



INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO,
CIÊNCIA E TECNOLOGIA DA PARAÍBA

COORDENAÇÃO DO CURSO SUPERIOR DE
BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL



**ANÁLISE COMPARATIVA DE ESFORÇOS SOLICITANTES EM PONTE COM
TREM-TIPO DA NBR 7188 E COMBINAÇÕES DE VEÍCULOS DE CARGA
HOMOLOGADAS PELAS RESOLUÇÕES DO CONSELHO NACIONAL DE
TRÂNSITO: UM ESTUDO DE CASO DA PONTE SOBRE O RIO CUNCAS**

ALUNO: CARLOS FERNANDO DA SILVA FILGUEIRA

ORIENTADOR: DANIEL TORRES FILHO

COORIENTADOR: GASTÃO COELHO DE AQUINO FILHO

Cajazeiras
2020

CARLOS FERNANDO DA SILVA FILGUEIRA

**ANÁLISE COMPARATIVA DE ESFORÇOS SOLICITANTES EM PONTE COM
TREM-TIPO DA NBR 7188 E COMBINAÇÕES DE VEÍCULOS DE CARGA
HOMOLOGADAS PELAS RESOLUÇÕES DO CONSELHO NACIONAL DE
TRÂNSITO: UM ESTUDO DE CASO DA PONTE SOBRE O RIO CUNCAS**

Trabalho de Conclusão de Curso submetido à Coordenação do Curso de Bacharelado em Engenharia Civil do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba-*Campus* Cajazeiras, como parte dos requisitos para a obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Daniel Torres Filho

Cajazeiras
2020

Campus Cajazeiras
Coordenação de Biblioteca
Biblioteca Prof. Ribamar da Silva
Catalogação na fonte: Daniel Andrade CRB-15/593

F481a

Filgueira, Carlos Fernando da Silva

Análise comparativa de esforços solicitantes em ponte com trem-tipo da NBR 7188 e combinações de veículos de carga homologadas pelas resoluções do conselho nacional de trânsito: um estudo de caso da ponte sobre o Rio Cuncas / Carlos Fernando da Silva Filgueira; orientador Daniel Torres Filho; Coorientador Gastão Coelho de Aquino Filho .- Cajazeiras, 2020.

110 f.: il.

Orientador: Daniel Torres Filho.

TCC (Bacharelado em Engenharia Civil) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba, Cajazeiras, 2020.

1. Trem-tipo 2. Ponte rodoviária 3. Carga Móvel 4. Esforços solicitantes 5. Fadiga I. Título.

624(0.067)

CARLOS FERNANDO DA SILVA FILGUEIRA

**ANÁLISE COMPARATIVA DE ESFORÇOS SOLICITANTES EM PONTE COM
TREM-TIPO DA NBR 7188 E COMBINAÇÕES DE VEÍCULOS DE CARGA
HOMOLOGADAS PELAS RESOLUÇÕES DO CONSELHO NACIONAL DE
TRÂNSITO: UM ESTUDO DE CASO DA PONTE SOBRE O RIO CUNCAS**

Trabalho de Conclusão de Curso submetido à
Coordenação do Curso de Bacharelado em
Engenharia Civil do Instituto Federal de
Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba,
como parte dos requisitos para a obtenção do
Título de Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovado em 27 de fevereiro de 2020.

BANCA EXAMINADORA



Daniel Torres Filho – IFPB-Campus Cajazeiras
Orientador



Gastão Coelho de Aquino Filho – IFPB-Campus Cajazeiras
Coorientador



José Lucas Pessoa de Oliveira – IFPB-Campus Cajazeiras
Examinador 1

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho aos meus pais em especial, pela dedicação e apoio em todos os momentos difíceis e a todos os meus familiares e amigos com quem pude contar ao longo da graduação.

AGRADECIMENTOS

Ao Instituto Federal da Paraíba, IFPB, *Campus* Cajazeiras pela oportunidade de realização de trabalhos na área de pesquisa.

Aos colegas do IFPB pelo seu auxílio nas tarefas desenvolvidas durante o curso e apoio na revisão deste trabalho, especialmente aos professores Daniel Torres Filho e Gastão Coelho de Aquino Filho pela dedicação e orientação.

Ao quadro de profissionais que fazem parte do IFPB, *Campus* Cajazeiras, psicólogos, assistentes sociais, equipe de limpeza, assistentes administrativos, coordenação do curso de engenharia civil, direção de ensino e direção geral, por todo o empenho em fazer desta instituição um lugar acolhedor, agradável e por todo o zelo e atenção dispensado aos alunos.

Ao corpo docente de engenheiros, matemáticos, profissionais do núcleo da indústria e técnicos de laboratório, por todo o conhecimento científico repassados e práticas realizadas.

Aos amigos que tive o prazer de conviver durante o curso, em especial ao irmão Cicero Lusdênio Souza Ferreira pelos muitos anos de parceria e amizade, e amigo Dário Oliveira Neto pela prestatividade e atenção.

Por fim, quero saudar a todos aqueles que contribuíram para a minha formação acadêmica, profissional e moral.

RESUMO

O trabalho tem como foco principal verificar por meio de um estudo de caso, os esforços provocados em uma ponte sobre o rio Cuncas, devido ao trem-tipo (TB) indicado pela Associação Brasileira de Normas Técnicas e àqueles devido às combinações de veículos de carga (CVC's) homologados pelas Resoluções do Conselho Nacional de Trânsito, cuja análise será realizada para as classes TB 36 e TB 45. Adotou-se um modelo estrutural simplificado e o método da repartição para obtenção dos carregamentos móveis, que consiste basicamente na determinação das parcelas de carregamento resistido por cada viga de sustentação. A combinação que apresentou valores mais críticos de esforços foi o TB 91-26,50 (+5%), que alcançou um percentual máximo de 27,74% de momento fletor e 24,53% de esforço cortante em relação ao TB 36. Os resultados da análise mostram que os esforços provocados pelas CVC's superam consideravelmente àqueles impostos pelo TB 36, o qual foi supostamente utilizado no dimensionamento da ponte. A variação de momento fletor resultou num percentual máximo de 68,29% para o TB 91-26,50 (+5%) em relação ao TB 36. Os esforços impostos pelas CVC's autorizadas atualmente pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, superam os valores utilizados para o dimensionamento de pontes antigas (TB 36), mesmo para pontes de vãos relativamente pequenos em comparação aos veículos reais. Essas condições de solicitações reduzem significativamente o tempo de vida útil da estrutura e podem provocar o colapso destas, pelo risco de fadigamento. Indica-se, portanto, a realização de vistorias periódicas para monitorar a ponte e identificar o aparecimento de patologias que possam indicar a ruína desta.

Palavras-Chave: Trem-tipo; ponte rodoviária; carga móvel; esforços solicitantes; fadiga.

ABSTRACT

The main objective of this work is to verify the efforts provoked in a bridge over the Cuncas river due the road train (RT) indicated by Brazilian Association of Technical Association and by the combinations of cargo vehicles approved by resolutions of the National Council of Traffic, whose analyses will be performed for the classes TB-36 and TB-45. A simplified structural model was adopted and the method of repartition to obtain the mobile loads, which basically consists of determining the load resisted portions for each support beam. The combination that presented more critical values was the TB 91-26,50 (+5%), that reached a maximum percentage of 27,74% of bending moment and 24,53% of cutting effort in relation with the TB 36. The result analyses show that the provoked efforts by CVC's exceed considerably those imposed by the TB 36, that was supposedly used in the bridge sizing. The bending moment variation results on a maximum percentage of 68,29% to the TB 91-26,50 (+5%) compared to TB 36. The CVC's imposed efforts currently authorized by the National Department of Traffic Infrastructure, surpass the used values to the sizing of old bridges (TB 36), including bridges with relatively small spans comparing to real vehicles. These request conditions reduce significantly the long structure life and can cause the collapse of these by the risk of fatigue. Therefore, it is indicated periodic surveys to monitor the bridge and identify the appearance of pathologies that might indicate the ruin of that.

Keywords: Road Train; Road Bridge; Mobile Charge; Requesting Efforts; Fatigue.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

| | |
|---|----|
| Figura 2.1 Elementos constituintes de uma ponte..... | 20 |
| Figura 2.2 Ponte com encontros nas extremidades..... | 20 |
| Figura 2.3 Seção transversal detalhada de ponte..... | 21 |
| Figura 2.4 Seção longitudinal: ponte com encontros nos extremos..... | 22 |
| Figura 2.5 Seção longitudinal: ponte com extremos em balanço..... | 22 |
| Figura 2.6 Características gerais das pontes..... | 22 |
| Figura 2.7 Gabaritos adotados em rodovias federais: a) Tipo 1 ; b) Tipo 2 | 23 |
| Figura 2.8 Seção transversal de ponte em laje maciça..... | 25 |
| Figura 2.9 Seção transversal de ponte em laje oca | 25 |
| Figura 2.10 Ponte em viga simplesmente apoiada com único vão..... | 25 |
| Figura 2.11 Ponte em vigas simplesmente apoiada com diversos vãos..... | 26 |
| Figura 2.12 Esquema de ponte em viga simplesmente apoiada com extremidades em balanço..... | 26 |
| Figura 2.13 Esquema de ponte em viga contínua | 26 |
| Figura 2.14 Ponte em viga Gerber: a) Esquema longitudinal; b) Detalhe do dente Gerber..... | 26 |
| Figura 2.15 Esquema de pontes em pórticos..... | 27 |
| Figura 2.16 Pontes em arcos..... | 28 |
| Figura 2.17 Esquema de uma ponte pênsil: 1 - Viga metálica; 2 - Cabo portante; 3 - Pendurais de suspensão de vigamento no cabo portante; 4 - Torres de apoio do cabo portante | 28 |
| Figura 2.18 Ponte estaiada com cabos dispostos em leque..... | 28 |
| Figura 2.19 Pontes em treliça metálica: a) Treliças com estrado inferior e sem contraventamento superior; b) Treliças com estrado inferior e contraventamento superior; c) Treliça com estrado superior..... | 29 |
| Figura 2.20 Ponte reta ortogonal | 29 |
| Figura 2.21 Ponte reta esconsa..... | 30 |
| Figura 2.22 Pontes curvas..... | 30 |
| Figura 2.23 Ponte horizontal..... | 30 |
| Figura 2.24 Ponte em rampa..... | 31 |
| Figura 2.25 Ponte com tabuleiro convexo..... | 31 |
| Figura 2.26 Ponte com tabuleiro côncavo..... | 31 |

| | |
|--|----|
| Figura 2.27 Seção transversal final de ponte moldada no local..... | 32 |
| Figura 2.28 Ponte pré-moldada..... | 32 |
| Figura 2.29 Ponte em balanços sucessivos..... | 32 |
| Figura 2.30 Esquema de execução do método de deslocamentos sucessivos..... | 33 |
| Figura 2.31 Esquema ponte corredeira..... | 34 |
| Figura 2.32 Esquema ponte levadiça..... | 34 |
| Figura 2.33 Esquema ponte basculante..... | 34 |
| Figura 2.34 Ponte giratória..... | 35 |
| Figura 2.35 Ponte oscilante em porto..... | 35 |
| Figura 2.36 Seção transversal típica 1946-1950..... | 41 |
| Figura 2.37 Esquema de carregamento NB-6 (ABNT, 1946)..... | 42 |
| Figura 2.38 Esquema de carregamento NB-6 (ABNT, 1950)..... | 43 |
| Figura 2.39 Seção transversal típica 1960-1975..... | 43 |
| Figura 2.40 Esquema de carregamento NB-6 (ABNT, 1960)..... | 44 |
| Figura 2.41 Seção transversal típica 1975-1985..... | 44 |
| Figura 2.42 Seção transversal típica a partir de 1985..... | 45 |
| Figura 2.43 Esquema de carregamento NB-6 (ABNT, 1982)..... | 45 |
| Figura 2.44 Romeu e julieta (Trucado + Reboque) 6 Eixos (AET) - 500 kN..... | 47 |
| Figura 2.45 Romeu e julieta (Trucado + Reboque) 7 Eixos (AET) - 570 kN..... | 47 |
| Figura 2.46 Bitrem 7 Eixos - 570 kN..... | 47 |
| Figura 2.47 Treminhão (Trucado + dois reboques) 7 eixos (AET) – 740 kN..... | 47 |
| Figura 2.48 Tri trem (Trucado + três reboques) 9 eixos (AET) - 740 kN..... | 48 |
| Figura 2.49 Rodotrem (Trucado + dois reboques) 9 eixos (AET) - 740 kN..... | 48 |
| Figura 2.50 Veículo 3T6 (9 Eixos - 740 kN)..... | 48 |
| Figura 2.51 Veículo 3Q4 (7 Eixos - 640 kN)..... | 49 |
| Figura 2.52 Veículo 3D4 (7 Eixos - 540 kN)..... | 49 |
| Figura 2.53 Apoio de 1° gênero..... | 50 |
| Figura 2.54 Apoio de 2° gênero..... | 50 |
| Figura 2.55 Apoio de 3° gênero..... | 51 |
| Figura 2.56 Representação dos esforços simples em uma seção genérica..... | 52 |
| Figura 2.57 Gráficos de momento fletor e esforço cortante para uma carga concentrada..... | 53 |
| Figura 2.58 Gráficos de momento fletor e esforço cortante para uma carga uniformemente distribuída..... | 53 |

| | |
|--|----|
| Figura 2.59 Linha de influência para uma seção S genérica..... | 55 |
| Figura 2.60 Envoltória de esforço cortante para uma viga biapoiada..... | 56 |
| Figura 2.61 Envoltória de momento fletor para uma viga biapoiada..... | 56 |
| Figura 3.1 Modelo de obtenção do trem-tipo para a viga 1..... | 61 |
| Figura 3.2 TB 740 ou 3T6 – Bi-trem de 74tf com 9 eixos - Comprimento total 24,95 m..... | 62 |
| Figura 3.3 TB 740 ou 3T6 – Rodotrem de 74tf com 9 eixos - Comprimento total 25,90 m..... | 62 |
| Figura 3.4 TB 740 ou 3T6 – Rodotrem de 74tf com 9 eixos - Comprimento total 25,90 m..... | 62 |
| Figura 3.5 TB 910 ou 3T8 – Rodotrem de 91tf com 11 eixos - Comprimento total 26,50 m..... | 62 |
| Figura 3.6 TB 910 ou 3T8 – Rodotrem de 91tf com 11 eixos - Comprimento total 30,00 m..... | 62 |
| Figura 3.7 Ponte sobre rio Cuncas..... | 64 |
| Figura 3.8 Vista inferior da ponte: detalhe transversinas, ligação pilar/viga e laje/laje..... | 64 |
| Figura 3.9 Vista inferior da ponte: detalhe encontro e laje de transição..... | 64 |
| Figura 4.1 Vista lateral da ponte e modelo estrutural adotado..... | 66 |
| Figura 4.2 Seção transversal da ponte..... | 66 |
| Figura 4.3 Carregamento permanente linearmente distribuído..... | 67 |
| Figura 4.4 Linha de influência para a viga 1 - TB 450..... | 68 |
| Figura 4.5 Planta com cargas do tabuleiro - TB 360..... | 69 |
| Figura 4.6 Linha de influência para a viga 1 - CVC..... | 70 |
| Figura 4.7 Exemplos de trens-tipos utilizados na verificação dos esforços. a) TB 450; b) TB 360; c) TB 740 (24,95); d) TB 740(24,95) +5%..... | 72 |
| Figura 4.8 Envoltórias I) de momento fletor e II) esforço cortante - modelo generalizado..... | 73 |
| Figura 4.9 Momento fletor máximo no ponto “g”..... | 75 |
| Figura 4.10 Momento fletor mínimo no ponto "g"..... | 76 |
| Figura 4.11 Momento fletor máximo no ponto “d”..... | 77 |
| Figura 4.12 Momento fletor mínimo no ponto "d"..... | 78 |

