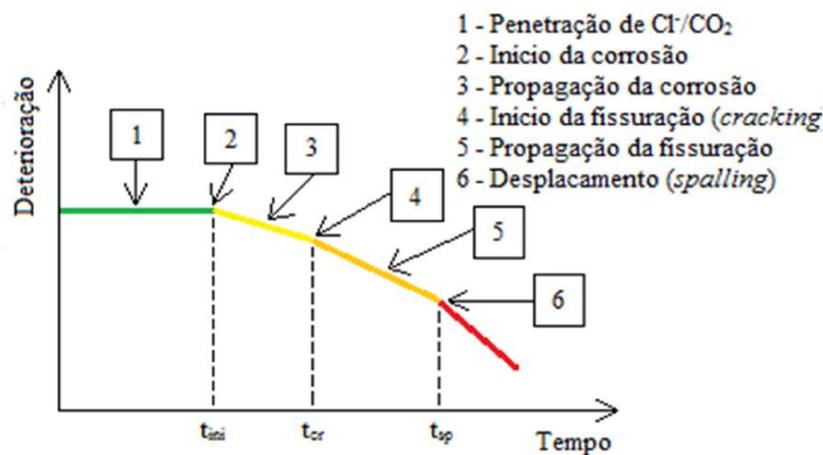
Figura 63 – Ensaio para determinação da profundidade atingida pela carbonatação do concreto. Elemento: Viga longarina.



Fonte: Dados do próprio autor.

Independentemente de sua origem (ataque por cloretos ou carbonatação), o processo de degradação do concreto armado por corrosão pode ser descrito em seis etapas, como pode ser visto na Figura 64: 1) período de propagação de agentes agressivos; 2) início da corrosão; 3) período de propagação da corrosão; 4) início da fissuração; 5) período de propagação da fissuração e 6) deslocamento da camada de cobrimento.

Figura 64 – Processo de deterioração de estruturas de concreto armado por corrosão.



Fonte: Junges (2017), adaptado de Portela, Bittencourt e Beck (2016).

Após o início da corrosão é considerada uma taxa de propagação da corrosão que varia ao longo do tempo e que provoca diminuição da área da seção transversal da barra de aço pela formação de ferrugem. O aumento das tensões no aço devido ao efeito da corrosão é um processo dependente de diversos fatores, como a formação de ferrugem, perda de aderência entre aço e concreto, etc. Porém, por simplificação, considera-se que o aumento das tensões é função apenas da diminuição da área de aço Junges (2017).

Para o presente estudo, foram considerados os três primeiros passos apresentados na Figura 64. Primeiramente, calculou-se o tempo necessário para a despassivação do aço. Tendo em vista que a presença de íons cloretos no ambiente em quantidade suficiente para degradar a estrutura fique mais restrito a ambientes mais agressivos, adotou-se que o fenômeno da despassivação ocorreria em função da carbonatação do concreto.

Papadakis, Fardis e Vayenas (1992) definem a evolução da profundidade de carbonatação com tempo, X_{Ca} , conforme a Equação 22. O tempo t para o qual a profundidade de carbonatação atinge a armadura é considerado o tempo de início da corrosão (t).

$$X_{Ca}(t) = \sqrt{\frac{2D_{CO_2}C_{CO_2}}{a}} t \left(\frac{t_0}{t}\right)^{n_m} \quad (\text{Equação 22})$$

Onde:

D_{CO_2} - coeficiente de difusão do CO_2 (m^2/ano);

C_{CO_2} - concentração molar de CO_2 no ambiente (kg/m^3);

a - quantidade de CO_2 para completa carbonatação (kg/m^3);

t_0 - tempo de referência (1 ano);

n_m - fator de idade ($\leq 0,3$ para exposição externa).

O coeficiente de difusão do dióxido de carbono pode ser calculado conforme a Equação 23 (STEWART; TEPLY; KRÁLOVÁ, 2002).

$$D_{CO_2}(t) = 51,8 \varepsilon_p^{1,8} \left(1 - \frac{RH}{100}\right)^{2,2} \quad (\text{Equação 23})$$

Onde:

ε_p - porosidade da pasta de cimento totalmente hidratada e carbonatada;

RH - umidade relativa (%).

$$\varepsilon_p \approx \left(\frac{\rho_c}{\rho_w}\right) \frac{(w/c) - 0,3}{1 + (\rho_c/\rho_w)(w/c)} \quad (\text{Equação 24})$$

Onde:

ρ_c - massa específica do cimento;

ρ_w - massa específica da água;

(w/c) - fator água/cimento.

A concentração molar de CO_2 no ambiente é calculada conforme Equação 25 (STEWART; TEPLY; KRÁLOVÁ, 2002).

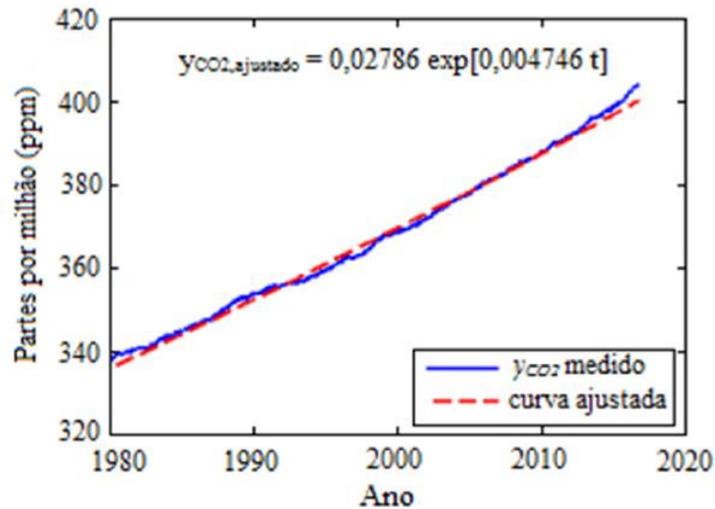
$$C_{CO_2} = 42 y_{CO_2} 10^{-6} \quad (\text{Equação 25})$$

Onde:

y_{CO_2} – quantidade de CO₂ por volume no ambiente (ppmv).

O laboratório NOAA ESRL (*Earth System Research Laboratory*) registra dados atmosféricos que afetam a qualidade do ar, clima e o ambiente. A Figura 65 mostra a variação de y_{CO_2} deste janeiro de 1980 até outubro de 2016.

Figura 65 – Concentração de dióxido de carbono na atmosfera ao longo das últimas décadas.



Fonte: NOAA (2017), citado por Junges (2017).

A quantidade de CO₂ para completa carbonatação, a , é definida pela equação 26 (YOON; ÇOPUROĞLU; PARK, 2007).

$$a = 0,75 \cdot C_e \cdot CaO \cdot \alpha_H \cdot \frac{M_{CO_2}}{M_{CaO}} \quad (\text{Equação 26})$$

Onde:

C_e – quantidade de cimento (kg/m³);

CaO – quantidade de CaO no cimento (0,65);

α_H – grau de hidratação do concreto;

M_{CO_2} – massa molar do CO_2 (44 g/mol);
 M_{CaO} - massa molar do CaO (56 g/mol).

O fator de idade n_m pode ser calculado conforme indicações do Bulletin 34 (CEB-FIP, 2006) a partir de dados de precipitação em estações próximas ao local da ponte, conforme definem as Equações 27 e 28.

$$n_m = \frac{(p_{SR} \cdot ToW)^b}{2} \quad \text{(Equação 27)}$$

$$ToW = \frac{\text{dias com chuva superior a 2,5mm}}{365} \quad \text{(Equação 28)}$$

Onde:

p_{SR} – probabilidade de chuva;

ToW – número médio de dias chuvosos por ano;

B – expoente de regressão (0,446).

Outros autores adotam de forma mais direta esse fator de idade, por exemplo, Stewart, Wang e Nguyen (2010) associam $n_m = 0$ para estruturas ao ar livre, todavia, cobertas, e $n_m = 0,12$ para estruturas totalmente expostas ao ambiente.

Taxa de propagação da corrosão

Quanto à taxa de corrosão das armaduras, há autores que abordam esse fenômeno como sendo constante ao longo do tempo. Todavia, em decorrência da formação de ferrugem na superfície do aço, na prática a taxa de corrosão diminui ao longo do tempo.

Existem na literatura vários modelos que descrevem o comportamento da taxa de corrosão ao longo do tempo, dentre eles, pode-se citar o modelo empírico de Vu e Stewart (2000), que assume que a taxa de corrosão é função da qualidade do concreto e do cobrimento, e é limitada pela presença de oxigênio na superfície do aço. As equações 29 e 30 descrevem esse modelo.

$$i_{corr}(t_0) = \frac{37,8(1-w/c)^{-1,64}}{c} \quad (\text{Equação 29})$$

$$i_{corr}(t) = i_{corr}(t_0) \cdot 0,85 \cdot t^{-0,29} \quad (\text{Equação 30})$$

Onde:

$i_{corr}(t_0)$ – taxa de corrosão inicial ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$);

c – cobrimento (mm).

Entretanto, a taxa de corrosão obtida pelos autores foi determinada para a temperatura de 20°C e umidade relativa de 75%. Lu, Zhao e Yuet (2008) apud Portela, Bittencourt e Beck (2016) modificaram a Equação 29 para levar em consideração essas condições ambientais, como pode ser visto na Equação 31.

$$i_{corr}(t_0) = \frac{T_k \cdot RH \cdot (w/c)}{c} \quad (\text{Equação 31})$$

Onde:

T_k – temperatura (Kelvin).

Portela, Bittencourt e Beck (2016) evidenciam uma inconsistência da Equação 30 para $t < 0,5$ e sugerem uma modificação, conforme pode ser visto na Equação 32.

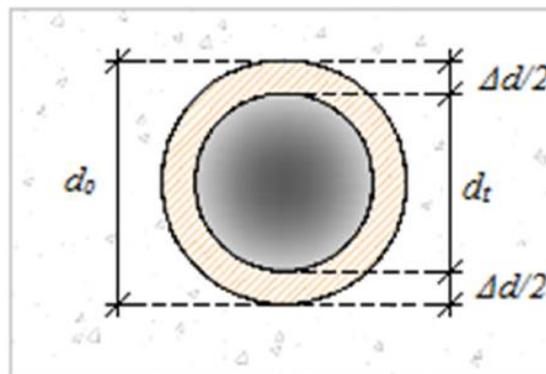
$$i_{corr}(t) = \frac{i_{corr}(t_0)}{1,15(t + 0,62)^{0,29}} \quad (\text{Equação 32})$$

Isto posto, para o presente estudo foram utilizadas as Equações 31 e 32, para obtenção da taxa de corrosão ao longo do tempo após início da corrosão. Lembrando que, adotou-se que a corrosão das armaduras teve início após despassivação do aço em decorrência da carbonatação do concreto de cobrimento.