SUMÁRIO

| | | |
|-----------|---|-----------|
| 1. | INTRODUÇÃO..... | 14 |
| 1.1. | MOTIVAÇÃO | 14 |
| 1.2. | OBJETIVOS | 17 |
| 1.3. | ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO..... | 18 |
| 2. | FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA | 20 |
| 2.1. | DEFINIÇÕES | 20 |
| 2.2. | ELEMENTOS CONSTITUINTES DAS PONTES | 20 |
| 2.3. | CLASSIFICAÇÃO DAS PONTES | 24 |
| 2.4. | CLASSIFICAÇÃO DAS RODOVIAS | 36 |
| 2.5. | AÇÕES NAS PONTES | 37 |
| 2.6. | EVOLUÇÃO DAS NORMAS DE PROJETO..... | 41 |
| 2.7. | CONSIDERAÇÕES À CERCA DAS LEGISLAÇÕES DE TRANSPORTE DE CARGA | 46 |
| 2.8. | MODELAGEM VEICULAR | 47 |
| 2.9. | NOÇÕES BÁSICAS DE ESTRUTURAS | 50 |
| 2.10. | EFEITO DE CARGAS CICLICAS EM PONTES..... | 58 |
| 3. | METODOLOGIA | 60 |
| 3.1. | ESCOLHA DO MODELO ESTRUTURAL | 60 |
| 3.2. | OBTENÇÃO DOS CARREGAMENTOS | 60 |
| 3.3. | SOFTWARES..... | 64 |
| 3.4. | O OBJETO DE ESTUDO..... | 64 |
| 4. | RESULTADOS DA ANÁLISE ESTRUTURAL E DISCUSÕES | 67 |
| 5. | CONCLUSÃO | 82 |
| | REFERÊNCIAS | 84 |
| | APÊNDICE A – ESFORÇOS DO TIPO MOMENTO FLETOR..... | 87 |

| | |
|---|------------|
| APÊNDICE B – ESFORÇOS DO TIPO CORTANTE..... | 88 |
| ANEXO A – PROJETO DE RESTAURAÇÃO PONTE RIACHO DAS CUNCAS..... | 89 |
| ANEXO B – PROJETO DE EXECUÇÃO DE REFORMA PONTE RIACHO DAS CUNCAS | 104 |

1. INTRODUÇÃO

1.1. MOTIVAÇÃO

A infraestrutura de transportes é um setor estratégico e de indiscutível importância para o desenvolvimento de um país. Para Konishi e Colavite (2015) o crescimento econômico de uma nação está diretamente vinculado à mobilidade de pessoas e mercadorias tanto em termos de deslocamento urbano, entre regiões ou mesmo países, bem como o escoamento de sua produção de mercadorias ao mercado consumidor, seja interno ou externo.

De modo geral, a movimentação das mercadorias pode ocorrer via modal rodoviário, ferroviário, aeroviário e aquaviários marítimo e fluvial. Segundo Konishi e Colavite (2015) os modais predominantes no transporte de carga no Brasil, são o rodoviário e ferroviário. Esses subsistemas de transporte que compõem a malha viária nacional possuem soluções com vistas a transposição de talwegues, rios, lagos, braços de reservatórios, estreitos marítimos e ocasionalmente construções preexistentes. Os dispositivos utilizados para tais fins são denominados de Obras de Arte Especiais (OAE's) ou mais comumente conhecidos por pontes, viadutos, passarelas, túneis e passagens, dependendo da finalidade de uso. O Brasil é referência mundial devido à complexidade do sistema de transporte, muito em função de sua extensão territorial e da diversidade topográfica, possuindo variados tipos de relevo e clima. Dentre os modais elencados, destaca-se o transporte rodoviário, que segundo a Confederação Nacional do Transporte (CNT, 2018) é responsável pela movimentação de 60% das mercadorias e 90% dos passageiros, isso demonstra sua relevância para a logística interna ao passo que expõe a grande dependência do país desse tipo de transporte.

As OAE's são em particular os elementos mais comuns e de maior destaque na malha rodoviária brasileira. Essas soluções de engenharia são imprescindíveis ao funcionamento correto e eficiente das rodovias, permitindo a transposição de obstáculos naturais e/ou construções preexistentes, aumentando a fluidez e segurança do tráfego de veículos e pedestres. Em se tratando de rodovias de fluxo rápido, dados do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT, 2015) mostram que as pontes são o tipo de OAE mais recorrentes, isso verifica-se pelo número de cursos d'água existentes no território brasileiro.

Estudos realizados por Vitório (2013) e Mendes (2009) mostram que as rodovias brasileiras possuem uma série de problemas, desde falhas no projeto básico e/ou executivo, falta de inspeção e manutenção periódicas, sinalização ineficiente ou inexistente, falta de

estudos de ampliação e revitalização. Essas deficiências culminam em transtornos relacionados ao tráfego e são facilmente verificados principalmente nas rodovias de responsabilidade da iniciativa pública.

Vitório (2015) afirma que atualmente não há um levantamento oficial à cerca do número de OAE's nas rodovias do Brasil e das condições em que as mesmas se encontram, a ampla maioria das pontes não possuem projeto original por parte dos órgãos que as executaram à época. Não há dados exatos sobre a idade das pontes, técnicas de dimensionamento e execução. Segundo Mendes (2009) elas foram construídas principalmente a partir da década de 1940, resultado de uma série de investimentos na área de infraestrutura de transportes, consolidada através do Decreto Lei N° 8.463 de dezembro de 1945 - Lei Joppert (BRASIL, 1945). Dessa forma, as tecnologias utilizadas tanto no dimensionamento, quanto na execução foram diversas e refletiam os avanços de engenharia e as necessidades à época do projeto.

Para Mendes (2009) ocorreram uma série de modificações nos últimos anos em relação às pontes, em termos de volume de tráfego, capacidade de carga de veículos e número de eixos. Houve também mudanças relacionadas as normas de projeto, construção e materiais, mostrando que isso torna a gestão dessas obras uma tarefa extremamente difícil, principalmente no que tange a tomada de decisões que as afetam diretamente. O crescimento exponencial que o país experimentou nas últimas décadas, levou setores como o agrícola a destacar-se mundialmente e apesar da atual recessão, ao longo dos anos houve reformas estruturais importantes, em especial nas rodovias utilizadas para escoar toda a produção a nível nacional ou mesmo aos portos voltando-se para o mercado internacional. Setores estruturais como energia, infraestrutura e indústria passaram a demandar máquinas e equipamentos cada vez mais robustos e de elevada carga, que necessitaram ser transportados pelo país. As legislações foram adaptando-se a esse fenômeno mesmo de forma lenta, porém as normas de projeto de pontes não acompanharam o ritmo dessas mudanças, El Debs e Takeya (2001) e Leite Júnior, Silva e Mata (2018) mostram que em se tratando das condições de tráfego atual de Combinações de Veículos de Carga (CVC's), mesmo as normas em vigor estão tornando-se obsoletas num ritmo bem mais rápido. Um ponto importante a ser levantado é quanto a previsibilidade de um aumento a curto prazo de solicitações muito acima daquelas utilizadas no dimensionamento das pontes.

Segundo Luchi (2006), para o correto dimensionamento dos componentes estruturais de pontes, o projetista deve considerar todas as cargas e possibilidades de carregamentos às quais eles podem ser submetidos, devendo-se apoiar na combinação mais desfavorável. As ações são

classificadas de acordo com a duração (permanente e acidental), direção de solicitação (vertical, transversal e longitudinal) e tipo de deformação imposta (expansão/retração devido a temperatura, retração e fluência do concreto).

Para Süssekind (1981) em estruturas como pontes, as cargas móveis atuantes são consequência do tráfego de veículos. Luchi (2006) afirma ainda que, esses carregamentos podem variar bastante de um local para outro, uma vez que dependem da sua composição (porcentagem de veículos de carga), densidade de tráfego (quantidade de veículos diária), condições de tráfego (rápido, normal, lento, frequência de engarrafamentos), cargas máximas permitidas para veículos de carga e distribuições por eixo.

O tráfego de pedestres, motocicletas, carros, ônibus, caminhões e veículos especiais, ocasiona o surgimento de solicitações horizontais e verticais na estrutura, causando efeitos estáticos e dinâmicos, segundo Luchi (2006).

As normas brasileiras e internacionais objetivam representar as cargas móveis reais da forma mais precisa possível, sempre a favor da segurança, mesmo não sendo possível atender todas as situações de projeto. O mecanismo do qual essas normas se valem para tal consideração é a adoção de trem-tipo, para Luchi (2006) eles representam em tese os veículos que transitam nas obras, tanto no que se refere a carga por eixo (veículos de carga ou especiais), quanto em relação à carga uniformemente distribuída (veículos de passeio, motocicletas, etc.).

A primeira norma brasileira de projeto de pontes publicada pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), é a NB-1 de 1940, que tratava do cálculo de estruturas de concreto armado. No ano de 1943, a ABNT publicou a norma NB-6 para determinação das ações em pontes, a qual introduziu a configuração do Trem-tipo Brasileiro (TB) com dois eixos espaçados 3,00 m entre si, sendo o veículo possuindo comprimento de 6,00 m e largura de 2,50m. O veículo podia ser um compressor ou caminhão, com cargas do trem-tipo definidas em função do tipo de veículo e multidão.

A NB-6 (ABNT, 1960) introduziu modificações em relação a geometria do trem-tipo e às cargas atuantes. O novo trem-tipo passou a contar com três eixos espaçados 1,50 m entre si e o veículo manteve o comprimento de 6,00 m e a nova largura passou a 3,00 m (dimensões atuais). A NB-6 foi substituída em 1984 pela NBR 7188: Ações em Pontes Rodoviárias e Passarelas de Pedestres (ABNT, 1984). A NBR 7188 (revisada em 2013) vigora até os dias atuais e modificou além de outros critérios da NB-6 (ABNT, 1960) o trem-tipo que passou a possuir 24 t e 45 t, definido em função da classe da rodovia.

Ao longo dos anos, os órgãos de controle como o Conselho Nacional de Trânsito

(CONTRAN) objetivando atender demandas dos mais diversos setores de transporte, realizou uma série de modificações quanto aos limites de cargas transportadas nas rodovias do país. Um marco importante é a Resolução N° 640 (CONTRAN, 2016), que altera a Resolução N° 211 (CONTRAN, 2006), modificando o Peso Bruto Total Combinado (PBTC) de 74 t para 91 t, atualmente a Resolução N° 640 encontra-se suspensa pela Deliberação N° 172 de setembro de 2018 em razão de disputas judiciais, porém vigorou quase dois anos e talvez os limites alterados por esta ainda sejam praticados por entidades de transporte de carga. Em relação a modificação realizada não se evidenciou a princípio nenhuma base técnica quanto a viabilidade, apenas interesses de transportadores de carga. Estudos realizados por El Debs e Takeya (2001) e Leite Júnior, Silva e Mata (2018), mostram que para pontes de vãos 30 e 40 m, os esforços provocados pelas CVCs autorizadas pela Resolução N° 640 superam consideravelmente aqueles impostos pelo TB 45 indicado pela NBR 7188 (ABNT, 2013) para o dimensionamento de pontes, além disso, para vãos de 20 m se observa valores muito próximos daqueles obtidos com o TB 36 ou TB 45, indicando que os elementos, pelo menos em tese, estão normalmente sendo solicitados próximos ao limite no qual foram dimensionados, essa constatação não sugere nenhuma situação de risco, porém, El Debs e Takeya (2001) afirmam que a ponte deve estar sempre em perfeitas condições, passando por manutenção periódica, com ausência de manifestações patológicas, boas condições dos mecanismos de apoio e juntas de dilatação, o que dificilmente ocorre na prática, dada a cultura de manutenção das rodovias brasileiras. Na deficiência da manutenção, esses esforços podem gradativamente agravar patologias, que se não forem devidamente corrigidas, podem vir a comprometer a capacidade da estrutura (EL DEBS; TAKEYA, 2001).

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. OBJETIVO PRINCIPAL

O trabalho tem como foco principal, verificar por meio de um estudo de caso, os esforços provocados em uma ponte sobre o rio Cuncas devido ao TB indicado pela NBR 7188 (ABNT, 2013) e àqueles devido as CVC's homologados pelas Resoluções N° 640 e N° 211, cuja análise será realizada para as classes TB 36 e TB 45 vislumbrando que ao tempo da execução da ponte o veículo padrão normatizado tinha carregamento menor que o atual.

1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Levantar informações da ponte: idade, projetos básico e executivo, projetos de intervenção e ampliação, carregamentos de projeto e técnicas construtivas;
- Realizar a caracterização do objeto através de registros fotográfico;
- Identificar o modelo estrutural, mecanismos de apoio, juntas de dilatação e dispositivos drenantes, dentre outros elementos necessários a caracterização da ponte;
- Levantar informações de fluxo de veículos e suas características de carga;
- Identificar as condições mais críticas de carregamentos às quais a estrutura está submetida atualmente;
- Realizar simulações com diferentes trens-tipo eleitos como cargas críticas;
- Comparar valores de esforços solicitantes obtidos com o trem-tipo padronizado e aqueles obtidos para as combinações de veículos de carga homologados pelo DNIT;
- Formular um diagnóstico acerca dos esforços obtidos.

1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Neste trabalho buscou-se organizar os capítulos de forma sequencial e clara, buscando facilitar a compreensão dos conteúdos abordados.

No capítulo 2 apresenta-se inicialmente uma abordagem sobre algumas definições, elementos constituintes e termos técnicos recorrentes no estudo de pontes. Sequencialmente é apresentada as diversas classificações das pontes e a classificação das rodovias quanto ao volume de tráfego diário. Em seguida apresenta-se os tipos de ação nas pontes e considerações acerca dos efeitos dinâmicos que estas exercem na estrutura. Na sequência é apresentado um histórico sobre a evolução das normas de projeto de ponte brasileiras e algumas considerações sobre as legislações de transporte de carga. Posteriormente apresenta-se a modelagem veicular, para que se conheçam as nomenclaturas utilizadas com recorrência, uma breve revisão de teoria das estruturas e os efeitos de carregamentos cíclicos em pontes.

As técnicas e métodos utilizados para a obtenção dos resultados é apresentada no Capítulo 3. É apresentado uma sequência de procedimentos utilizados para a obtenção dos carregamentos móveis e esforços, posteriormente apresenta-se o objeto de estudo.

O capítulo 4 é dedicado à obtenção e discussões dos resultados. Inicialmente são analisados os resultados referentes aos esforços do tipo momento fletor e sua influência na

estrutura. Em seguida são analisados os esforços do tipo cortante e as variações de momento fletor.

As conclusões acerca dos carregamentos às quais a ponte está sujeita são realizadas no capítulo 5.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1. DEFINIÇÕES

A literatura voltada ao tema apresenta uma série de definições para ponte. Para El Debs e Takeya (2007) e Vitório (2002) ponte é toda construção destinada a garantir a continuidade de uma via, na existência de um obstáculo qualquer. Essa é uma definição mais genérica, cabendo uma diferenciação em função da natureza do obstáculo a transpor.

Segundo Vitório (2002) ponte é a obra de transposição cujo obstáculo é constituído por água, realizando a ligação entre as margens deste. Obras destinadas a vencer obstáculos não constituídos por água, denominam-se de viadutos.

Comumente esses tipos de construções são conhecidas por Obras de Arte Especiais (OAE's). O termo é abrangente e comporta basicamente todas as estruturas usuais empregadas para transpor obstáculos, em função do uso pode receber determinada denominação, como será visto nas próximas seções.

2.2. ELEMENTOS CONSTITUINTES DAS PONTES

Genericamente podemos dividir os elementos constituintes das pontes em dois grupos, os elementos principais que são indispensáveis a concepção da obra e os elementos acessórios que são necessários para garantir sua correta funcionabilidade.

2.2.1. ELEMENTOS PRINCIPAIS

A divisão mais comum encontrada na literatura nacional apresenta os seguintes elementos (VITÓRIO, 2002), de acordo com a Figura 2.1 e Figura 2.2.

- Superestrutura;
- Mesoestrutura;
- Infraestrutura.

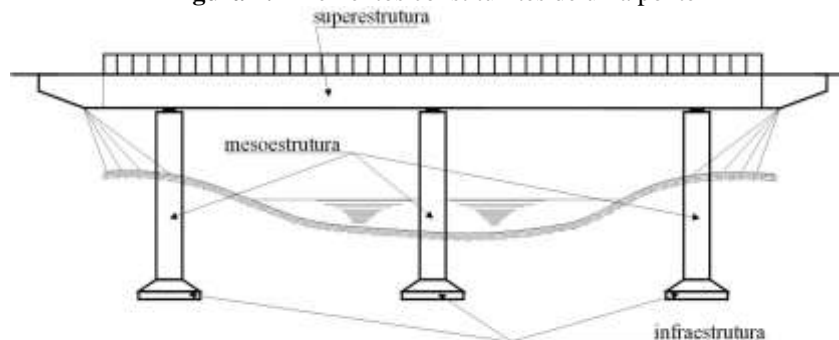
a) **SUPERESTRUTURA:** é a parte da ponte destinada a vencer o vão a ser transposto, recebe diretamente as cargas devido ao tráfego (veículos, pessoas, etc.) e as transmite à Mesoestrutura. É composta pelas vigas principais (longarinas), vigas secundárias

(transversinas) e laje superior e inferior para o caso de seção celular, o conjunto desses elementos também é comumente chamado de estrado.

b) **MESOESTRUTURA:** tem por função transmitir as cargas da superestrutura para as fundações. É composta por pilares, travessas, encontros e aparelhos de apoio.

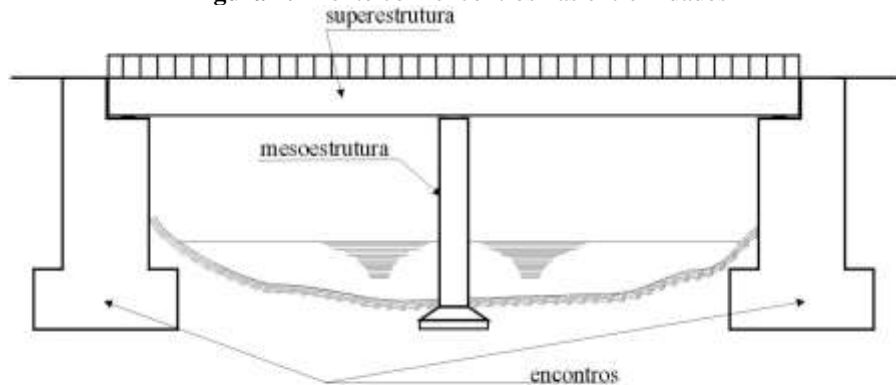
c) **INFRAESTRUTURA:** é a própria fundação, sua função é receber todas as cargas da estrutura (estáticas e dinâmicas) e transmitir ao solo. A escolha destas está atrelada as características geotécnicas do local escolhido para a execução da ponte, podem ser do tipo diretas ou profundas.

Figura 2.1 Elementos constituintes de uma ponte



Fonte: Vitória, 2002

Figura 2.2 Ponte com encontros nas extremidades



Fonte: Vitória, 2002

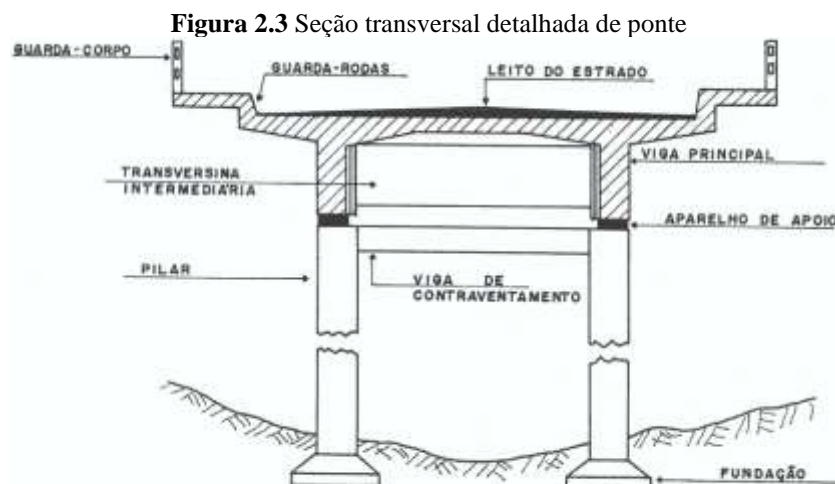
2.2.2. OUTROS ELEMENTOS CONSTITUINTES DAS PONTES

Algumas pontes podem ter outros elementos além dos elencados anteriormente, para Gomes (2013) os mais comuns são:

- **Laje ou placa de transição:** são lajes executadas nas extremidades das pontes, de forma a aliviar o impacto dos veículos ao entrarem em contato com esta. Geralmente sua utilização depende da existência de aterro nos pontos de saída e entrada da ponte, o solo nessas regiões tende a deformar-se e formar uma depressão, essa diferença de nível entre a via e a ponte inviabiliza o tráfego;

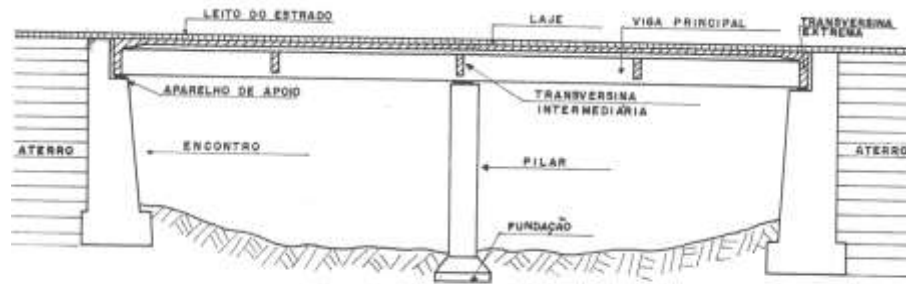
- **Guarda-corpo:** essas estruturas são colocadas nas extremidades laterais das pontes e tem função de evitar a queda de pedestres. São comuns em pontes com trechos reservados a passagem de pedestres;
- **Guarda-rodas:** funcionam como contenção lateral para evitar queda dos veículos. É elemento indispensável em todas as pontes, podendo sua configuração variar em função do tipo da obra;
- **Pavimento:** é o leito da via propriamente, que recebe diretamente as cargas devido ao tráfego, pode ser executado em asfalto (CBUQ), concreto simples, madeira, paralelepípedo, etc.;
- **Mecanismos de drenagem:** são os dispositivos responsáveis por conduzir as águas do estrado para fora da ponte, evitando infiltrações e prejuízos ao tráfego. São indispensáveis ao correto funcionamento da ponte;
- **Juntas de dilatação:** elementos comuns em todas as pontes. Sua função é realizar a ligação entre lajes próximas e absorver os esforços horizontais devido a deformações, evitando o contato direto entre estas;
- **Dolphins:** são estruturas executadas próximo a base dos pilares em pontes sobre rios. Sua função é evitar o choque de embarcações nos pilares, o que pode desestabilizar a estrutura.

Algumas pontes podem ter outros tipos de elementos, como aparelhos de monitoramento, cabos (pontes estaiadas ou pênséis), porém não serão abordados nesse trabalho. Na Figura 2.3, Figura 2.4 e Figura 2.5 constam a representação dos elementos destacados.



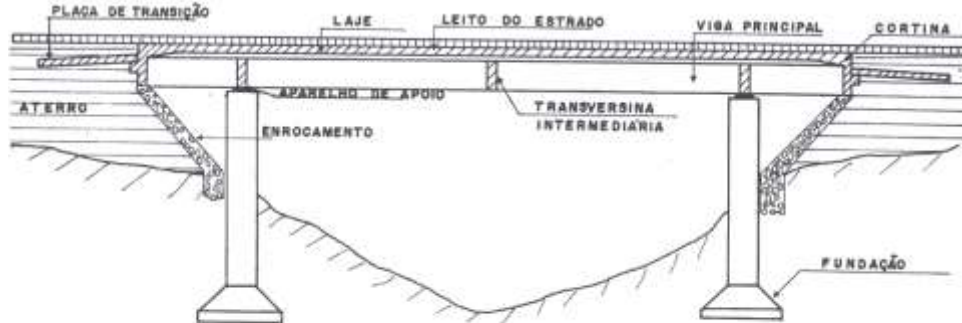
Fonte: José Gomes Apud Daniel, 2019

Figura 2.4 Seção longitudinal: ponte com encontros nos extremos



Fonte: José Gomes Apud Daniel, 2019

Figura 2.5 Seção longitudinal: ponte com extremos em balanço



Fonte: José Gomes Apud Daniel, 2019

2.2.3. NOMENCLATURA

O estudo das pontes requer o conhecimento de alguns termos técnicos recorrentes, nos próximos tópicos serão apresentados os termos mais usuais segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014).

- **Tramo:** é a região da superestrutura compreendida entre dois apoios sucessivos.
- **Vão efetivo do tramo:** deve ser determinado de acordo com item 14.6.2.4 da NBR 6118 (ABNT, 2014). Na Figura 2.6 representa a distância entre os centros de dois apoios consecutivos.

Figura 2.6 Características gerais das pontes

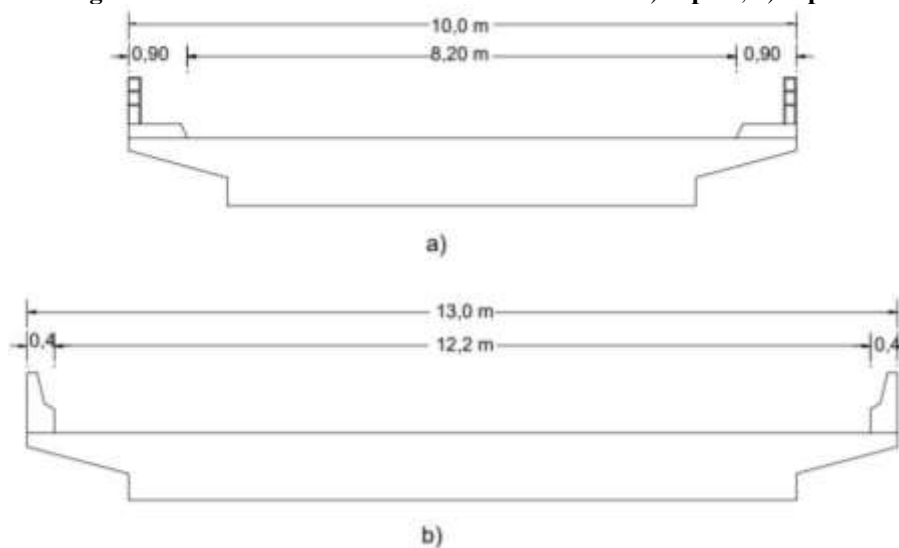


Fonte: Autoria própria, 2020

- **Vão livre do tramo:** é a distância horizontal medida entre as faces de dois apoios.
- **Vão ótimo:** é aquele que permite a melhor relação custo benefício a superestrutura.

- **Altura de construção:** é a distância medida verticalmente entre a face superior (pavimento) e a face mais baixa da superestrutura. Condiciona principalmente o tipo estrutural a ser adotado.
- **Altura livre:** é a distância medida verticalmente entre a face mais baixa da superestrutura e o obstáculo a ser transposto. Para o caso de pontes sobre rios, é a medida em relação ao nível de máxima cheia e no caso de viadutos é a medida até o substrato da via sob a ponte. Condiciona principalmente a altura de veículos ou embarcações que transitam sob estas obras.
- **Escondidade:** ocorre quando a ponte não forma um ângulo reto com o eixo do obstáculo a ser transposto.
- **Gabarito:** é um documento técnico que contém uma série de recomendações quanto ao projeto arquitetônico da ponte. O Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) estabeleceu dois tipos de gabaritos a serem adotados (Figura 2.7): o **Tipo 1** foi empregado nas pontes em rodovias federais construídas de 1946 a 1985, sendo substituído pelo **Tipo 2**. O DNIT permite a adoção de outras configurações de gabaritos a depender as necessidades de projeto.

Figura 2.7 Gabaritos adotados em rodovias federais: a) **Tipo 1**; b) **Tipo 2**



Fonte: Araújo, 1999

2.3. CLASSIFICAÇÃO DAS PONTES

As classificações das pontes podem ser diversas, uma vez que dependem de uma característica analisada. Segundo Vitório (2002), El Debs e Takeya (2007) e França (2011), usualmente temos as seguintes divisões quanto a(o):

- Finalidade;
- Comprimento;
- Tipo de material empregado;

- Sistema construtivo adotado;
- Desenvolvimento planimétrico;
- Desenvolvimento altimétrico;
- Processo de execução;
- Tempo de utilização;
- Mobilidade do estrado.