Perda de seção de aço devido à corrosão

Na presente pesquisa adotou-se que a perda de seção de aço por corrosão acontece de forma uniforme, como mostrado na Figura 66. Lembrando que, a perda de seção uniforme é típica de processos de corrosão devido à despassivação das armaduras pelo fenômeno da carbonatação. Nessa figura, d_0 representa o diâmetro inicial da barra, Δd o diâmetro de aço perdido por corrosão e d_t o diâmetro da barra após a corrosão.

Figura 66 – Perda de área de aço por corrosão uniforme.



Fonte: Junges (2017).

A equação 33 a seguir determina a área de aço antes e após o início da corrosão. Sendo n o número de barras de aço.

$$A_s(t) = \begin{cases} \frac{n\pi d_0^2}{4} & t \leq t_{ini} \\ \frac{n\pi d_0}{4} \left\{ d_0 - \left[\frac{(t + 0,62)^{0,71}}{175,97} \right] i_{corr}(t_0) \right\} & t > t_{ini} \end{cases} \quad (\text{Equação 33})$$

5.2. Perda de aderência entre concreto e aço

O concreto armado é, na sua essência, dependente da aderência. Sob o ponto de vista do carregamento, a aderência é fortemente afetada pelo tipo de ação imposta à estrutura. As ações cíclicas, que se fazem sentir pela variação do tempo de aplicação da carga, caracterizam-se por imprimir uma determinada amplitude de tensão. As ações cíclicas impõem diminuição da aderência e aumento das deformações da estrutura devido ao aumento e propagação das fissuras no concreto (Oliveira Filho et al, 2011, p. 723).

Isto posto, pode-se dizer que uma estrutura de concreto armado solicitada por cargas cíclicas sofrerá com a diminuição da aderência entre o concreto e o aço. Assim sendo, a perda de aderência torna-se uma condição que propicia a degradação das propriedades mecânicas da estrutura.

Existem várias pesquisas a respeito do tema, seja para se estimar a deterioração da tensão de aderência entre esses materiais sob a influência das cargas cíclicas ou mesmo para se modelar em um programa de elementos finitos tal comportamento. Em sua maioria, as pesquisas são realizadas com base em ensaios de arrancamento de barras de aço.

Na presente pesquisa, para simular a perda de aderência foi utilizado o modelo proposto por Díaz de Terán e Haach (2018). Em seu trabalho, os autores apresentaram um método para se representar a perda de aderência com base na penalização das propriedades mecânicas do aço, ou seja, o diagrama de tensão x deformação do material é alterado em decorrência de um acréscimo de deformação nas armaduras devido à perda de aderência.

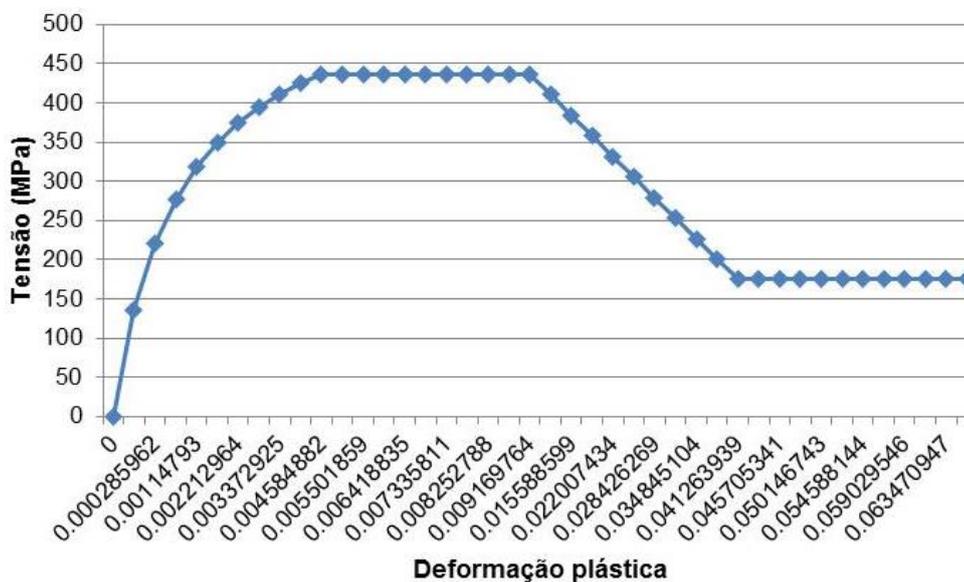
Em outras palavras, a perda de aderência acarreta um aumento nas deformações das armaduras, que por sua vez ocasiona a diminuição da resistência do material. Assim sendo, tal modelo pode ser utilizado para barras de aço totalmente imersas no concreto.

O modelo proposto assume uma deformação equivalente ($\epsilon_{s,eq}$) para as armaduras incorporando o escorregamento das barras (δ) de acordo com a Equação 34, supondo que a tensão de aderência é transmitida ao concreto pelas tensões presentes no aço ao longo do comprimento de ancoragem da armadura (l).

$$\epsilon_{s,eq} = \frac{\sigma_s}{E_s} + \frac{\delta}{l} \quad (\text{Equação 34})$$

Para a presente pesquisa, as armaduras de momento positivo das vigas longarinas sofreram penalização em seu comportamento conforme ilustrado na Figura 67.

Figura 67 – Penalização das propriedades das armaduras longitudinais em decorrência da perda de aderência entre concreto e aço.



Fonte: Dados do autor.

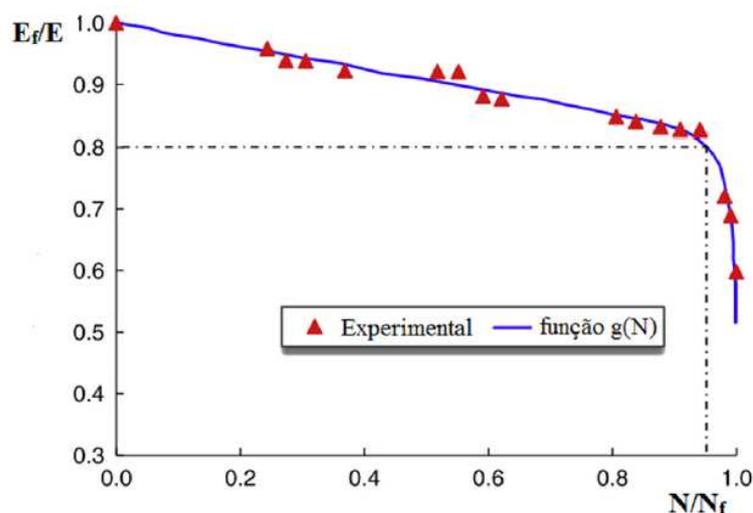
5.3. Redução da rigidez do concreto em função dos ciclos de carregamento

A solicitação cíclica no concreto ocasiona um processo de microfissuração. Essas fissuras alteram as propriedades mecânicas do material. Ma et al. (2014) definem a degradação do concreto como uma função do número de ciclos, conforme ilustrado na Figura 68.

Na figura, percebe-se que o módulo de elasticidade de fadiga do concreto apresenta uma taxa de diminuição quase que constante com o aumento das cargas cíclicas até próximo ao número de ciclos que levaria a ruptura por fadiga do material. Após essa fase, o módulo de fadiga diminui drasticamente.

Para a presente pesquisa adotou-se inicialmente como fator degradante do concreto uma perda de 10% em seu módulo de elasticidade após 50 anos de utilização da estrutura. Para um cenário de maior degradação, considerou-se também perda de 20% do módulo de elasticidade em 50 anos de utilização da estrutura.

Figura 68 – Degradação do módulo de elasticidade do concreto.



Fonte: Junges (2017) adaptado de Ma et al. (2014).

Onde:

E – módulo de elasticidade;

E_f – módulo de elasticidade de fadiga;

N – número de ciclos de fadiga;

N_f – número de ciclos até a falha.

5.4. Resumo do método proposto e cenários de degradação a serem analisados

De posse do modelo numérico, do modelo matemático de previsão de vida útil e considerando penalizações nas propriedades dos elementos estruturais, foram obtidas as projeções de vida útil à fadiga para a estrutura modelo analisada. O método empregado se baseou em duas fases de análises, a saber:

Fase 1 - Quanto à redução vida útil devido à mudança normativa

Primeiramente obteve-se a deformação na barra de aço mais solicitada dentre as barras da armadura de flexão da viga longarina mais solicitada, ao se carregar o modelo numérico com as cargas características do trem-tipo TB-36. Tal barra encontrava-se na camada inferior.

Em seguida, obteve-se a deformação na mesma armadura, para as cargas do TB-45.

Com base nos valores de deformações obtidas foi possível estimar a quantidades de ciclos até a ruptura por fadiga do material para ambos os casos de carregamento calculando-se o N_f na Equação 15.

No intuito de se determinar a vida útil, considerou-se uma probabilidade de falha da ordem de 1×10^{-5} . Tal probabilidade corresponde a um índice de confiabilidade (β) de 4,2. Valor este de β , tido como de baixo risco à segurança estrutural como descrito em JCSS (2001).

Em seguida, determinou-se o tempo necessário (em anos) para se atingir tal quantidade de ciclos. Assim, foi possível estimar a redução de vida útil à fadiga em função da mudança do TB-36 para o TB-45.

O número de ciclos diários ($N_{\text{ciclos/dia}}$) que a estrutura (modelo numérico) sofre foi adotado conforme resultados apresentados por Junges (2017). Dentre as duas OAEs estudadas pelo autor, adotou-se para este trabalho os resultados referentes à Ponte sobre o rio Itinguijada devido a mesma possuir arranjo estrutural semelhante à ponte representativa deste trabalho, ou seja, duas vigas longarinas em concreto armado, e por ambas terem sido projetadas com TB-36.

Os resultados obtidos por Junges (2017) em sua análise determinística são apresentados na Tabela 11, sendo VAFL o ponto limite de fadiga para amplitude variável. Este fator é utilizado para se estender a curva S-N no intuito de se considerar as variações de tensão que estão abaixo do limite de fadiga do material, pois, ciclos com amplitudes superiores ao limite de fadiga podem iniciar uma fissura e ciclos posteriores com amplitudes abaixo do limite de fadiga podem propaga-la, logo causando danos.