2.3.1. FINALIDADE

As pontes são classificadas de acordo com o uso ao qual se destinam, dividindo-se em:

- a) **RODOVIÁRIAS:** obras destinadas tráfego de veículos rodoviários;
- b) **FERROVIÁRIAS:** obras destinadas tráfego de veículos ferroviários;
- c) **PASSARELAS DE PEDESTRES:** obras destinadas exclusivamente ao tráfego de pessoas e em caso excepcionais a ciclistas;
- d) **AEROVIÁRIAS:** obras destinadas ao tráfego de aeronaves nos pátios dos aeroportos;
- e) **PONTES COM FINALIDADES ESPECIAIS:** obras destinadas a passagem de elementos quaisquer, tais como, adutoras, dutos de combustível, canais, etc.;
- f) **PONTES MISTAS:** obras destinadas ao uso simultâneo, seja de veículos rodoviários e pedestres, trens e pedestres, veículos e dutos. Nesse sentido, visam atender a mais de uma finalidade.

2.3.2. COMPRIMENTO

Quanto ao comprimento l entre apoios, as pontes recebem as seguintes classificações:

- a) **GALERIAS OU BUEIROS:** vãos entre 2 e 3 metros;
- b) **PONTILHÕES:** vãos maiores que 3 e no máximo 10 metros;
- c) **PONTES:** vãos acima de 10 metros.

2.3.3. MATERIAL EMPREGADO

Essa classificação é baseada na natureza do material empregado na construção das pontes, principalmente da superestrutura, a escolha de uma em função de outra, está relacionada a disponibilidade de insumos no local onde será executada. Em suma temos:

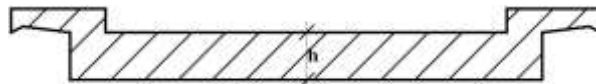
- a) **PONTES DE MADEIRA:** obras executadas em madeira, geralmente são estruturas provisórias, dada a facilidade de degradação dos materiais;
- b) **PONTES DE CONCRETO:** são obras executadas em concreto simples (CS), concreto armado (CA) ou concreto protendido (CP);
- c) **PONTES METÁLICAS:** obras executadas em perfis metálicos pré-fabricados, podendo ou não ser associados a algum elemento de concreto (fundação);
- d) **PONTES EM ALVENARIA OU PEDRA:** obras executadas em pedra argamassada ou tijolo maciço argamassado, muito utilizadas em construções mais antigamente.

2.3.4. SISTEMA CONSTRUTIVO

Essa classificação está relacionada com o sistema estrutural adotado para a superestrutura, os tipos apresentados abaixo podem ser subdivididos, em função do mecanismo de vinculação entre os elementos.

- a) **PONTE EM LAJE:** executada preferencialmente em laje maciça (Figura 2.8) ou vazada (Figura 2.9), tendo sua aplicação limitada a vãos inferiores a 15 metros;

Figura 2.8 Seção transversal de ponte em laje maciça



Fonte: Vitório, 2002

Figura 2.9 Seção transversal de ponte em laje oca

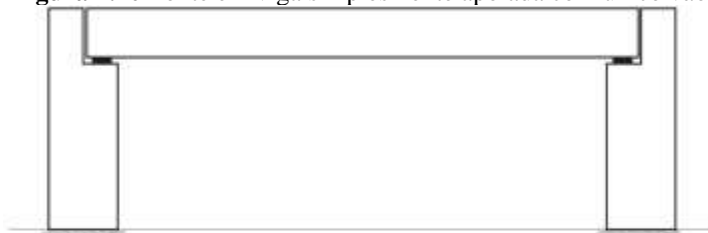


Fonte: Vitório, 2002

- b) **PONTE EM VIGA:** as pontes em vigas podem ser apresentadas de diversas formas, as mais recorrentes são:

- I. Ponte em viga simplesmente apoiada com único vão (Figura 2.10);

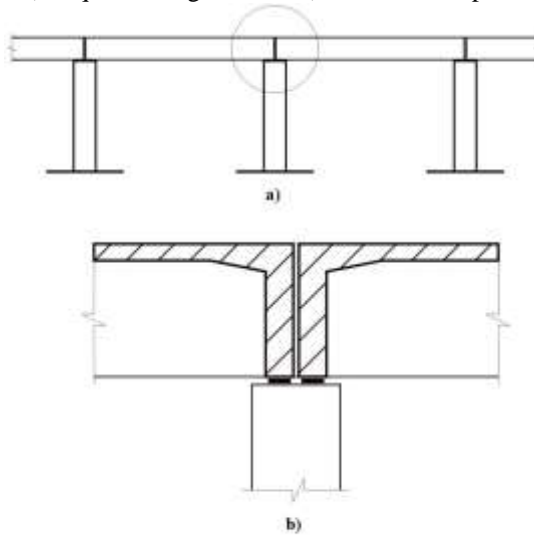
Figura 2.10 Ponte em viga simplesmente apoiada com único vão



Fonte: Vitório, 2002

- II. Ponte em viga simplesmente apoiada com diversos vãos (Figura 2.11);

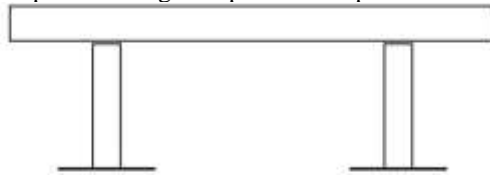
Figura 2.11 Ponte em vigas simplesmente apoiada com diversos vãos:
a) Esquema longitudinal; **b)** Detalhe dos apoios



Fonte: Vitório, 2002

III. Ponte em viga simplesmente apoiada com extremidades em balanço (Figura 2.12);

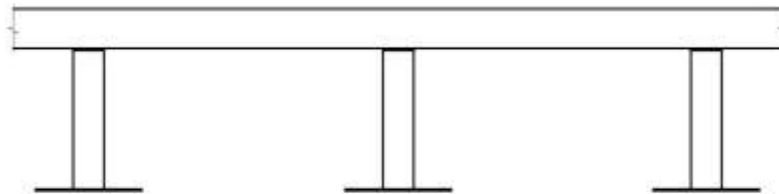
Figura 2.12 Esquema de ponte em viga simplesmente apoiada com extremidades em balanço



Fonte: Vitório, 2002

IV. Ponte em viga contínua simplesmente apoiada (Figura 2.13);

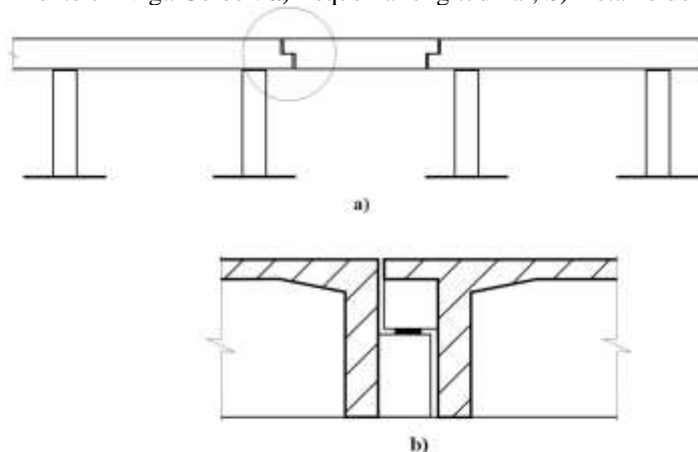
Figura 2.13 Esquema de ponte em viga contínua



Fonte: Vitório, 2002

V. Ponte em viga Gerber (Figura 2.14).

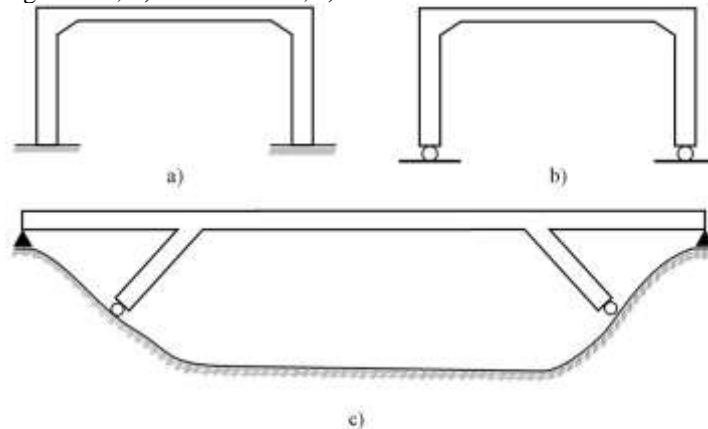
Figura 2.14 Ponte em viga Gerber: **a)** Esquema longitudinal; **b)** Detalhe do dente Gerber



Fonte: Vitório, 2002

- c) **PONTE EM PÓRTICO:** os pórticos são formados pela ligação das vigas com os pilares ou com as paredes dos encontros, caracterizando a continuidade entre esses elementos em substituição às articulações. Os momentos negativos gerados nos encontros reduzem a intensidade do momento positivo no meio do vão. Os tipos mais usuais são mostrados na Figura 2.15.

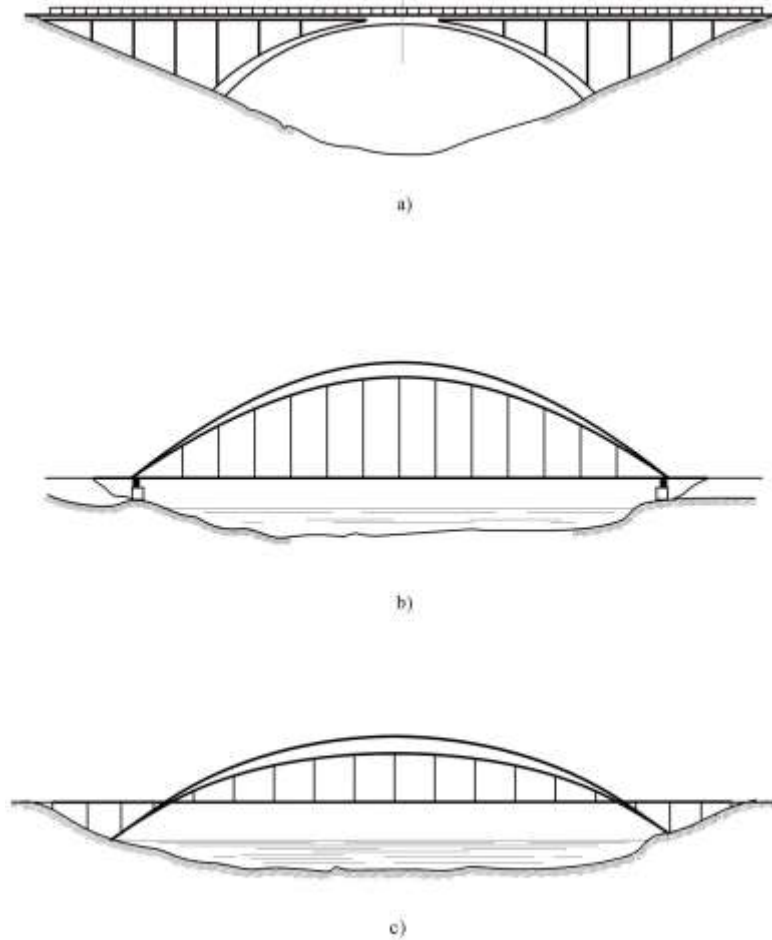
Figura 2.15 Esquema de pontes em pórticos:
a) Biengastados; **b)** Biarticulados; **c)** Biarticulados com montantes inclinados.



Fonte: Vitório, 2002

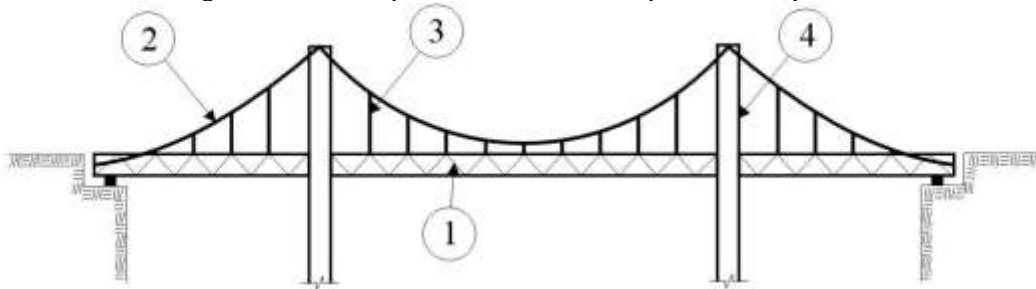
- d) **PONTE EM ARCO:** muito utilizada para transpor grandes vãos, principalmente devido a dificuldades de execução de apoios intermediários ou profundidade do corpo hídrico a vencer. A depender da posição da plataforma, tem sua divisão de acordo a Figura 2.16.
- e) **PONTE PÊNSIL:** são constituídas por cabos dispostos parabolicamente e pendurais verticais (Figura 2.17), usualmente são associadas a perfis metálicos devido a carga reduzida em relação ao concreto.
- f) **PONTE ESTAIADA:** Nessas pontes o tabuleiro é suspenso por meio de cabos inclinados e ligados a um único ponto de uma torre (Figura 2.18), podendo a plataforma ser metálica ou de concreto protendido.
- g) **PONTE EM TRELIÇA METÁLICA:** São utilizadas geralmente para vencer grandes vãos ou em trechos de pontes com tabuleiro móvel, a Figura 2.19 mostra os tipos mais comuns.

Figura 2.16 Pontes em arcos: **a)** Com tabuleiro superior; **b)** Com tabuleiro inferior; **c)** Com tabuleiro intermediário.



Fonte: Vitório, 2002

Figura 2.17 Esquema de uma ponte pênsil: 1 - Viga metálica; 2 - Cabo portante; 3 - Pendurais de suspensão de viga no cabo portante; 4 - Torres de apoio do cabo portante.



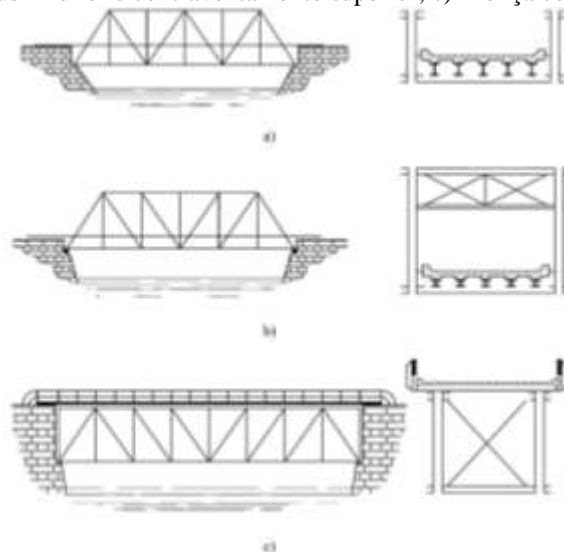
Fonte: Vitório, 2002

Figura 2.18 Ponte estaiada com cabos dispostos em leque



Fonte: Vitório, 2002

Figura 2.19 Pontes em treliça metálica: a) Treliças com estrado inferior e sem contraventamento superior; b) Treliças com estrado inferior e contraventamento superior; c) Treliça com estrado superior.



Fonte: DNIT, 2004

2.3.5. DESENVOLVIMENTO PLANIMÉTRICO

As pontes podem ser classificadas de acordo com a forma geométrica e a posição que ocupam em relação ao eixo do obstáculo a transpor, podendo ser:

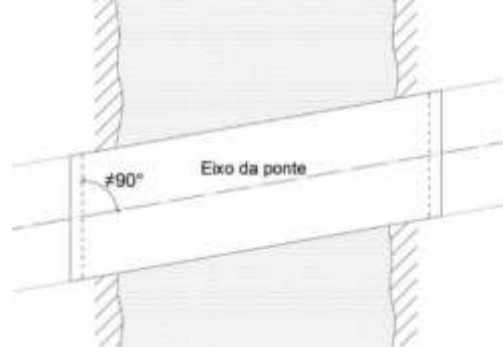
- a) **PONTE RETA ORTOGONAL:** possuem tabuleiro de geometria reta e fazem um ângulo de 90° com o eixo do rio (Figura 2.20).

Figura 2.20 Ponte reta ortogonal (Autoria própria)

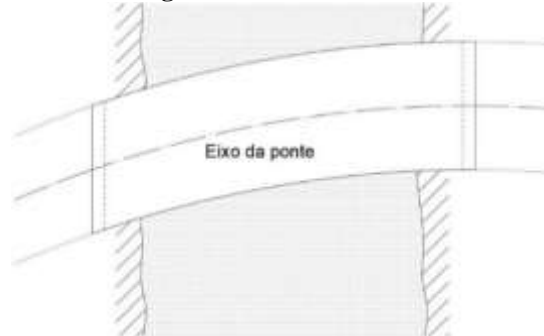


Fonte: Autoria própria, 2020

- b) **PONTE RETA ESCONSA:** possuem tabuleiro de geometria reta e fazem ângulo diferente de 90° com o eixo do curso d'água a transpor (Figura 2.21), podem ser esconsas à esquerda ou à direita dependendo do ângulo que assumem.
- c) **PONTES CURVAS:** possuem tabuleiro com geometria curva como na Figura 2.22.

Figura 2.21 Ponte reta esconsa

Fonte: Autoria própria, 2020

Figura 2.22 Pontes curvas

Fonte: Autoria própria, 2020

2.3.6. DESENVOLVIMENTO ALTIMÉTRICO

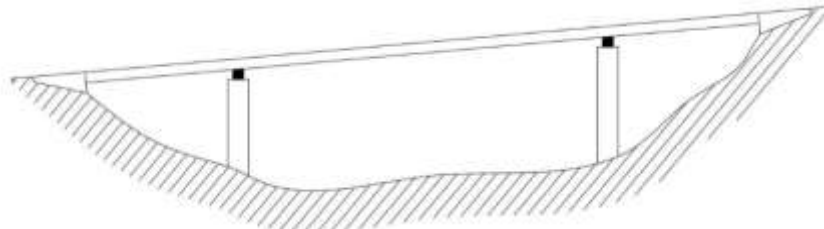
Quanto ao desenvolvimento altimétrico as pontes se classificam em:

- a) **PONTE RETA HORIZONTAL:** possui tabuleiro sem nenhuma inclinação em relação à horizontal (Figura 2.23).

Figura 2.23 Ponte horizontal

Fonte: Autoria própria, 2020

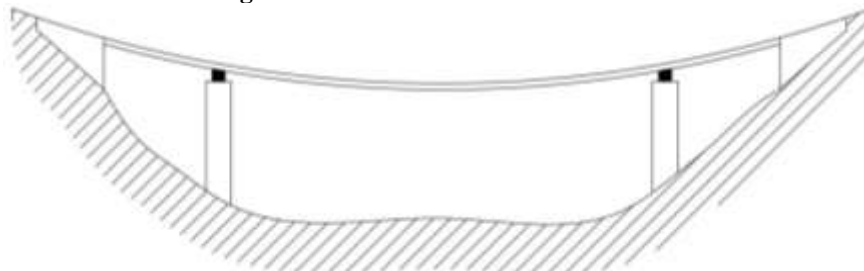
- b) **PONTE RETA EM RAMPA:** o tabuleiro possui certa inclinação em relação à horizontal (Figura 2.24).
- c) **PONTE CURVA COM TABULEIRO CONVEXO:** possuem tabuleiro com curvatura voltada para baixo (Figura 2.25).
- d) **PONTE CURVA COM TABULEIRO CÔNCAVO:** Possuem tabuleiro com curvatura voltada para cima (Figura 2.26).

Figura 2.24 Ponte em rampa

Fonte: Autoria própria, 2020

Figura 2.25 Ponte com tabuleiro convexo

Fonte: Autoria própria, 2020

Figura 2.26 Ponte com tabuleiro côncavo

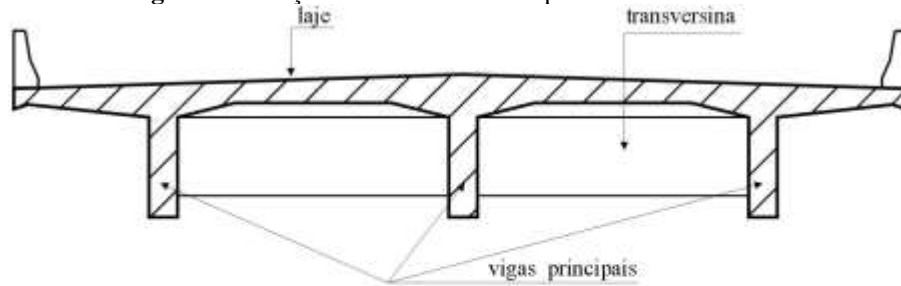
Fonte: Autoria própria, 2020

2.3.7. PROCESSO DE EXECUÇÃO

Quanto ao processo de execução as pontes se classificam em:

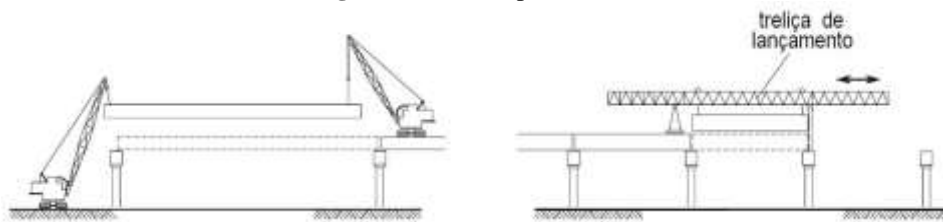
- a) **CONCRETO MOLDADO NO LOCAL:** consiste na montagem e execução dos elementos da ponte no local da obra, sucintamente, tem-se a montagem de ferragens e formas, escoramento, concretagem e desforma, uma seção típica é mostrada na Figura 2.27. É um dos processos mais tradicionais.
- b) **ELEMENTOS PRÉ-MOLDADOS:** consiste na montagem dos elementos no local da construção, uma vez que a produção geralmente ocorre em local especializado. Os elementos são transportados, encaixados e realizada a ligação. Tipos mais comuns são as vigas em concreto protendido, lançadas por treliça metálica (veículo) (Figura 2.28).
- c) **CONSTRUÇÃO EM BALANÇOS SUCESSIVOS:** é um tipo de processo que se utiliza de elementos pré-moldados de concreto protendido. A montagem é realizada por etapas, com o auxílio de equipamentos especiais (Figura 2.29).

Figura 2.27 Seção transversal final de ponte moldada no local



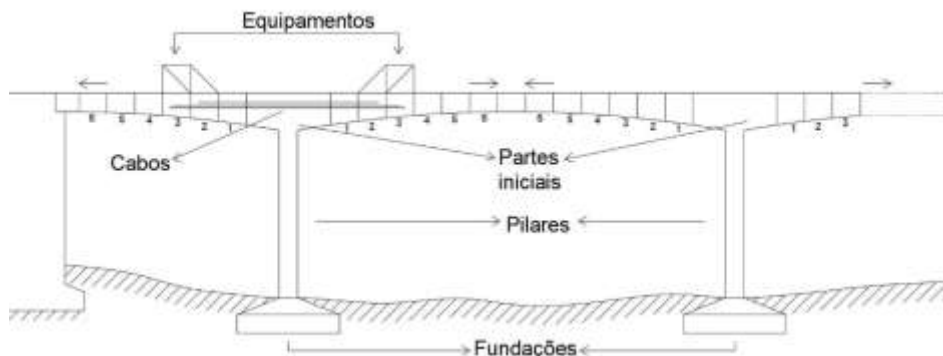
Fonte: Vitório, 2002

Figura 2.28 Ponte pré-moldada



Fonte: El Debs e Takeya, 2007

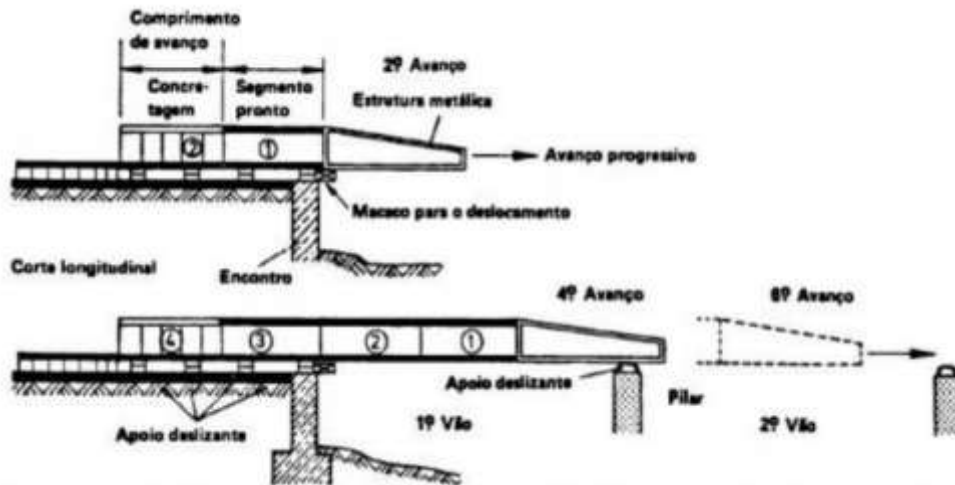
Figura 2.29 Ponte em balanços sucessivos



Fonte: Autoria própria, 2020

- d) **CONSTRUÇÃO EM DESLOCAMENTOS PROGRESSIVOS:** consiste na execução da ponte em segmentos, em local apropriado junto à cabeceira da ponte; à medida que o concreto de cada segmento vai adquirindo a resistência adequada, a ponte é progressivamente deslocada para o local definitivo (Figura 2.30). Essa técnica requer maior controle tecnológico e o uso de equipamentos especiais.

Figura 2.30 Esquema de execução do método de deslocamentos sucessivos



Fonte: França, 2011

2.3.8. TEMPO DE UTILIZAÇÃO

Em relação ao tempo de utilização, as pontes se classificam em:

- a) **PROVISÓRIAS:** são construídas geralmente para suprir uma demanda por um intervalo de tempo curto. Muito comuns serem de madeira, em função da facilidade de construção/desconstrução e do preço;
- b) **PERMANENTES:** são as obras definitivas, projetadas e executadas com todas as características previstas pelas normas vigentes. Devem ser preferencialmente metálicas ou em concreto (CA/CP), evitando-se sempre que possível a execução em madeira. Devem ser projetadas para longos períodos de tempo e vida útil de projeto satisfatória.

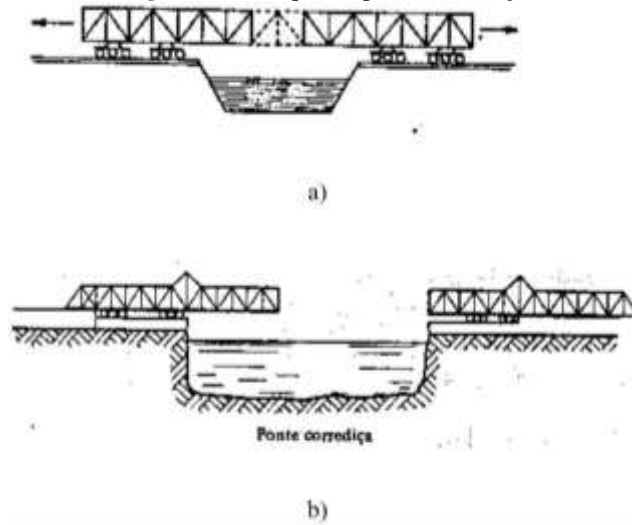
2.3.9. MOBILIDADE DO ESTRADO

Quanto a mobilidade do estrado, as pontes são classificadas como:

- a) **FIXAS:** cujo estrado é fixo em toda a extensão da ponte;
- b) **MÓVEIS:** cujos estrados podem ter alguma mobilidade, estas subdividem-se em:
 - I. **PONTES CORREDIÇAS:** podem ser deslocadas no sentido horizontal na direção do seu eixo (Figura 2.31).
 - II. **PONTES LEVADIÇAS:** podem ser deslocadas no sentido vertical a direção do seu eixo (Figura 2.32).
 - III. **PONTES BASCULANTES:** podem rotacionar verticalmente em torno do plano horizontal da via, a partir de uma das extremidades para vãos pequenos (Figura 2.33).

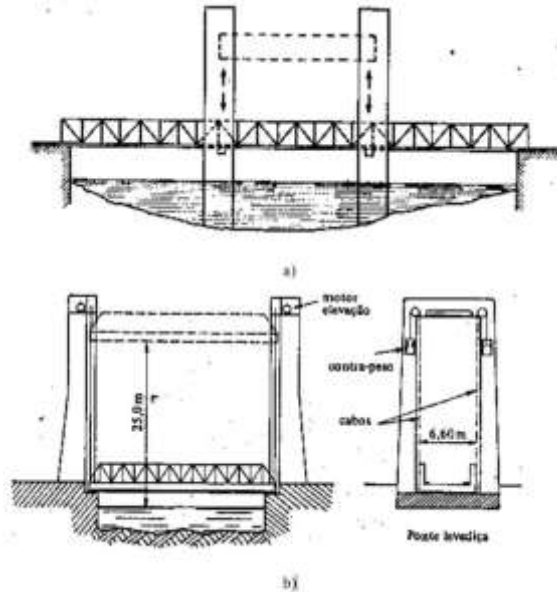
Para vão maiores o giro ocorre simultaneamente nas duas extremidades, sendo que a estrutura é dividida em duas partes.