A partir dos resultados apresentados na Tabela 11, pode-se afirmar que considerar ciclos de tensão abaixo do nível VAFL15, ou seja, entre 1 e 10, não reduz significativamente a vida útil estimada. Deste modo, o autor assumiu o valor de 5.651 anos como vida útil a fadiga, o que corresponde na tabela a um $N_{\text{ciclos/dia}}$ de 1275,61. Assim sendo, para a presente pesquisa propõem-se a utilização de $N_{\text{ciclos/dia}} = 1275,61$.

Ressalta-se que tal consideração é uma forma simplificada de utilização dessa variável, pois, o ideal seria obter de maneira individualizada para cada OAE considerando as características de cada projeto, o volume de tráfego e peso dos veículos. Além disso, para este trabalho, para efeito de aproximação, considerou-se que tal valor de $N_{\text{ciclos/dia}}$ como sendo representativo de ciclos de tensão ou deformação.

Tabela 11 – Estimativa da vida útil da longarina V1 da ponte Itinguijada considerando majoração das tensões e degradação da estrutura de forma simplificada.

VAFL	$N_{\text{ciclos/dia}}$	Vida útil estimada (anos)
1	4435,89	5.493
2	4210,64	5.493
3	3789,04	5.493
4	3359,29	5.493
5	3071,71	5.493
10	2016,11	5.511
15	1275,61	5.651
20	554,86	6.495
25	204,79	8.296
30	93,21	11.234
33	49,39	15.580
35	29,25	21.023
40	6,43	52.866
45	1,57	135.849
50	0,21	601.902

Fonte: Adaptado de Junges (2017).

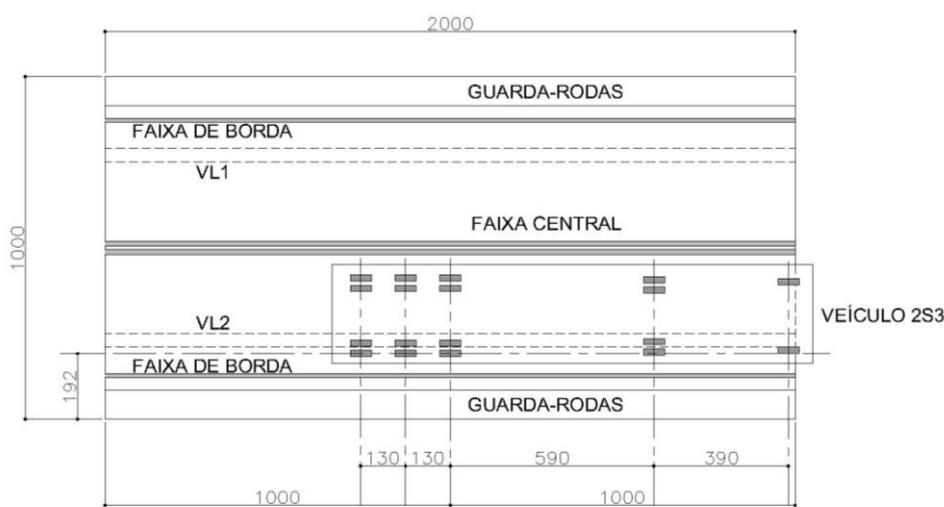
Fase 2 - Quanto à redução de vida útil devido à presença de danos na estrutura

Obteve-se a deformação na barra de aço mais solicitada aplicando à estrutura o carregamento de um veículo real representativo da frota brasileira. Tal barra encontrava-se na camada inferior. Como veículo representativo, adotou-se o veículo 2S3 por ser um veículo com considerável frequência de tráfego. Quanto ao peso total para o veículo, adotou-se 332 kN.

O posicionado do veículo 2S3 sobre a laje no modelo numérico foi feito conforme Figura 69. Tal posicionamento foi adotado por proporcionar maiores níveis de solicitação na armadura de flexão da viga longitudinal.

Ressalta-se que os carregamentos tanto dos trens-tipos quanto do veículo real foram majorados pelo coeficiente de impacto vertical.

Figura 69 – Posicionamento do veículo 2S3 sobre a OAE (dimensões em cm).



Assim, foi possível a obtenção das deformações para o caso da estrutura solicitada pelo veículo real, sem acrescentar as penalizações ao modelo numérico e acrescentando os cenários A e B de degradação. Com base nas deformações obtidas, calculou-se a quantidade de ciclos até a falha por fadiga da armadura analisada, considerado novamente uma probabilidade de falha da ordem de 1×10^{-5} .

Neste trabalho, adotaram-se dois cenários de degradação da estrutura, conforme indicado na Tabela 12, sendo eles: cenários A e B. Para o cenário A, considerou-se a perda de seção de aço para cada barra da camada inferior das armaduras de flexão conforme equação 33 e cálculos apresentados no Apêndice B. Tal perda de seção por corrosão foi estimada considerando que a estrutura da OAE representativa se apresenta com 50 anos de utilização. Considerou-se também a redução em 10% do módulo de elasticidade do concreto para toda a estrutura e, incorporou-se ao modelo a perda de aderência entre o concreto e o aço das armaduras de flexão das vigas longitudinais segundo modelo proposto por Díaz de Terán e Haach (2018). O cenário B diferencia-se do cenário A quanto ao nível de corrosão das armaduras de flexão, sendo considerado 50% de corrosão da camada

inferior das armaduras longitudinais, e degradação em 20% no módulo de elasticidade do concreto.

Tabela 12 – Cenários de degradação da estrutura a serem analisados.

Cenário	Descrição
A	CORROSÃO: Redução das barras da camada inferior conforme cálculos apresentados no Apêndice B, em toda a extensão das armaduras. PERDA DE ADERÊNCIA: Armaduras de flexão das vigas longarinas. DEGRADAÇÃO DO MÓDULO DO CONCRETO: 10%.
B	CORROSÃO: Redução de 50% do diâmetro das barras da camada inferior, em toda a extensão das armaduras. PERDA DE ADERÊNCIA: Armaduras de flexão das vigas longarinas. DEGRADAÇÃO DO MÓDULO DO CONCRETO: 20%.

6. RESULTADOS

6.1. Redução de vida útil devido à mudança normativa

Nesta verificação da redução da vida útil desta estrutura modelo, foram analisadas as armaduras longitudinais no meio do vão da ponte, pois, estas apresentam os maiores esforços de flexão.

O modelo numérico foi carregado também considerando apenas o peso próprio da estrutura para efeito de obtenção da amplitude total de deformação (ε_a), pois, $\varepsilon_a = (\text{máxima deformação} - \text{mínima deformação})/2$. Assim sendo, a máxima deformação sofrida pelo material fica por conta do carregamento da estrutura pelo peso próprio mais a carga móvel do TB-36 ou do TB-45. Já a mínima deformação corresponde ao caso da estrutura sem cargas móveis, ou seja, sob a ação apenas do seu peso próprio.

Os valores de deformação obtidos se encontram na Tabela 13.

Tabela 13 – Valores de deformação na armadura mais solicitada – Redução de vida útil devido à mudança normativa.

Carregamento	Deformação Total
Peso próprio	$2,9266 \times 10^{-5}$
TB-36	$1,1864 \times 10^{-4}$
TB-45	$1,3276 \times 10^{-4}$

Percebe-se que o nível de deformação na armadura aumentou de $1,1864 \times 10^{-4}$ ao solicitar a estrutura com o TB-36 para $1,3276 \times 10^{-4}$ valendo-se do TB-45, portanto, ocasionando um aumento da ordem de 12%.

De posse das deformações obtidas e apresentadas na tabela anterior, pôde-se determinar a quantidade de ciclos até a falha do material calculando-se o N_f na equação 15. Tal quantidade de ciclos está apresentada na Tabela 14.

Tabela 14 – Quantidade de ciclos até a ruptura por fadiga da armadura para cada trem-tipo de projeto.

Carregamento	Nf (ciclos)
TB-36	$4,729 \times 10^7$
TB-45	$3,971 \times 10^7$

Assim sendo, pode-se dizer que a armadura analisada teria uma redução de vida útil de 16,03% caso a estrutura originalmente projetada pelo TB-36 fosse solicitada apenas pelo TB-45 durante sua vida útil de projeto.

No intuito de se obter uma estimativa do período de tempo necessário para se atingir os valores de Nf, utilizou-se o $N_{\text{ciclos/dia}}$ (Junges, 2017) mencionado ao final do capítulo anterior. Assim, obteve-se a projeção de vida útil conforme apresentado na Tabela 15.

Tabela 15 – Vida útil à fadiga da armadura analisada para cada trem-tipo de projeto.

Carregamento	Tempo de vida útil (anos)
TB-36	102
TB-45	86

Ressalta-se que o valor de $N_{\text{ciclos/dia}}$ foi determinado após a majoração dos histogramas de tensão obtidos no monitoramento da OAE Ponte sobre o Rio Itinguijada e também, considerando a degradação da estrutura de maneira simplificada, conforme previsto no Eurocode 2 (EUROCODE, 2004). Além disso, como simplificação, foi considerado o valor de $N_{\text{ciclos/dia}}$ como sendo constante, e obtido com base no volume de tráfego atual, todavia, o volume de tráfego nas rodovias mudou muito desde a época de inauguração da ponte monitorada, datada da década de 70, pois, nesta época o volume de tráfego era menor, portanto, a média diária de ciclos de fadiga também era menor. Assim sendo, o $N_{\text{ciclos/dia}}$ adotado resulta em um consumo mais rápido da vida a fadiga nas primeiras idades de utilização dessas estruturas.

Diante do exposto, o tempo de vida evidenciado na tabela anterior seria maior. Por exemplo, para o caso da Ponte sobre o Rio Itinguijada, considerando a mesma VAFL15, o $N_{\text{ciclos/dia}}$ obtido caso as ponderações / majorações não fossem aplicadas foi algo da ordem de 100 ciclos, assim sendo, os valores de tempo de vida útil apresentados na Tabela 15 seriam algo em torno de 10 vezes maiores.

Portanto, a estrutura analisada neste trabalho possui baixo risco de ocorrência de falha à fadiga em seus elementos estruturais durante sua vida útil de projeto. Junges (2017) aponta como vida útil de projeto 50 anos para estas estruturas antigas projetadas para o TB-36.

Vale ressaltar que, como elementos constituintes da ponte representativa, adotou-se o aço CA-50 e o concreto com f_{ck} de 25 MPa, ou seja, são materiais com resistência mecânica superiores ao utilizado em projetos de pontes do início da década de 70. Assim sendo, é de se esperar que a ponte representativa modelada possua vida útil à fadiga superior em comparação com pontes efetivamente projetadas e executadas na década de 70.

6.2. Redução de vida útil devido à presença de danos na estrutura

Nesta verificação da redução da vida útil desta estrutura modelo, foram analisadas as armaduras longitudinais. O ponto de corte com os maiores esforços de flexão se deu a 0,65 m do meio da estrutura, sentido traseira do veículo, ou seja, a 9,35 m da cabeceira da ponte.

Os resultados de deformação para a armadura mais solicitada encontram-se na Tabela 16.

Tabela 16 – Valores de deformação na armadura mais solicitada - Redução de vida útil devido à presença de danos na estrutura.

Carregamento	Deformação Total (Peso próprio)	Deformação Total (Veículo 2S3)
Veículo 2S3 + MODELO SEM DANOS	$3,0409 \times 10^{-5}$	$6,9068 \times 10^{-5}$
Veículo 2S3 + DANO CENÁRIO A	$3,2836 \times 10^{-5}$	$7,4978 \times 10^{-5}$
Veículo 2S3 + DANO CENÁRIO B	$3,5223 \times 10^{-5}$	$8,3799 \times 10^{-5}$

De posse das deformações obtidas e apresentadas na Tabela 16, pôde-se determinar a quantidade de ciclos até a falha do material calculando-se o N_f na equação 15. Tal quantidade de ciclos está apresentada na Tabela 17.

Tabela 17 – Quantidade de ciclos até a ruptura por fadiga da armadura – carregamento conforme veículo 2S3.

Carregamento	N_f (ciclos)
Veículo 2S3 + MODELO SEM DANOS	$1,478 \times 10^8$
Veículo 2S3 + DANO CENÁRIO A	$1,298 \times 10^8$
Veículo 2S3 + DANO CENÁRIO B	$1,055 \times 10^8$

Comparando a quantidade de ciclos obtida para o carregamento da estrutura com o veículo 2S3+MODELO SEM DANOS com o resultado obtido para o cenário de dano A obteve-se uma redução de vida útil, em termos percentuais, de 12,18%. Já em comparação do modelo sem danos com o cenário de dano B, a redução de vida útil foi de 28,62%.

No intuito de se obter uma estimativa do período de tempo necessário para se atingir os valores de N_f , utilizou-se o $N_{\text{ciclos/dia}}$ mencionado ao final do capítulo anterior. Assim, obteve-se a projeção de vida útil conforme apresentado na Tabela 18. Lembrando que tal valor de $N_{\text{ciclos/dia}}$ foi determinado após a majoração dos histogramas de tensão obtidos no monitoramento da OAE Ponte sobre o Rio Itinguijada e também, considerando a degradação da estrutura de maneira simplificada, conforme previsto no Eurocode 2 (EUROCODE, 2004). Além disso, como simplificação, foi considerado o valor de $N_{\text{ciclos/dia}}$ como sendo constante.

Tabela 18 – Vida útil à fadiga da armadura analisada - carregamento da estrutura com o veículo 2S3.

Carregamento	Tempo de vida útil (anos)
Veículo 2S3 + MODELO SEM DANOS	318
Veículo 2S3 + DANO CENÁRIO A	279
Veículo 2S3 + DANO CENÁRIO B	227

Assim sendo, mesmo ao acrescentar penalizações nos elementos estruturais, não se espera ruptura por fadiga durante a vida útil de projeto para a estrutura analisada.

7. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

O objetivo central do presente estudo foi estimar a redução de vida útil à fadiga que uma ponte representativa do estoque de estruturas da malha rodoviária brasileira tenha sofrido em decorrência da evolução do trem-tipo de projeto e devido aos danos acumulados na estrutura após 50 anos de utilização dessa ponte.

Para isso, foi feita modelagem tridimensional da superestrutura da ponte em programa de elementos finitos. Recursos de modelagem foram adotados no intuito de se simular o comportamento não linear do concreto e para introduzir penalizações ao modelo numérico. A redução de vida foi estimada com base nas deformações obtidas no modelo numérico e valendo-se de campos de probabilidade de falha para o AÇO SAE1137. Adotou-se o SAE 1137 por ser um material que possuía curvas de probabilidade de falha já determinadas e encontradas na literatura. Além disso, este foi o material que mais se aproximou da composição química e comportamento mecânico do aço CA-50 utilizado na modelagem numérica.

7.1. Conclusões sobre a modelagem numérica

Para a presente pesquisa utilizou-se técnicas de modelagem comumente empregadas na criação de elementos de concreto e aço no programa de elementos finitos ABAQUS. Assim sendo, foi possível a implementação numérica do modelo tridimensional da superestrutura da OAE estudada. O modelo numérico foi idealizado buscando-se obter um comportamento estrutural próximo ao de uma estrutura real. Todavia, como o objetivo desta pesquisa não contemplou o monitoramento de uma ponte real com as mesmas características de projeto da OAE modelada, não foi possível se determinar o nível de precisão da modelagem feita.

7.2. Conclusões sobre as penalizações impostas aos elementos estruturais

Dentre as penalizações impostas ao modelo numérico, em específico quanto à corrosão de armaduras, com o modelo de cálculo adotado foi possível estimar o período de tempo necessário para a ocorrência da despassivação das

armaduras no elemento de estudo, ou seja, a viga longarina. Além disso, foi possível estimar a redução de seção na camada inferior das armaduras de momento positivo das vigas longarinas em função do avanço do processo corrosivo. Lembrando que o tempo para despassivação das armaduras foi de aproximadamente 20 anos e que nos 30 anos seguidos, ou seja, totalizando 50 anos de operação da estrutura, a redução de seção obtida foi de 1 mm em cada armadura da camada inferior.

Quanto à simulação da perda de aderência entre concreto e aço, utilizou-se um modelo aplicável em simulações numéricas para casos nos quais o aço encontra-se totalmente imerso no elemento de concreto, proposto por Díaz de Terán e Haach (2018). O modelo utilizado foi capaz de atender ao objetivo proposto. Entretanto, neste estudo não foi verificado qual o percentual de ganho em termos de exatidão de resultados que tal simulação proporcionou.

Referente à degradação do módulo de elasticidade do concreto, adotou-se uma redução de 10% e 20%. Ressalta-se que após pesquisas na literatura não foram obtidos trabalhos que apontassem com maior exatidão a quantidade total de ciclos de fadiga que as nossas OAEs já possam ter experimentado, para então, melhor estimar o valor de degradação desse parâmetro. Assim sendo, futuras pesquisas poderão surgir para melhor assegurar se os valores adotados de fato são representativos para as condições da estrutura estudada.

7.3. Conclusões sobre a redução de vida útil e segurança da ponte estudada

Quanto à redução de vida útil à fadiga em decorrência da mudança do trem-tipo de projeto, obteve-se que a implementação do TB-45 não resultou no comprometimento da vida útil de projeto da ponte estudada (50 anos).

Quanto aos valores de deformação, os resultados mostraram que o trem-tipo TB-45 em comparação com o TB-36, ocasionou um aumento no nível de deformação da armadura analisada em 12%.

Para a simulação da estrutura carregada com o veículo real 2S3 e considerando os cenários de degradação, os resultados de tempo de vida útil foram altos, sendo que no cenário mais desfavorável, considerando uma penalização mais acentuada nas propriedades dos elementos estruturais (cenário B), a vida útil obtida

foi acima de 200 anos, indicando que a estrutura em fase de operação no cenário analisado possui uma grande reserva de capacidade à fadiga.

7.4. Conclusões sobre a metodologia para obtenção da quantidade de ciclos até a falha por fadiga

O método empregado foi uma análise determinística baseada em campos de probabilidade de falha para o AÇO SAE 1137. Assim sendo, a quantidade de ciclos até a falha por fadiga obtida para a armadura do modelo numérico (aço CA-50), nos cenários analisados, devem ser entendidos como uma estimativa.

Estudos relacionados à previsão de vida útil a fadiga para estruturas já em fase de operação são difíceis de serem executados frente aos diversos fatores envolvidos, como por exemplo, quais os ensaios laboratoriais a serem empregados que de fato representarão o comportamento do material em sua fase de utilização, quais são as amplitudes a serem investigadas, e para o caso de pontes, há também incertezas quanto a possíveis divergências entre estrutura projetada e executada, falhas executivas, caracterização do tráfego sobre a estrutura, quantidade de ciclos diários experimentados pela estrutura e a degradação em seus elementos constituintes. Assim, qualquer mudança no entendimento de um desses fatores pode resultar em drásticas variações nos resultados a serem obtidos.

7.5. Recomendações para trabalhos futuros

Recomenda-se que novos trabalhos sejam feitos buscando-se estimar a quantidade de ciclos de fadiga já experimentados pelas OAEs da malha rodoviária brasileira.

Para melhor caracterizar o comportamento à fadiga dos materiais, recomenda-se a execução de mais ensaios em corpos de prova de concreto, para diversos valores de resistência. Para o aço, recomendam-se ensaios considerando os tipos de aço utilizados no Brasil bem como varrendo todas as bitolas comerciais.

Isto feito, modelos de probabilidade de falhas poderão ser determinados representando com melhor exatidão o comportamento dos materiais e prever futuras falhas / rupturas por fadiga.

Nesta mesma linha, de posse de um modelo probabilístico mais real às condições das nossas estruturas, pode-se determinar o ganho de vida útil que um futuro reforço possa gerar na estrutura após se adequar a OAE ao TB-45, ou mesmo, ser um critério para adoção de um dado tipo de reforço.

Finalizando, recomenda-se que novas pesquisas referentes a projeções de vida útil sejam realizadas considerando as demais tipologias de seção transversal das estruturas da malha rodoviária brasileira, como por exemplo, para estruturas em grelha, seção celular, laje maciça, etc., e também, analisando outros cenários de penalização dos elementos estruturais.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABAQUS/ ABAQUS standard. V. 2016. D. Systems editor.

AHI, A. J. F. **Análise de Fadiga em Pontes Rodoviárias de Concreto Armado**. 2009. 154p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2009.