Figura 2.31 Esquema ponte corrediça



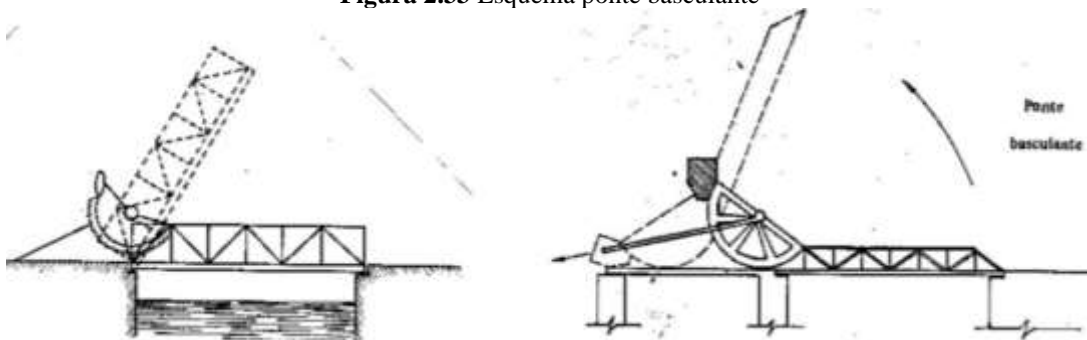
Fonte: Silva, 2019

Figura 2.32 Esquema ponte levadiça



Fonte: Silva, 2019

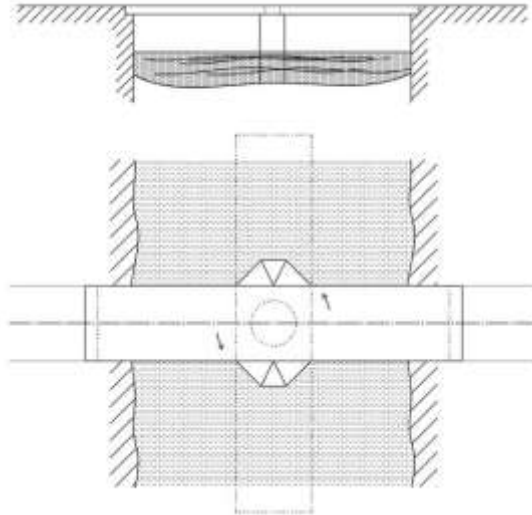
Figura 2.33 Esquema ponte basculante



Fonte: Silva, 2019

- IV. PONTES GIRATÓRIAS: podem girar horizontalmente a partir de um ponto fixo, geralmente um ponto médio no meio do vão (Figura 2.34).

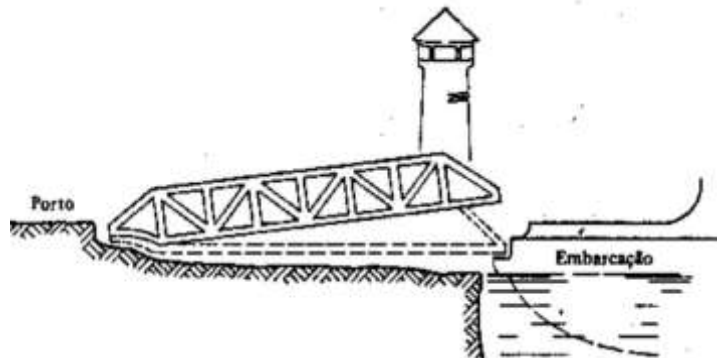
Figura 2.34 Ponte giratória



Fonte: Autoria própria, 2020

- V. PONTES FLUTUANTES OU OSCILANTE: são pontes cujos estrados se apoiam em flutuadores constituídos por barcos ou tambores metálicos (Figura 2.35). Via de regra são provisórias, porém podem assumir caráter permanente em alguns casos.

Figura 2.35 Ponte oscilante em porto



Fonte: Silva, 2019

2.4. CLASSIFICAÇÃO DAS RODOVIAS

A classificação mais comum encontrada na bibliografia nacional se baseia no fluxo diário de veículos que transitam as rodovias, de acordo com o DNER (Brasil, 1973), tem-se:

Classe I - 1.000 ou mais veículos/dia;

Classe II - menos de 1.000 e mais de 500 veículos/dia;

Classe III - até 500 veículos/dia.

2.5. AÇÕES NAS PONTES

Segundo El Debs e Takeya (2007) a consideração das ações e da segurança nas pontes deve ser feita de acordo com a norma NBR 8681 (ABNT, 2003) que classifica as ações da seguinte forma:

- Ações permanentes:

- a) Diretas;
- b) Indiretas;

- Ações variáveis:

- a) Normais;
- b) Especiais;

-Ações excepcionais.

De acordo com El Debs e Takeya (2007), seguindo a NBR 7187 (ABNT, 2003) as ações agrupam-se em:

- **Ações permanentes**, dentre outras são:

Cargas provenientes do peso próprio dos elementos estruturais;

Cargas provenientes do peso da pavimentação, dos trilhos, dos dormentes, dos lastros, dos revestimentos, das defensas, dos guarda-rodas, dos guarda-corpos e de dispositivos de sinalização;

Empuxos de terra e de líquidos;

Forças de protensão;

Deformações impostas, incluídas aquelas provocadas por fluência e retração do concreto, e por deslocamentos de apoios.

- **Ações variáveis**, dentre outras são:

As cargas móveis (ação gravitacional, força centrífuga choque lateral; efeitos de frenagem e aceleração);

As cargas de construção;

A ação do vento;

O empuxo de terra provocado por cargas móveis;

A pressão da água em movimento;

O efeito dinâmico do movimento das águas;

As variações de temperatura.

- **Ações excepcionais**, dentre outras são:

Choques de veículos;
Explosões;
Outras ações excepcionais.

2.5.1. AÇÕES PERMANENTES

a) PESO PRÓPRIO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

O carregamento permanente devido ao peso próprio é função da densidade e do volume de materiais dos materiais empregados na concepção da estrutura principal. As estruturas mais leves são executadas em madeira ou perfis metálicos, as pontes em concreto simples (CS), concreto armado (CA) ou protendido (CP) são mais pesadas do ponto de vista estrutural. A NBR 6118 (ABNT, 2014) indica adotar os seguintes valores mínimos para pontes de concreto:

- Concreto simples: 24 kN/m³;
- Concreto armado/protendido: 25 kN/m³.

b) PESO DOS ELEMENTOS NÃO ESTRUTURAIS

I. Pavimentação: para pontes rodoviárias deve ser considerado o peso do leito asfáltico e em alguns casos, a previsão de um eventual recapeamento, sendo dispensável a critério do proprietário da obra, para pontes de grandes vãos. Os valores indicados são:

- Peso específico da pavimentação: 24 kN/m³;
- Carga adicional de recapeamento: 2 kN/m².

II. Leito ferroviário, trilhos e dormentes: sobrecargas adotadas em pontes ferroviárias, usualmente os seguintes valores são indicados:

- Para o lastro ferroviário: 18 kN/m³;
- Para o conjunto dormente, trilho e acessórios: 8 kN/m (metro de via).

c) EMPUXOS

I. Empuxo de terra: é determinado de acordo com os princípios da mecânica dos solos. Ocorre principalmente onde há a necessidade de aterro e sua intensidade, é de interesse principalmente para o dimensionamento de estruturas de contenção ou encontros nos extremos das pontes.

II. Empuxo de água: o empuxo de água e a subpressão devem ser considerados nas situações mais desfavoráveis. Depende diretamente das variações de nível dos corpos hídricos e lençol freático. A determinação da intensidade desse tipo de ação depende de um estudo geotécnico do leito de assentamento da ponte.

- d) **FORÇAS DE PROTENSÃO:** esse tipo de solicitação existe em pontes executadas com elementos pré-moldados (protendidos). A intensidade dessa ação depende das especificações de projeto para as quais o dimensionamento foi realizado, sua consideração é feita de acordo com os princípios do concreto protendido, satisfazendo o disposto na versão da NBR 6118 (ABNT, 2014).
- e) **DEFORMAÇÕES IMPOSTAS**
- I. **Fluência:** é o resultado de alterações sofridas pelo concreto devido às condições de carregamento, em geral, acarretam acréscimo de deformação nas estruturas de concreto armado ou protendido. Nessa última é responsável pelas perdas de protensão.
- II. **Retração:** é ocasionada pela perda de água pelo concreto, causada principalmente por falhas no processo de cura das peças. O fenômeno ocasiona a redução de volume da peça e acarreta o aparecimento de tensões. Sua principal influência é a redução da força de protensão.
- III. **Deslocamento de apoio:** está associado a possibilidade da ocorrência de recalques que podem modificar as condições de apoio da estrutura.

2.5.2. AÇÕES VARIÁVEIS

- a) **CARGA MÓVEL:** as cargas móveis são aquelas devido ao tráfego de veículos (rodoviários e ferroviários) e pedestres nas estruturas. A consideração desse carregamento é feita por meio da adoção de trens-tipo. No Brasil existem duas normas que tratam do tema, a saber:
- I. NBR 7188 (ABNT, 2013): "Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestres".
- II. NBR 7189 (ABNT, 1985): "Cargas móveis para o projeto de estrutural de obras ferroviárias".
- b) **VARIAÇÃO DE TEMPERATURA:** devido à grande área exposta, algumas pontes estão sujeitas a deformações impostas por gradientes de temperatura ao longo da seção da superestrutura. A intensidade dessa ação depende de uma série de fatores, dentre eles as dimensões da ponte e as condições de insolação que variam bastante de um local para outro. Em geral esse tipo de ação é mais importante em estruturas apertadas, que possuem limitações de deslocamento impostas pela própria configuração do arranjo estrutural. A NBR 7187 (ABNT, 2003) faz algumas recomendações quanto ao efeito da variação de temperatura.

- c) **AÇÃO DO VENTO:** a NBR 7187 (ABNT, 2003) não indica procedimentos quanto à ação do vento nas pontes, mas sugere a adoção da NBR 6123 (ABNT, 2013), para a verificação dos efeitos deste.
- d) **PRESSÃO DA ÁGUA EM MOVIMENTO:** é função da velocidade da água e de um coeficiente adimensional cujo valor depende do ângulo de incidência da água em relação ao plano da face do elemento (pilar).
- e) **EMPUXO DE TERRA PROVOCADO POR CARGAS MÓVEIS:** ocorre principalmente em pontes que não possuem “laje de transição”, devido a força exercida pelos veículos sobre o maciço ao entrarem nas pontes.
- f) **CARGAS DE CONSTRUÇÃO:** segundo El Debs e Takeya (2007), a NBR 7187 (ABNT, 2003) estabelece que no projeto e cálculo devem ser consideradas as ações das cargas passíveis de ocorrer durante o período da construção, notadamente aquelas devidas ao peso de equipamentos e estruturas auxiliares de montagem e de lançamento de elementos estruturais e seus efeitos em cada etapa executiva da obra. Estas cargas devem ser consideradas na estrutura com o esquema estático, resistência dos materiais, e seções resistentes existentes por ocasião da sua aplicação.

2.5.3. AÇÕES EXCEPCIONAIS

Ações excepcionais são as que têm duração extremamente curta e baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, mas que devem ser consideradas nos projetos de determinadas estruturas, segundo a NBR 8681(ABNT, 2003).

Em se tratando de pontes a NBR 7187 (ABNT, 2003) destaca o choque de objetos móveis, explosões, enchentes intensas e sismos. Porém segundo El Debs e Takeya (2007) não há na referida norma indicação de valores quanto a essas ações, para tanto recorre-se a norma alemã DIN-1072 (DIN, 1972) que estabelece que os elementos estruturais passíveis a choque de veículos, devem ser verificados para forças horizontais, não simultâneas, de 1.000 kN na direção longitudinal e de 500 kN na direção transversal. Estas forças devem ser consideradas atuando sobre o elemento a 1,20 m da superfície de rolamento.

2.5.4. EFEITO DINÂMICO DAS AÇÕES

Para El Debs e Takeya (2007) é usual no estudo de estruturas supor que as cargas sejam

aplicadas de forma gradual, de um valor nulo (zero) até um máximo, porém as cargas móveis reais são aplicadas bruscamente. El Debs e Takeya (2007) afirmam que a consideração de cargas estáticas não representa fielmente as solicitações reais no que se refere a oscilações, força centrífuga causada pela deformação da ponte (efeito Willis-Zimmermann) e outros efeitos devido aos carregamentos dinâmicos. A determinação desses efeitos é realizada por meio da Dinâmica das estruturas, porém é uma tarefa um tanto complexa.

Para facilitar a consideração dos efeitos dinâmicos das cargas móveis a NBR 7188 (ABNT, 2013) considera a adoção do coeficiente de impacto ϕ (f_i). Sendo obtido a partir do produto entre outros três coeficientes, a saber:

a) COEFICIENTE DE IMPACTO VERTICAL (CIV): determinado pela Equação I.

$$CIV = 1 + 1,06 * \left(\frac{20}{liv + 50} \right) \quad (I)$$

Onde:

liv: é o vão efetivo do tramo;

Para pontes com *liv* < 10 metros, utilizar CIV = 1,35;

Para pontes com vãos diferentes é admissível considerar um valor médio.

b) COEFICIENTE DE NÚMERO DE FAIXAS (CNF): determinado pela Equação II.

$$CNF = 1 - 0,05(N - 2) \quad (II)$$

Onde:

N: É o número de faixas da rodovia;

CNF > 0,9 o valor mínimo admitido.

c) COEFICIENTE DE IMPACTO ADICIONAL (CIA): este coeficiente é função do tipo de material utilizado na construção, dessa forma tem-se:

- para ponte em concreto armado: CIA = 1,25

- para pontes metálicas: CIA = 1,15;

Portanto, o coeficiente de impacto ϕ é dado pela Equação III.

$$\phi = CIV * CNF * CIA \quad (III)$$

O efeito final das ações é obtido multiplicando-se o coeficiente de impacto pelas ações estáticas, de acordo com a Equação IV.

$$\sum E_{Dinâmicos} = \phi * \sum E_{Estáticos} \quad (IV)$$

2.6. EVOLUÇÃO DAS NORMAS DE PROJETO

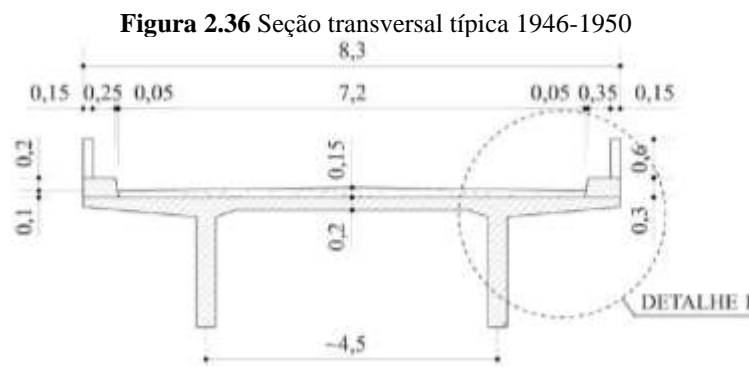
A malha rodoviária federal foi implantada a partir da década de 1940, resultado de uma série de investimentos na área de infraestrutura de transportes, consolidada através do Decreto Lei N° 8.463 de dezembro de 1945 - Lei Joppert (BRASIL, 1945). Na mesma época foram editadas as primeiras Normas Brasileiras (NB) referentes ao cálculo e execução de estruturas de concreto armado, que abrange obras com diferentes geometrias transversais, projetadas segundo critérios vigentes à época, muitas das quais extintas.