ALBUQUERQUE, I. M. **Determinação da vida útil à fadiga em ponte de concreto armado considerando o espectro de veículos reais**. 2012. 81p. Trabalho de conclusão de curso em engenharia civil (Monografia). Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO). **Load and Resistance Factor Design (LRFD): Bridge Design Specifications**. Washington, 2002.

_____. **LRFD Bridge Design Specifications**. 7 ed. Washington, 2014.

_____. **The manual for bridge evaluation**. 2 ed. Washington, 2011.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS – ASTM. **E 1823 - Standard Terminology Relating to Fatigue and Fracture Testing**. ASTM International, West Conshohocken, PA, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NB-1 – Projeto e execução de obras de concreto armado – Procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 1978.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NB-2 – Cálculo e execução de pontes de concreto armado**. Rio de Janeiro: ABNT, 1943.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NB-2 – Cálculo e execução de pontes em concreto armado.** Rio de Janeiro: ABNT, 1961.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 7187 – Projeto e execução de pontes em concreto armado e protendido.** Rio de Janeiro: ABNT, 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 7187 – Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido - procedimento.** Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NB-6 – Carga Móvel em Pontes Rodoviárias.** Rio de Janeiro: ABNT, 1943.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NB-6 – Carga Móvel em Pontes Rodoviárias.** Rio de Janeiro: ABNT, 1950.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NB-6 – Carga Móvel em Pontes Rodoviárias.** Rio de Janeiro: ABNT, 1960.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 7188 – Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestres.** Rio de Janeiro: ABNT, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 7188 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas.** Rio de Janeiro: ABNT, 2013.

BARONI, H. J. M.; SILVA FILHO, L. C. P.; GASTAL, F. P. S. L. **Vida útil de fadiga de elementos estruturais de concreto armado de pontes rodoviárias.** Anais do 51^º congresso brasileiro do concreto, IBRACON, 2009. Disponível em: <https://www.researchgate.net/publication/283732783_Vida_util_de_fadiga_de_elem

[entos estruturais de concreto armado de pontes rodovias>](#). Acesso em: 09 set. 2016.

BASTIDAS-ARTEAGA, E. SCHOEFS, E. STEWART, M. G. WANG, X. **Influence of global warming on durability of corroding RC structures: A probabilistic approach**. Engineering Structures, v. 51, p. 259–266, 2013.

BATISTA, R. D. **Simulação numérica de vigas t em concreto armado reforçadas ao cisalhamento com compósito de fibra de carbono (cfrp) utilizando o modelo concrete damaged plasticity (cdp)**. 2017. 91p. Monografia (Bacharel em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2017.

CALLISTER Jr., W. D. **Ciência e Engenharia de Materiais: Uma introdução**. 5. ed. Rio de Janeiro: LTC – Livros Técnicos e Científicos S.A., 2002, 589p.

CALLISTER, W. D. **Materials science and engineering: an introduction**. 7ed. New York: John Wiley & Sons, 2007.

CARNIO, M. A. **Propagação de trinca por fadiga do concreto reforçado com baixos teores de fibra**. 2009. 145p. Tese (Doutorado em Engenharia Mecânica). Faculdade de Engenharia Mecânica, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2009.

CARVALHO, L. G. S. **Resistência à corrosão dos aços CA24 e CA50 frente à ação dos cloretos**. 2014. 159p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2014.

CAVALCANTI, P. DE SÁ P. **Investigação experimental da fadiga ao cisalhamento em lajes de pontes com pré-lajes**. 2011. 209p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

CERQUEIRA, R. **Problema em apoio pode ter provocado queda de viaduto em SP, diz especialista.** Disponível em: <<https://g1.globo.com/sp/sao-paulo/noticia/2018/11/15/especialista-diz-que-problema-em-apoio-provocou-queda-de-viaduto-em-sp.ghtml>>. Acesso em: 31 mar. 2019.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **CEB-FIP Model Code 1990.** Thomas Telford Services Ltd., London, Great Britain, 1993.

DANTAS, J. P. R. **Investigação experimental da fadiga em lajes de pontes armadas com barras ou telas soldadas.** 2010. 136p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES - DNIT. **Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias.** Instituto de Pesquisas Rodoviárias. Publicação IPR-709. 2 ed. Rio de Janeiro, 2004.

DÍAZ DE TERÁN, J. R.; HAACH, V. G. **Equivalent stress-strain law for embedded reinforcements considering bondslip effects.** Journal Engineering Structures, vol. 165, 7p, 2018.

EL DEBS M.K.; TAKEYA, T. **Introdução às pontes de concreto. Texto provisório de apoio à disciplina de pontes.** SET 412. (Apostila). São Carlos. 2010.

EN 1991-2. **Eurocode 1: Action on structures – Part 2: Traffic loads on bridges.** Brussels: European Committee for Standardization (CEN), 2003.

EN 1992-1-1. **Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings.** Brussels: European Committee for Standardization (CEN), 2004.

ENRIQUE CASTILLO et al. **A general regression model for statistical analysis of strain–life fatigue data.** Materials Letters 62, 3639–3642, 2008.

HERNÁN PINTO et al. **Analysis of constant and variable amplitude strain-life data using a novel probabilistic Weibull regression model.** Journal of Pressure Vessel Technology, vol. 132, 10p, 2010.

HIGGINS, C. FARROW III, W. C. NICHOLAS, B. S. POTISUK, T. **High-Cycle Fatigue of Diagonally Cracked RC Bridge Girders: Laboratory Tests.** Journal of Bridge Engineering, v. 11, n. 6, p. 699-706, 2006.

HORDIJK, D. A. **Local Approach to Fatigue of Concrete.** Doctor dissertation, Delft University of Technology, The Netherlands.1991.

International Federation for Concrete Structure (fib) Bulletin 34: **Model Code for Service Life Design.** Lausanne, 2006.

JCSS – JOINT COMMITTEE ON STRUCTURAL SAFETY. **Probabilistic Model Code.** 12th. Draft, 2001, 172p.

JUNGES, P. **Análise de fadiga em pontes curtas de concreto armado a partir de dados de sistemas b-wim.** 2017. 224p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2017.

KUMPOOPONG, R. HERABAT, P. **Finite-Element Analysis for Fatigue Evaluation of Reinforced Concrete Bridge Deck.** Advances in Structural Engineering, v. 13, n. 6, p. 1017–1031, 2010.

LEE, J. FENVES, G. L. **Plastic-damaged model for cyclic loading of concrete structures.** Journal of Engineering Mechanics. 1998.

LEITÃO F. N. **Verificação à Fadiga de Pontes Rodoviárias Mistas (Aço-Concreto)**. 2009. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2009.

LUBLINER, J. OLIVER, J. OLLER, S. OÑATE, E. **A plastic-damaged model for concrete**. International Journal of Solids and Structures. Great Britain, v. 25, n. 3, p. 299-326, 1989.

MA, Y. XIANG, Y. WANG, L. ZHANG, J. LIU, Y. **Fatigue life prediction for aging RC beams considering corrosive environments**. Engineering Structures, v. 79, p. 211-221, 2014.

MENDES, P. T. C. **Contribuição para um modelo de gestão de pontes de concreto aplicado à rede de rodovias brasileiras**. 2009. 235p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2009.

MINER, M.A: **Cumulative damage in fatigue**. Journal of Applied Mechanics, Transactions of the ASME, vol 12, nº1, March 1945, A159-A164.

NASCIMENTO FILHO, A. C. C. **Análise de confiabilidade de um componente estrutural automotivo**. 2011. 110p. Dissertação (Mestrado em Gestão e Tecnologia Industrial). Faculdade de Tecnologia SENAI-CIMATEC, Salvador, 2011.

OLIVEIRA FILHO, J. et al. **Análise numérica e experimental da evolução de flechas de vigas de concreto armado sob ações cíclicas repetidas**. Ibracon, revista de estruturas e materiais, V.4, n.5, p.709-734, 2011.

PAPADAKIS, V. G. FARDIS, M. N. VAYENAS, C. G. **Effect of composition, environmental factors and cement-lime mortar coating on concrete carbonation**. Materials and Structures, v. 25, p. 293–304, 1992.

PEREIRA DA SILVA, H. **Simulação numérica do comportamento de conectores de cisalhamento tipo crestbond**. 2013. Dissertação em engenharia civil (Mestrado). Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2013.

PETRAUSKI, M. C. **Simulação numérica do comportamento de vigas mistas de aço e concreto com conectores Crestbond**. Tese (Doutorado) — Universidade Federal de Viçosa, 244p, 2016.

PFEIL, W. **Pontes em concreto armado**. 1. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S.A. 1979.

PORTELA, E. L. BITTENCOURT, T. N. BECK, A. T. **Time-dependent probabilistic modeling of corrosion propagation for service life prediction in RC structures**. In: International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management, 8, 2016, Foz do Iguaçu. Taylor & Francis Group, Anais.

ROSSIGALI, C. E. **Estudos probabilísticos para modelos de cargas móveis em pontes rodoviárias no Brasil**. 2006. Dissertação em engenharia civil (Mestrado). Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

SANTOS JUNIOR, P. S. M. **Análise computacional de lajes lisas de concreto armado submetidas as ações verticais e horizontais**. 2019. Dissertação em engenharia civil (Mestrado). Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2019.

SASAKI, K. K. PARET, T. ARAIZA, J. C. HALS, P. **Failure of concrete T-beam and box-girder highway bridges subjected to cyclic loading from traffic**. Engineering Structures, v. 32, n. 7, p. 1838–1845, 2010.

SIMULIA. **Abaqus analysis user's manual**. USA, 2012.

STEWART, M. G. TEPLY, B. KRÁLOVÁ, H. **The Effect Of Temporal And Spatial Variability Of Ambient Carbon Dioxide Concentrations On Carbonation Of RC**

Structures. In: International conference on durability of building materials and components, 9, 2002, Brisbane. Anais.

STEWART, M. G. WANG, X. NGUYEN, M. N. Climate Change Impact and Risks of Concrete Infrastructure Deterioration. Manuscript submitted to Engineering Structures, March, 2010. Disponível em: <<https://publications.csiro.au/rpr/download?pid=csiro:EP101172&dsid=DS1>>. Acesso em: 28 jul. 2019.

VU, K. A. T. STEWART, M. G. **Structural reliability of concrete bridges including improved chloride-induced corrosion models.** Structural Safety, v. 22, n. 4, p. 313–333, 2000.

YOON, I. S. ÇOPUROĞLU, O. PARK, K. B. **Effect of global climatic change on carbonation progress of concrete.** Atmospheric Environment, v. 41, p. 7274–7285, 2007.

**APÊNDICE A – CÁLCULO ESTRUTURAL DA OAE REPRESENTATIVA
ADOTADA**

As propriedades mecânicas dos materiais (concreto e aço) utilizados no projeto estrutural da superestrutura da OAE encontram-se especificadas nas Tabelas 19 e 20. Ressalta-se que devido à indisponibilidade de um projeto original de uma OAE construída na década de setenta para consulta, foram adotados os materiais conforme indicados nas tabelas.

Tabela 19 – Propriedades mecânicas do concreto.

PROPRIEDADE	CONCRETO
f_{ck} (MPa)	25,00
E_c (MPa)	23.800,00
Coef. Poisson (ν)	0,2

Tabela 20 – Propriedades mecânicas das armaduras.

PROPRIEDADE	AÇO
Tipo	CA-50
E_a (GPa)	210,00
Coef. Poisson (ν)	0,3

Sendo:

E_c = módulo de elasticidade do concreto;

E_a = módulo de elasticidade do aço;

ν = coeficiente de Poisson.

1) Cargas permanentes

Para o cálculo das cargas permanentes (CP), serão considerados:

a) Peso específico do concreto armado = 25 kN/m³

b) Peso específico do pavimento flexível = 24 kN/m³

- VIGAS LONGARINAS + LAJES (CP_{VL}): Para as cargas permanentes distribuídas em cada viga longitudinal foi usada a área da seção transversal dos elementos e o peso dividido entre duas vigas:

$$CP_{VL} = 2,43\text{m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 60,80\text{kN/m} \text{ (distribuída ao longo da viga);}$$

- PAVIMENTO (CP_{PV}):

$$CP_{PV} = 0,21\text{m}^2 \times 24 \text{ kN/m}^3 = 5,04 \text{ kN/m} \text{ (distribuída ao longo da viga);}$$

- GUARDA-CORPOS (CP_{GC}):

$$CP_{GC} = \frac{0,088\text{m}^3 \times 25 \text{ kN/m}^3}{2\text{m}} = 1,1\text{kN/m} \text{ (distribuída ao longo da viga);}$$

- VIGAS TRANSVERSINAS (CP_{VT}):

$$CP_{VT} = 0,33\text{m}^2 \times 2,5\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 = 20,63 \text{ kN} \text{ (concentrada);}$$

Total de carga permanente distribuída:

$$g = 60,80 + 5,04 + 1,10 = 66,94 \text{ kN}$$

2) Cargas móveis de projeto

- Coeficiente de impacto φ para vão L de 20 m:

$$\varphi = 1,4 - 0,007 \times 20 = 1,26;$$

- Carga por roda do trem-tipo classe 36 da NB-6 de 1960:

$$60 \text{ kN/roda} \times \varphi = 75,60 \text{ kN/roda}$$

- Multidão:

Multidão p na rota de tráfego do trem-tipo de projeto:

$$5 \times \varphi = 6,30 \text{ kN/m}^2$$

Multidão p' fora da rota de tráfego do trem-tipo de projeto:

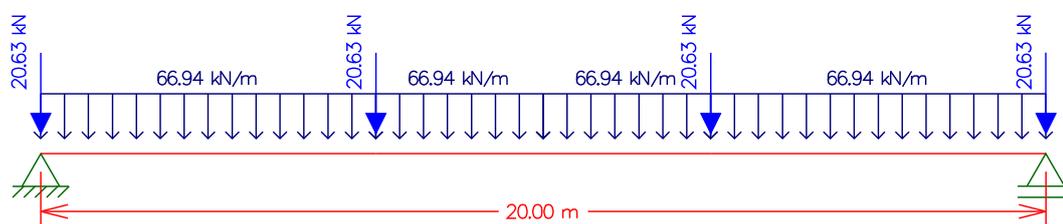
$$3 \times \varphi = 3,78 \text{ kN/m}^2$$

Multidão nos passeios = 3,00 kN/m².

3) Cálculo dos esforços na viga longarina

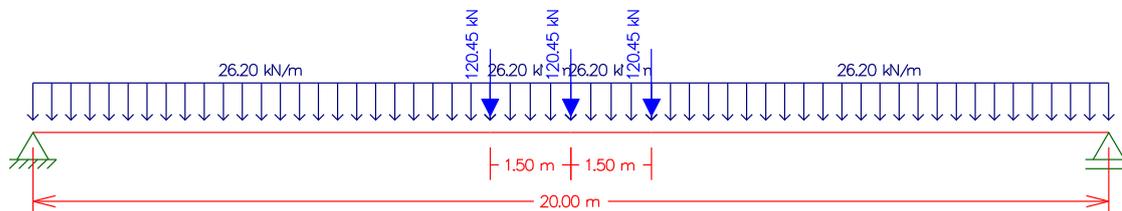
Com as cargas listadas nos itens anteriores, a viga possui o seguinte esquema estático para cargas permanentes e para cargas móveis, conforme Figuras 70 e 71. Em seguida, nas Figuras 72 e 73, é apresentado os esforços de projeto.

Figura 70 – Esquema estático para cargas permanentes.



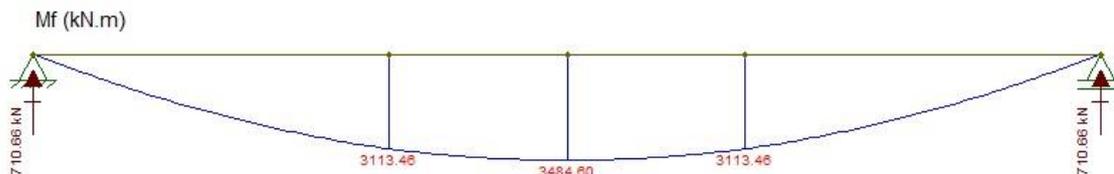
Fonte: Dados do autor.

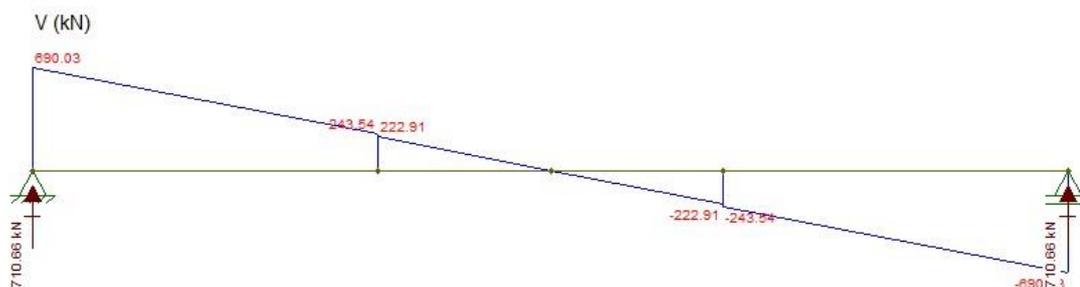
Figura 71 – Esquema estático para cargas móveis.



Fonte: Dados do autor.

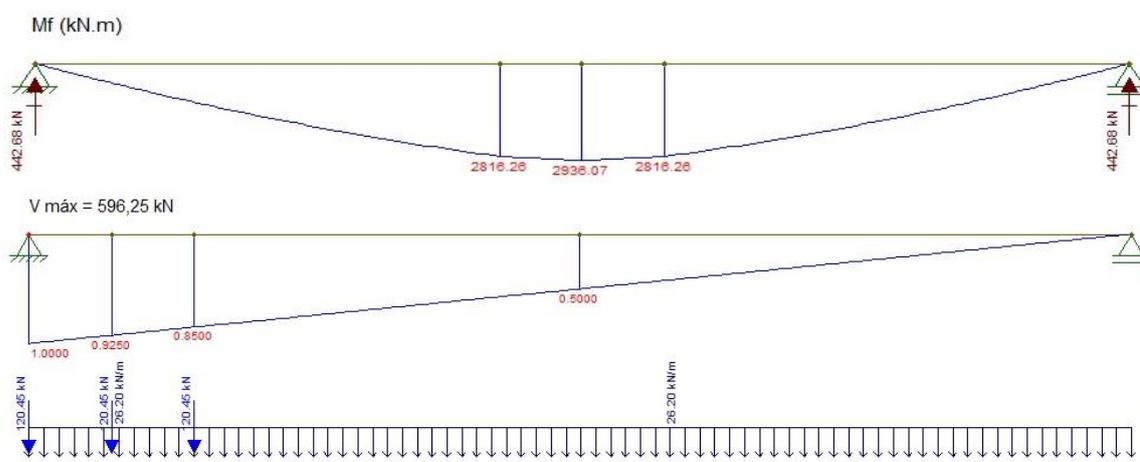
Figura 72 – Esforços de projeto devido as cargas permanentes.





Fonte: Dados do autor.

Figura 73 – Esforços de projeto devido as cargas móveis.



Fonte: Dados do autor.

4) Cálculo das armaduras da viga longitudinal

Para o cálculo das armaduras transversais e longitudinais, foram considerados os seguintes valores para a característica dos materiais:

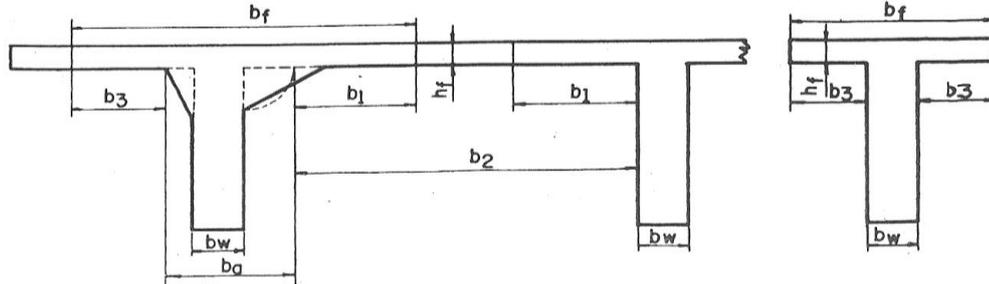
Concreto de $f_{ck} = 25$ MPa;

Aço com $f_{yk} = 500$ MPa (aço CA-50);

Seção inicial de cálculo:

Foi considerada a largura colaborante b_f de acordo com a norma de concreto vigente na época, ou seja, a NB1 de 1978, exemplificado na Figura 74.

Figura 74 – Largura da mesa colaborante segundo a NB-1 de 1978.