As obras construídas desde esse período até a atualidade passaram por uma série de intervenções, algumas foram substituídas, muitas foram restauradas e algumas passaram por reformas e alargamento. Portanto, o perfil das pontes na maioria das rodovias é bastante heterogêneo.

A normativa brasileira passou por uma série de modificações ao longo dos anos, impulsionadas pelo crescimento econômico do país, pelas modificações das características de tráfego, principalmente no que se refere ao fluxo de veículos de carga e outras demandas que exigiam atualizações dos parâmetros de projeto estabelecidos até então. A seguir, é apresentada uma sequência das normas empregadas em projetos em cada período e suas respectivas características.

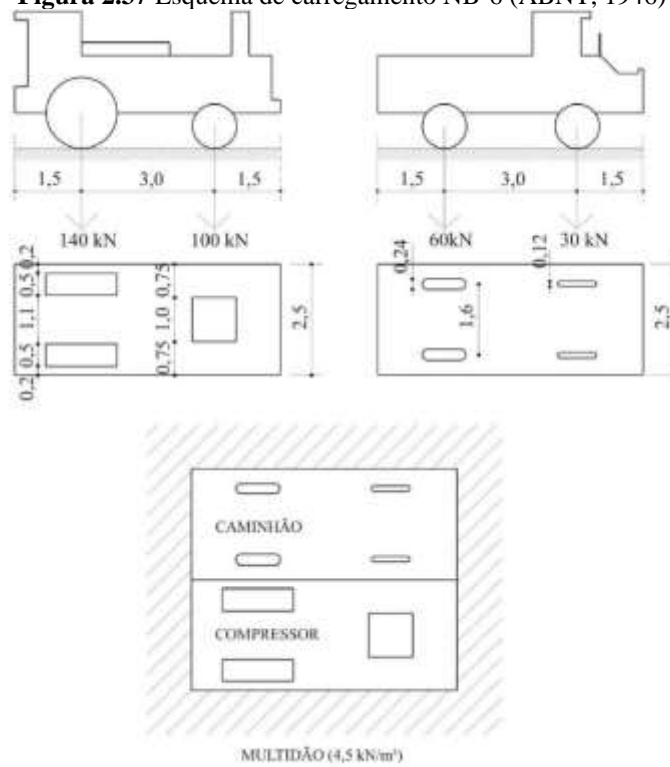
2.6.1. PONTES PROJETADAS ATÉ 1950

As pontes de rodovias federais projetadas e construídas de 1946 a 1950 seguiram diretrizes estabelecidas pelas normas NB-1(ABNT, 1946), NB-2 (ABNT, 1946) e NB-6 (ABNT, 1946). A seção transversal típica é apresentada na Figura 2.36. O padrão de carregamento para a obtenção do trem-tipo correspondia a um compressor de 240 kN e tantos caminhões de 90 kN quantas fossem as faixas de tráfego menos uma (Figura 2.37). O carregamento de multidão que preenche o resto da plataforma era de 4,50 kN/m². Os efeitos dinâmicos eram considerados adotando um coeficiente de impacto fixo $\phi = 1,30$.



Fonte: IPR, 2004

Figura 2.37 Esquema de carregamento NB-6 (ABNT, 1946)

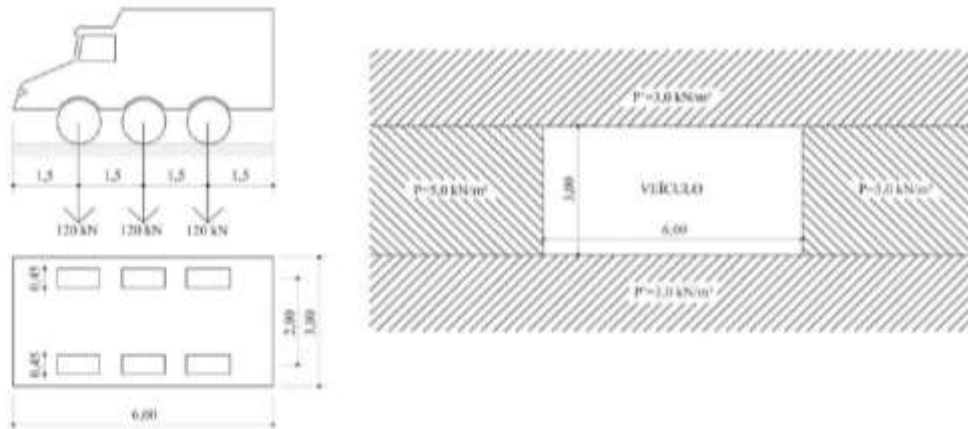


Fonte: Mendes, 2009

2.6.2. PONTES PROJETADAS ENTRE 1950 E 1960

As pontes construídas entre 1950 e 1960 foram projetadas segundo critérios técnicos das normas NB-1(ABNT, 1946), NB-2 (ABNT, 1946) e NPER-6 (ABNT, 1950). A seção transversal típica permaneceu a mesma da Figura 2.36. O padrão de carregamento correspondia a um compressor de 240 kN e tantos caminhões de 120 kN quantas fossem as faixas de tráfego menos uma, e multidão de 5,00 kN/m². A Figura 2.38 representa o esquema de carregamento adotado. Os efeitos dinâmicos eram considerados adotando um coeficiente de impacto fixo $\phi = 1,30$.

Figura 2.40 Esquema de carregamento NB-6 (ABNT, 1960)

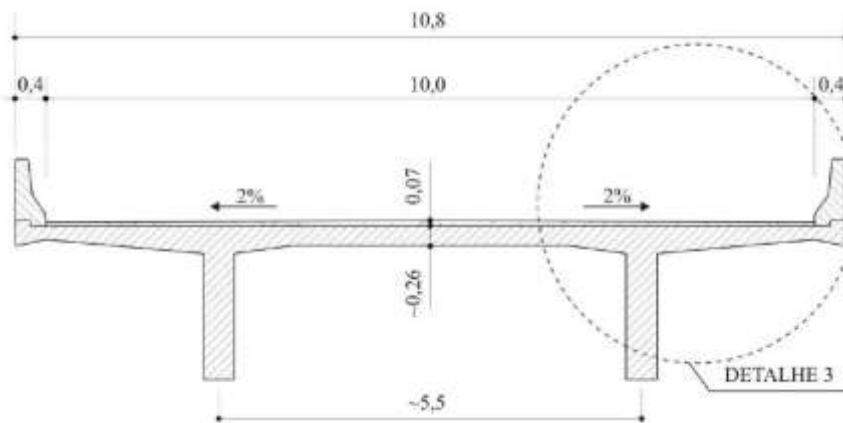


Fonte: Mendes, 2009

2.6.4. PONTES PROJETADAS DE 1975 A 1985

As pontes construídas de 1975 a 1985 foram projetadas segundo critérios técnicos das normas NB-1 (ABNT, 1978), NB-2 (ABNT, 1960) e NB-6 (ABNT, 1960). A seção transversal típica está representada na Figura 2.41. O padrão de carregamento correspondia a um veículo de 360 kN, e carga de multidão de 5,00 kN/m² anterior e posterior ao veículo, e 3,00 kN/m² nas faixas laterais do veículo como descrito na Figura 2.40. Os efeitos dinâmicos eram considerados adotando um coeficiente de impacto $\phi = 1,4 - 0,007 * L$, onde L é o vão da ponte.

Figura 2.41 Seção transversal típica 1975-1985



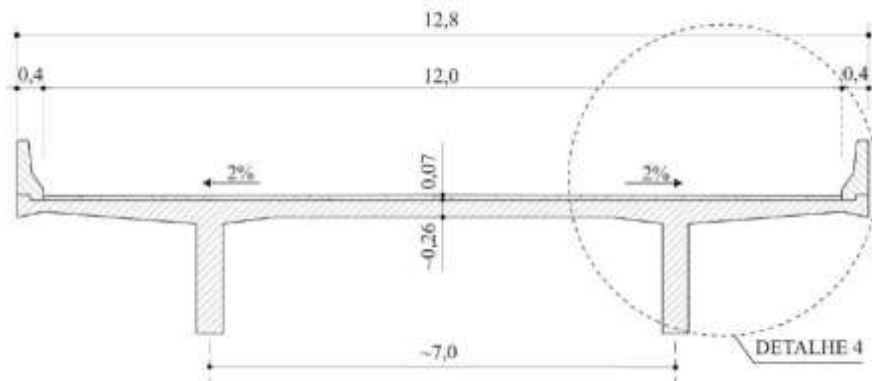
Fonte: IPR, 2004

2.6.5. PONTES PROJETADAS A PARTIR DE 1985

As pontes das rodovias federais construídas a partir de 1985 foram projetadas segundo critérios técnicos das normas NB-1 (ABNT, 1978), NB-2 (ABNT, 1987) e NB-6 (ABNT, 1982). As mudanças foram sobretudo em relação a seção transversal que passou a configuração mostrada

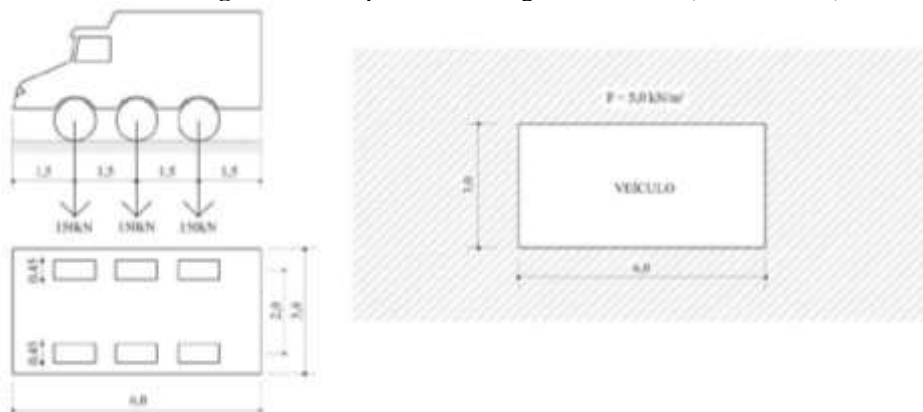
na Figura 2.42. O padrão de carregamento passou a 450 kN, multidão de 5,00 kN/m² ao redor do veículo e multidão de 3,00 kN/m² nos passeios, conforme descrito na Figura 2.43. A consideração dos efeitos dinâmicos foi mantida com coeficiente de impacto $\phi = 1,4 - 0,007 * L$, onde L é o vão da ponte. O coeficiente de impacto como descrito em 2.5.4 foi introduzido com a versão NBR 7188 (ABNT, 2013).

Figura 2.42 Seção transversal típica a partir de 1985



Fonte: IPR, 2004

Figura 2.43 Esquema de carregamento NB-6 (ABNT, 1982)



Fonte: Mendes, 2009

2.7. CONSIDERAÇÕES À CERCA DAS LEGISLAÇÕES DE TRANSPORTE DE CARGA

O marco para o sistema de transporte nacional foi a instituição do Código de Trânsito Brasileiro (CTB) por meio da Lei N° 9.503 de 23 de setembro de 1997 (BRASIL, 1997). Os veículos que trafegam nas rodovias brasileiras devem obedecer as disposições do CTB e resoluções emanadas do Conselho Nacional de Trânsito (CONTRAN), dentre as quais se destacam a Resolução N° 12 (CONTRAN, 1998), que estabelece limites de peso e dimensões

dos veículos e a Resolução N° 211 (CONTRAN, 2006) que fixa os requisitos necessários à circulação de veículos de carga.

A Resolução N° 12 (CONTRAN, 1998) foi revogada no ano de 2007, com a publicação da Resolução N° 210 (CONTRAN, 2006) que estabelece entre outras, limites de peso e dimensões dos veículos, modificando alguns requisitos estabelecidos pela sua antecessora e introduzindo outras modificações.

No ano de 2007 é publicada a Resolução N° 258 (CONTRAN, 2007) que fixa metodologia de aferição de peso de veículos, estabelece percentuais de tolerância e dá outras providências. Em 2015 o CONTRAN publica a Resolução N° 526 (CONTRAN, 2015) que altera alguns pontos das Resoluções N° 211 e N° 258, dentre as quais se destacam aquelas dispostas no artigo 4° da referida resolução, a saber:

Art.4° O artigo 5° da Resolução n° 258, de 30 de novembro de 2007, passa a vigorar com a seguinte redação:
 I – Artigo 5°: “Art. 5° Na fiscalização de peso dos veículos por balança rodoviária serão admitidas as seguintes tolerâncias:
 I – 5% (cinco por cento) sobre os limites de pesos regulamentares para o peso bruto total (PBT) e peso bruto total combinado (PBTC);
 II – 10% (dez por cento) sobre os limites de peso regulamentares por eixo de veículos transmitidos à superfície das vias públicas.

O conjunto de especificações que as resoluções do CONTRAN estabelecem quanto aos limites e tolerância de cargas é conhecido popularmente como lei da balança.

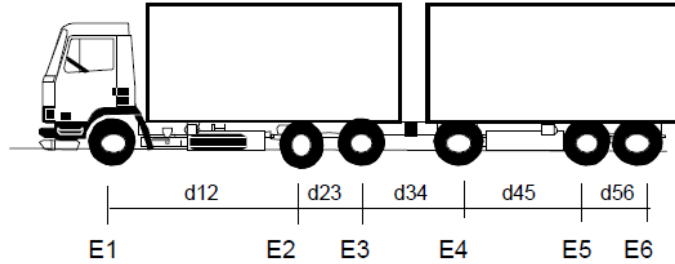
Outro marco importante para o transporte de cargas no Brasil e para o setor de gestão de pontes, foi a publicação no ano de 2016 da Resolução N° 640 (CONTRAN, 2016), que altera a Resolução N° 211 (CONTRAN, 2006), modificando o Peso Bruto Total Combinado (PBTC) de 74 t para 91 t. A publicação desta resolução veio atender principalmente grandes indústrias sucroalcooleira que alegavam perdas no processo de colheita e transporte, porém a alteração passou por uma série de críticas por parte das entidades ligadas a gestão de pontes, principalmente concessionárias que administram algumas rodovias por onde a safra é escoada, atualmente a Resolução N° 640 encontra-se suspensa pela Deliberação N° 172 de setembro de 2018 em razão de disputas judiciais.