Fonte: ABNT NB1, 1978.

$$b_1 \leq \begin{cases} 0,1 \times L = 2,00\text{m}; \\ 8 \times h_f = 2,00\text{m} \\ 0,5 \times b_2 = 2,50\text{m} \end{cases} \quad b_3 \leq \begin{cases} 0,1 \times L = 2,00\text{m}; \\ 6 \times h_f = 1,50\text{m} \end{cases}$$

$$b_a = 0,40 + 0,15 + 0,15 = 0,70 \text{ m}$$

Sendo:

b_2 = distância entre as faces das almas das vigas;

b_w = espessura da alma da viga;

b_a = b_w + menores catetos das mísulas;

h_f = espessura da laje;

L = vão teórico da viga sem momentos fletores nos apoios;

$$\text{Logo, } b_f = b_a + b_1 + b_3 = 0,70 + 2,00 + 1,50 = 4,20 \text{ m.}$$

$$M_{sd} = 3484,60 \times 1,4 + 2936,07 \times 1,4 = 8.988,94 \text{ kNm};$$

$$V_{sd} = 690,03 \times 1,4 + 596,25 \times 1,4 = 1.800,79 \text{ kN};$$

Armadura longitudinal positiva:

$A_{s,l, \text{calc}} = 100,08 \text{ cm}^2$, efetivamente, adotou-se 24 barras de 25 mm, ou seja, $A_{s,l, \text{efetivo}} = 120 \text{ cm}^2$ de armadura longitudinal.

Armadura transversal:

$A_{s,v, \text{calc}} = 14,05 \text{ cm}^2/\text{m}$, na região mais solicitada.

Adotou-se 1 ϕ 10 c/10 cm, equivalente a 16,00 cm^2/m

Armadura de pele:

$$A_{s_{pele}} = 0,1\% \times A_{c, alma} = 0,001 \times 40 \times 225 = 9 \text{ cm}^2/\text{face}$$

Adotou-se $2 \times 8\phi 12,5$, equivalente a $10 \text{ cm}^2/\text{face}$

5) Cálculo das armaduras da viga transversina

Para o modelo de OAE adotado, as vigas transversinas não estão solidarizadas com a laje, ou seja, as mesmas não têm a função de apoio para a laje. Deste modo, as vigas transversinas possuem a função apenas de contraventamento das vigas longarinas.

Assim sendo, os cálculos de armação das transversinas puderam ser restritos apenas ao cálculo de armaduras mínimas.

Armação das transversinas:

$$A_{SVTC} = 0,15\% \times 20 \times 165 = 4,95 \text{ cm}^2$$

Adotou-se $4\phi 12,5$, equivalente a $5,00 \text{ cm}^2$

Armadura transversal:

$$A_{swmin} = 0,2 \times 0,3 \times ((25^{2/3})/500) \times 20 \times 100 \times \sin 90 = 2,05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adotou-se $\phi 6,3 \text{ c}/20$

Armadura de pele:

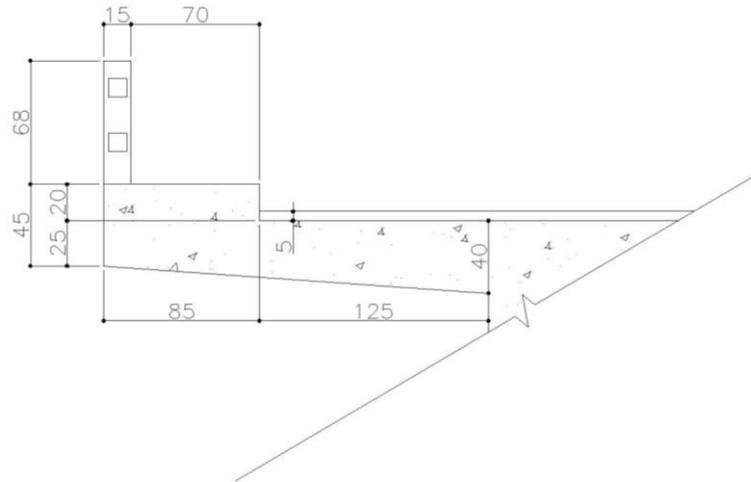
$$A_{spele} = 0,10\% \times 20 \times 165 = 3,30 \text{ cm}^2$$

Adotou-se $7\phi 8,0$, equivalente a $3,50 \text{ cm}^2$

6) Cálculo das armaduras da laje

a) Laje em balanço:

- Cargas permanentes:



$$x_{cg} = \frac{\frac{0,25 \times 2,10^2}{2} + \frac{0,15 \times 2,10}{2} \times \frac{2,10}{3}}{\left(\frac{0,25 + 0,40}{2}\right) \times 2,10} = 0,969 \text{ m}$$

$$M_{laje} = [0,20 \times 0,85 \times (1,25 + 0,425)] \times 2,50 + \left(\frac{0,40 + 0,25}{2}\right) \times 2,10 \times 0,969 \times 2,50 + 0,10 \times 0,20 \times 2,0 \times 25 = 24,65 \text{ kNm/m}$$

$$M_{pavimento} = 0,05 \times 1,25 \times 0,625 \times 24 = 0,94 \text{ kNm/m}$$

$$M_{guarda-corpos} = 2,00 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma M = 24,65 + 0,94 + 2,00 = 27,60 \text{ kNm/m}$$

- Cargas móveis:

Tabela de Rüsç (Tabela nº 98)

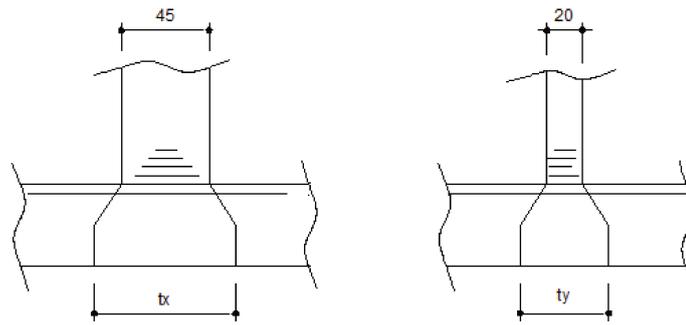
Coefficiente de Impacto

$$\varphi = 1,4 - 0,07 \times (2 \times 1,25) = 1,3825$$

$$\text{Rodas} = 1,3825 \times 60 = 82,95 \text{ kN}$$

$$\text{Multidão: } p = 1,3825 \times 5,0 = 6,91 \text{ kN/m}^2$$

$$p' = 1,3825 \times 3,0 = 4,15 \text{ kN/m}^2$$



$$t_x = 45 + 2 \times (5 + 36/2) = 91 \text{ cm}$$

$$t_y = 20 + 2 \times (5 + 36/2) = 66 \text{ cm}$$

$$t = \sqrt{t_x t_y} = \sqrt{91 \times 66} = 77,50 \text{ cm}$$

$$l_x/a = 125/200 = 0,625$$

$$t/a = 77,50/200 = 0,3875$$

$-M_{xe}$ (engastamento)

t/a	0,250	0,3875	0,50
l_x/a			
-	-	-	-
0,625	0,67	X	0,60
-	-	-	-

$$k_{xe}^p = \emptyset$$

$$k_{xe}^{pr} = \emptyset$$

$$X = 0,632$$

$$M_{xe} = 0,632 \times 82,95 = -52,42 \text{ kNm/m}$$

$+M_{yR}$ (borda livre)

t/a	0,25	0,3875	0,50
l_x/a			
-	-	-	-
0,625	0,287	Y	0,160
-	-	-	-

$$Y = 0,217$$

$$+M_{yR} = 0,217 \times 82,95 = 18,00 \text{ kNm/m}$$

$+M_{xm}$ (meio da laje)

t/a	0,250	0,3875	0,50
l_x/a			
-	-	-	-
0,625	0,061	Z	0,033
-	-	-	-

$$Z = 0,0456$$

$$+M_{xm} = 0,0456 \times 82,95 = 3,78 \text{ kNm/m}$$

$+M_{ym}$ (meio da laje)

$$k_{yR}^p = \emptyset$$

$$k_{yR}^{p'} = \emptyset$$

$$k_{xm}^p = \emptyset$$

$$k_{xm}^{p'} = \emptyset$$

t/a	0,250	0,3875	0,50
l_x/a			
-	-	-	-
0,625	0,097	W	0,052
-	-	-	-

$$k_{ym}^p = \emptyset$$

$$k_{ym}^{p'} = \emptyset$$

$$W = 0,072$$

$$+M_{xm} = 0,072 \times 82,95 = 5,97 \text{ kNm/m}$$

RESUMO DOS ESFORÇOS:

$$-M_{xe} = 27,60 + 52,42 + 0,864 = 80,88 \text{ kNm/m}$$

$$+M_{yr} = 18,00 \text{ kNm/m}$$

$$+M_{xm} = 3,78 \text{ kNm/m}$$

$$+M_{ym} = 5,97 \text{ kNm/m}$$

b) Laje central:



$$\varepsilon = l_y / l_x = 2000 / 540 = 3,70 = \infty$$

- Cargas permanentes:

$$\text{Laje } P_p = 0,25 \times 25 = 6,25 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Pavimento} = 0,05 \times 24 = 1,20 \text{ kN/m}^2$$

$$g = 6,25 + 1,20 = 7,45 \text{ kN/m}^2$$

- Cargas móveis:

Coeficientes

$$K_{xm} = 0,0417$$

$$K_{xe} = - 0,0833$$

$$K_{ym} = 0,0069$$

Momentos

$$M_{xm} = k_{xm} \times g \times l_x^2 = 0,0417 \times 7,45 \times 5,40^2 = 9,06 \text{ kNm/m}$$

$$M_{xe} = k_{xe} \times g \times l_x^2 = 0,0833 \times 7,45 \times 5,40^2 = - 18,09 \text{ kNm/m}$$

$$M_{ym} = k_{ym} \times g \times l_x^2 = 0,0069 \times 7,45 \times 5,40^2 = 1,50 \text{ kNm/m}$$

Tabela Rüsç (Tabela nº 27)

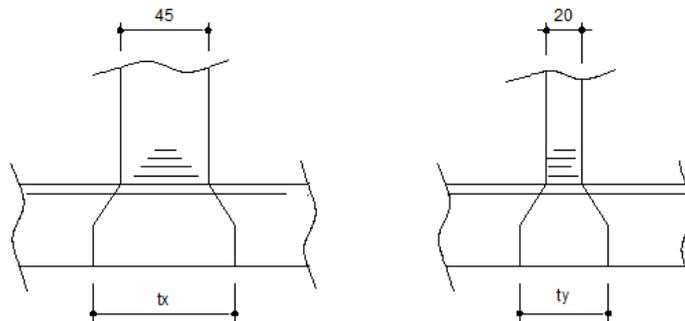
Coeficiente de Impacto

$$\varphi = 1,4 - 0,07 \times 5,40 = 1,3622$$

$$\text{Rodas} = 1,3622 \times 60 = 81,732 \text{ kN}$$

$$\text{Multidão: } p = 1,3622 \times 5,0 = 6,811 \text{ kN/m}^2$$

$$p' = 1,3622 \times 3,0 = 4,08 \text{ kN/m}^2$$



$$t_x = 45 + 2 \times (5 + 25/2) = 80 \text{ cm}$$

$$t_y = 20 + 2 \times (5 + 25/2) = 55 \text{ cm}$$

$$t = \sqrt{t_x t_y} = \sqrt{80 \times 55} = 66,3325 \text{ cm}$$

$$l_x/a = 540/200 = 2,70$$

$$t/a = 0,663325/2,00 = 0,3317$$

$+M_{xm}$

$t/a \backslash l_x/a$	0,25	0,331	0,50
2,50	0,357		0,318
2,70	0,380	0,367	0,339
3,00	0,415		0,370

$$k_{xm}^p = 0,12$$

$$k_{xm}^{p'} = 0,374$$

$$+M_{xm} = 81,732 \times 0,367 + 6,811 \times 0,12 + 4,08 \times 0,374 = 32,30 \text{ kNm/m}$$

$+M_{ym}$

$t/a \backslash l_x/a$	0,25	0,331	0,50
2,50	0,198		0,137
2,70	0,214	0,195	0,154
3,00	0,239		0,179

$$k_{ym}^p = 0,02$$

$$k_{ym}^{p'} = 0,174$$

$$+M_{ym} = 81,732 \times 0,195 + 6,811 \times 0,02 + 4,08 \times 0,174 = 16,80 \text{ kNm/m}$$

$-M_{xe}$

$t/a \backslash l_x/a$	0,25	0,331	0,50
2,50	0,70		0,66
2,70	0,756	0,743	0,716
3,00	0,84		0,80

$$k_{xe}^p = 0,128$$

$$k_{xe}^{p'} = 0,542$$

$$-M_{xe} = - (81,732 \times 0,743 + 6,811 \times 0,128 + 4,08 \times 0,542) = - 63,80 \text{ kNm/m}$$

RESUMO DOS ESFORÇOS:

$$+M_{xm} = 9,06 + 32,30 = 41,36 \text{ kNm/m}$$

$$+M_{ym} = 1,50 + 16,80 = 18,30 \text{ kNm/m}$$

$$-M_{xe} = 18,09 + 63,80 = - 81,89 \text{ kNm/m}$$

c) Dimensionamento:

Formulário:

$$k_c = \frac{bw_x d^2}{M_d}$$

$$A_s = \frac{k_s M_d}{d}$$

- *Laje em balanço*

$$M_d (M_{xe}) = 1,35 \times (-28,46) + 1,5 \times (-52,42) = - 117,05 \text{ kN/m}$$

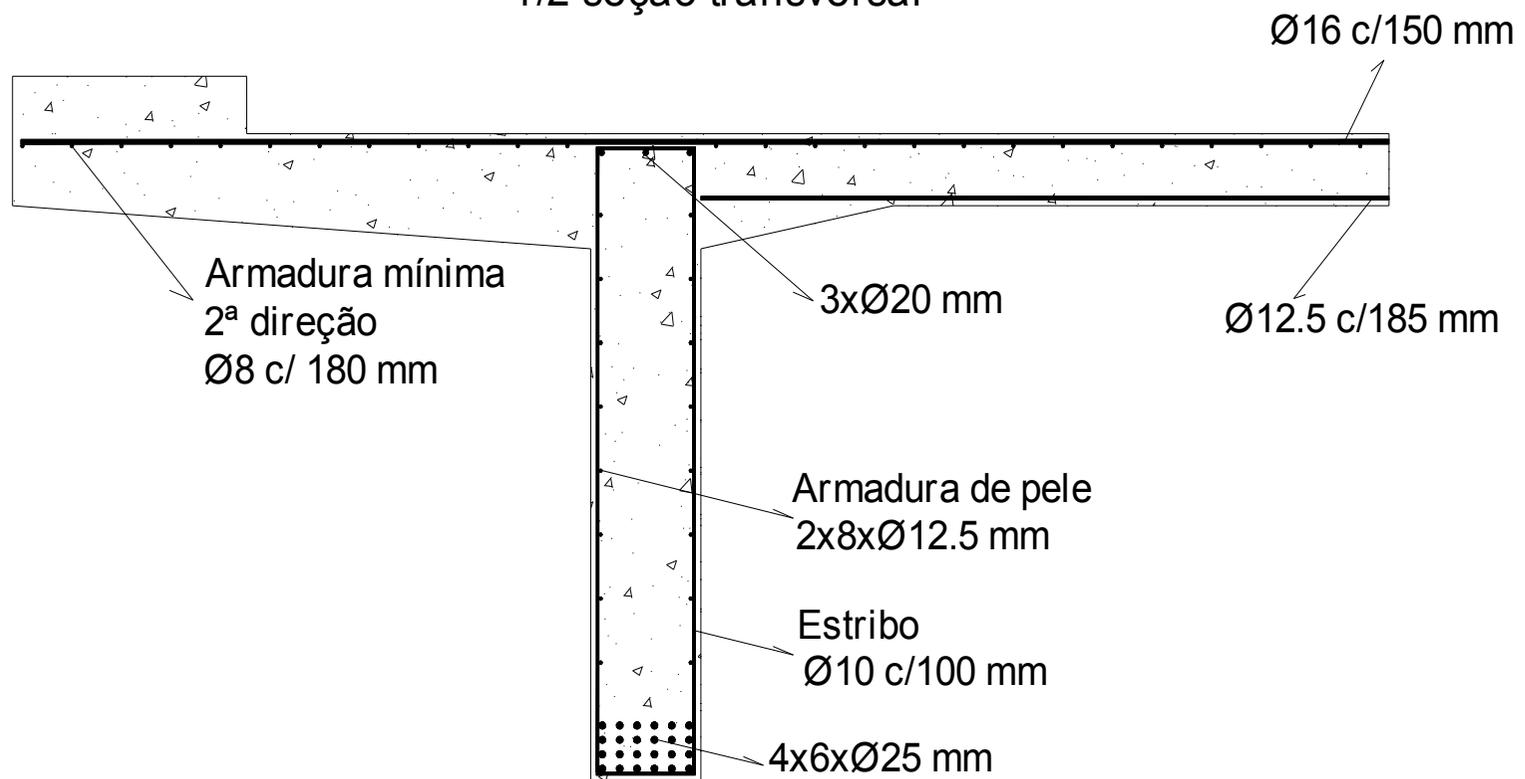
Adotou-se como armadura negativa: $\Phi 16 \text{ mm c} / 15 \text{ cm}$

- *Laje central*

$$M_d (M_{xm}) = 1,35 \times (9,06) + 1,5 \times (32,30) = 60,68 \text{ kN/m}$$

Adotou-se como armadura positiva: $\Phi 12,5 \text{ mm c} / 18,50 \text{ cm}$

RESUMO DE ARMADURAS
VIGAS LONGARINAS E LAJE
1/2 seção transversal



**APÊNDICE B – CÁLCULO DO TEMPO PARA DESPASSIVAÇÃO DAS
ARMADURAS E DA PERDA DE SEÇÃO EM FUNÇÃO DO AVANÇO DA
CORROSÃO**

Tempo de inicio de corrosão:

$$X_{Ca}(t) = \sqrt{\frac{2D_{CO_2}C_{CO_2}}{a}} t \left(\frac{t_0}{t}\right)^{nm}$$

$$D_{CO_2}(t) = 51,8 \varepsilon_p^{1,8} \left(1 - \frac{RH}{100}\right)^{2,2} = 51,8 \cdot 0,243^{1,8} \left(1 - \frac{60}{100}\right)^{2,2} = 0,541 \text{ m}^2 / \text{ano}$$

$$\varepsilon_p \approx \left(\frac{\rho_c}{\rho_w}\right) \frac{(w/c) - 0,3}{1 + (\rho_c/\rho_w)(w/c)} \approx \left(\frac{3,11}{1}\right) \frac{(0,5) - 0,3}{1 + (3,11)(0,5)} \approx 0,247$$

$$C_{CO_2} = 42 y_{CO_2} 10^{-6} = 42 \cdot 350 \cdot 10^{-6} = 0,0147 \text{ kg} / \text{m}^3$$

$$a = 0,75 \cdot C_e \cdot CaO \cdot \alpha_H \cdot \frac{M_{CO_2}}{M_{CaO}} = 0,75 \cdot 340 \cdot 0,65 \cdot \frac{44}{56} \cdot 0,815 = 106,139 \text{ kg} / \text{m}^3$$

$$0,03 = \sqrt{\frac{2 \cdot 0,541 \cdot 0,0147}{106,139}} t \left(\frac{1}{t}\right)^{0,2} \therefore t = 20 \text{ anos}$$

Taxa de propagação da corrosão:

$$i_{corr}(t_0) = \frac{T_k \cdot RH \cdot (w/c)}{c} = \frac{298 \cdot (60/100) \cdot (0,5)}{30} = 2,98 \mu\text{A} / \text{cm}^2$$

Perda de seção por corrosão:

Considerando que a OAE possui 50 anos de utilização e que se levou 20 anos para se despassivar a primeira camada das armaduras de flexão das vigas longarinas, tem-se:

$$As(t) = \begin{cases} \frac{n\pi d_o^2}{4} & t \leq t_{ini} \\ \frac{n\pi d_o}{4} \left\{ d_o - \left[\frac{(t + 0,62)^{0,71}}{175,97} \right] i_{corr}(t_0) \right\} & t > t_{ini} \end{cases}$$

$$As(t) = \left\{ \frac{1\pi 2,5}{4} \left\{ 2,5 - \left[\frac{(30 + 0,62)^{0,71}}{175,97} \right] 2,98 \right\} \right\} = 4,53 \text{ cm}^2$$

Portanto, cada barra da primeira camada após 50 anos de utilização da OAE terá área de $4,53 \text{ cm}^2$, equivalente à $\phi = 24,0 \text{ mm}$