2.8. MODELAGEM VEICULAR

Combinações de veículos de carga (CVC's), são composições constituídas de uma unidade tratora e de duas ou mais unidades do tipo semirreboques ou reboques, podendo ser classificadas como treminhão, rodotrem ou tritrem, ou ainda com duas articulações, bitrem. O CONTRAN estabelece limites de dimensões e cargas para cada combinação possível, as

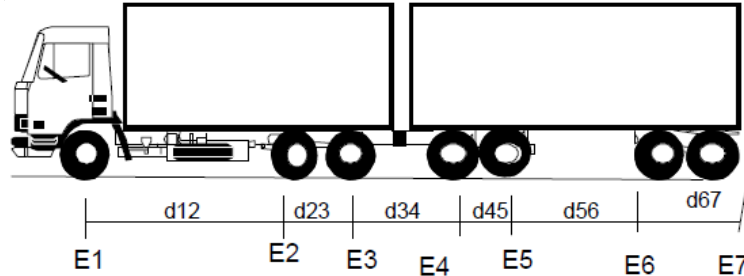
resoluções N° 68 (CONTRAN, 1998) e N° 184 (CONTRAN, 2005) especificam os limites para sua utilização. As Figuras 2.44 a Figura 2.49 apresentam as combinações mais comuns utilizadas no transporte de carga nas rodovias brasileiras segundo Luchi (2006), algumas das quais necessitam de autorização especial de trânsito (AET).

Figura 2.44 Romeu e julieta (Trucado + Reboque) 6 Eixos (AET) - 500 kN



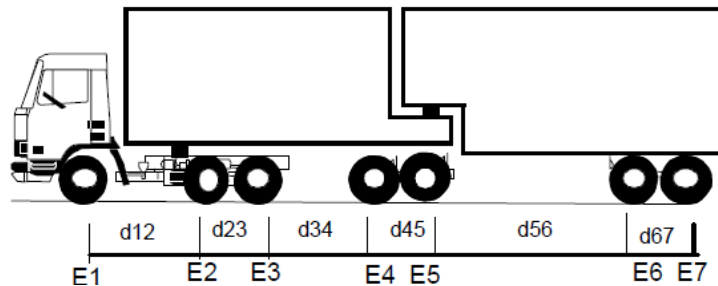
Fonte: DNIT, 2012

Figura 2.45 Romeu e julieta (Trucado + Reboque) 7 Eixos (AET) - 570 kN



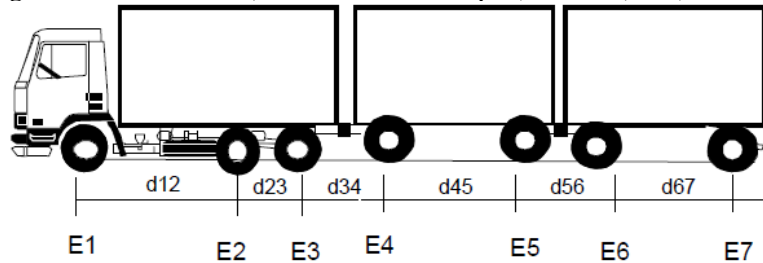
Fonte: DNIT, 2012

Figura 2.46 Bitrem 7 Eixos - 570 kN



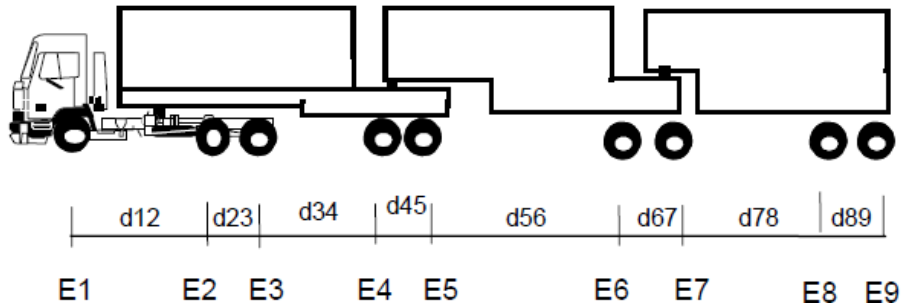
Fonte: DNIT, 2012

Figura 2.47 Treminhão (Trucado + dois reboques) 7 eixos (AET) - 740 kN



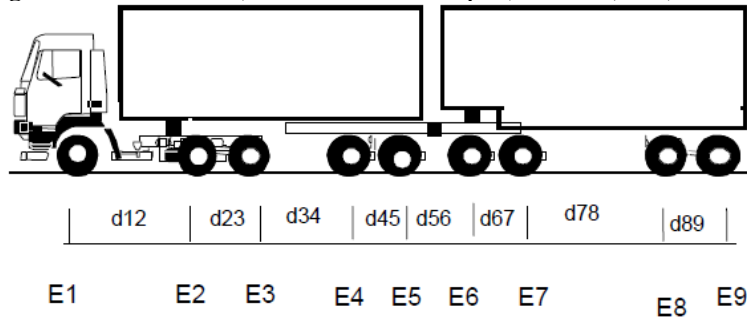
Fonte: DNIT, 2012

Figura 2.48 Tri trem (Trucado + três reboques) 9 eixos (AET) - 740 kN



Fonte: DNIT, 2012

Figura 2.49 Rodotrem (Trucado + dois reboques) 9 eixos (AET) - 740 kN



Fonte: DNIT, 2012

O surgimento de novas combinações de veículos de cargas (CVC's), compostas por mais de duas unidades, mostra a necessidade da adoção de classes, o DNIT indica a seguinte nomenclatura:

- nDm – combinação dotada de duas articulações;
- nTm – combinação dotada de três articulações;
- nQm – combinação dotada de quatro articulações;

O índice n indica a quantidade de eixos da unidade tratora e m indica a quantidade de eixos da unidade rebocada. A Figura 2.50, Figura 2.51 e Figura 2.52 indicam alguns exemplos reais.

Figura 2.50 Veículo 3T6 (9 Eixos - 740 kN)



Fonte: SCANIA, 2018

Figura 2.51 Veículo 3Q4 (7 Eixos - 640 kN)



Fonte: Barbosa, 2009

Figura 2.52 Veículo 3D4 (7 Eixos - 540 kN)



Fonte: SCANIA, 2019

2.9. NOÇÕES BÁSICAS DE ESTRUTURAS

Objetivando fornecer artifícios para um melhor esclarecimento à cerca de alguns conceitos abordados no trabalho nos itens que seguem, é apresentada uma breve revisão de teoria das estruturas.

2.9.1. REAÇÕES DE APOIO

Para Sússekind (1981) em uma estrutura submetida a um carregamento (peso próprio ou ação de uma força externa) as reações de apoio são forças (ou momentos) de ponto de aplicação e direção conhecidas e tais que equilibram as cargas aplicadas à estrutura. Dessa forma, entende-se por reações de apoio as forças que permitem a condição de equilíbrio de um sistema.

2.9.2. GRAUS DE LIBERDADE

Segundo Sússekind (1981), uma estrutura submetida a ação estática de um sistema de

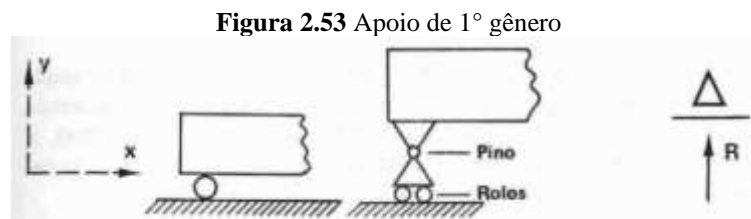
forças no espaço em relação a um dado ponto, possui resultantes que tendem a provocar a translação (forças) ou rotação (momentos) desta em relação ao ponto. Sússekind (1981) afirma que no espaço, uma translação pode ser expressa por suas componentes segundo 3 eixos triortogonais e, uma rotação, como a resultante de três rotações, cada uma em torno de um desses eixos. Em outras palavras, graus de liberdade (GL) são as possibilidades de deslocamento de um dado ponto da estrutura, sendo assim, uma estrutura no espaço possui um total de 6 graus de liberdade (3 translações e 3 rotações) (SÜSSEKIND, 1981).

2.9.3. APOIOS

Para que uma estrutura permaneça estática, ou em equilíbrio, os graus de liberdade que possibilitam os movimentos precisam ser restringidos. Segundo Sússekind (1981) a função dos apoios é restringir os graus de liberdade das estruturas, despertando com isso reações nas direções dos movimentos impedidos. Sússekind (1981) afirma ainda que os seguintes apoios são utilizados para impedir os movimentos:

a) Apoio de 1º gênero

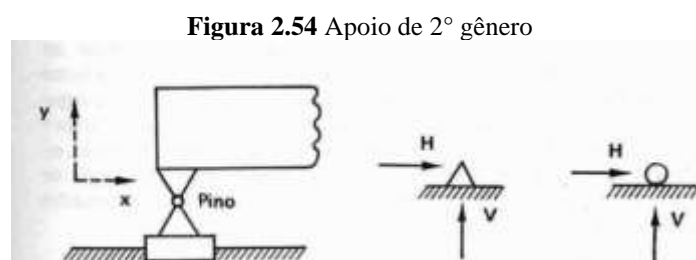
O apoio de primeiro gênero impede o movimento de translação em uma direção, permitindo a translação na direção oposta e a rotação (SÜSSEKIND, 1981), na direção do único movimento impedido, surgirá uma reação de apoio R (vertical ou horizontal) (Figura 2.53).



Fonte: Sússekind, 1981

b) Apoio de 2º gênero

O apoio de segundo gênero impede qualquer movimento de translação, permitindo apenas movimentos de rotação (SÜSSEKIND, 1981), nas direções dos movimentos impedidos surgirá forças de reação, uma horizontal H e outra vertical V (Figura 2.54).

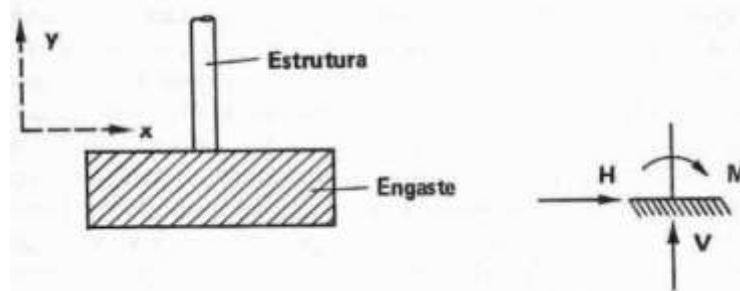


Fonte: Sússekind, 1981

c) Apoio de 3º gênero ou engaste

Segundo Süsskind (1981), o apoio do 3º gênero impede qualquer tipo de movimentação do ponto de aplicação, restringindo translações e rotações. O engaste provoca o aparecimento de três reações de apoio, nas direções dos movimentos impedidos (2 translações e 1 rotação), sendo H, V e M indicados abaixo (Figura 2.55).

Figura 2.55 Apoio de 3º gênero



Fonte: Süsskind, 1981

2.9.4. ESTATICIDADE E ESTABILIDADE

Süsskind (1981) afirma que em função do número de apoios que uma estrutura possui, podem ocorrer três casos possíveis:

a) Os apoios são em número igual ao de graus de liberdade

As equações do equilíbrio disponíveis são suficientes para determinar as reações de apoio, uma vez que o número de reações de apoio a determinar é igual ao número de equações de equilíbrio disponíveis. Diz-se que a estrutura é **Isostática**, e nesse caso, ocorre um **equilíbrio estável**.

b) Os apoios são em número inferior ao de graus de liberdade

Nessa situação teremos um número maior de equações que de incógnitas, implicando num sistema de equações impossível. A estrutura é dita **Hipostática** onde ocorre um **equilíbrio instável**. Para Süsskind (1981) as estruturas hipostáticas são inadmissíveis para construção.

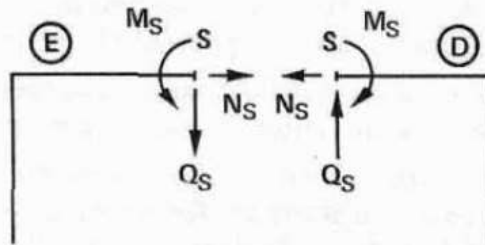
c) Os apoios são em número superior ao de graus de liberdade

Tem-se um número de equações menor que o número de incógnitas (reações), o que implica em um sistema de equações indeterminado. As equações do equilíbrio não são suficientes para solucionar o sistema, devendo-se recorrer a equações adicionais de compatibilidade de deformações. Diz-se que a estrutura é **Hiperestática**, com **equilíbrio estável**.

2.9.5. ESFORÇOS SIMPLES

Segundo Süsssekind (1981), esforços simples são os efeitos estáticos que as cargas e reações de apoio provocam em uma dada seção do corpo submetido a uma determinada condição de carregamento. Para uma estrutura plana carregada em seu próprio plano, podemos definir os esforços simples atuantes numa seção da seguinte forma (Figura 2.56).

Figura 2.56 Representação dos esforços simples em uma seção genérica



Fonte: Süsssekind, 1981

a) **Esforço normal (N)**

É a soma algébrica das projeções das forças atuantes de um dos lados (direita ou esquerda) da seção na direção do eixo da estrutura (normal à seção em análise).

b) **Esforço cortante (Q)**

É a soma algébrica das projeções das forças atuantes de um dos lados (direita ou esquerda) da seção na direção perpendicular ao eixo da estrutura.

c) **Momento fletor (M)**

É a soma algébrica das projeções dos momentos das forças atuantes de um dos lados (direita ou esquerda) da seção em relação ao centro de gravidade da seção.

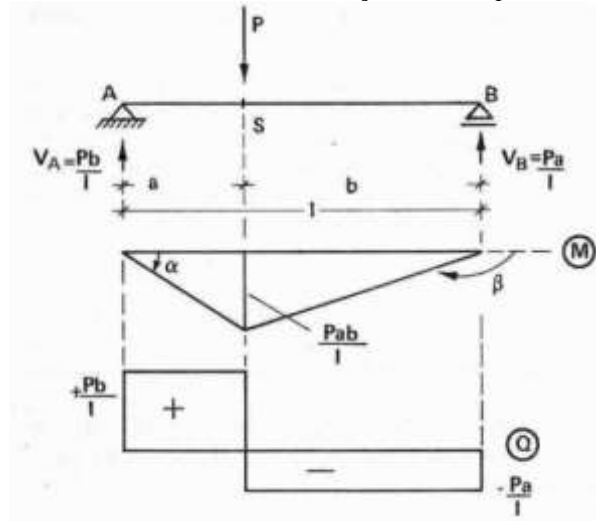
2.9.6. ESTUDO DAS CARGAS PERMANENTES EM ESTRUTURAS ISOSTÁTICAS

As cargas atuantes em uma estrutura podem assumir padrões diversos, Segundo Süsssekind (1981) os tipos mais usuais de cargas são:

- a) **Pontuais:** cargas concentradas aplicadas em um ponto conhecido da estrutura;
- b) **Distribuídas:** podem ser do tipo uniforme ou variável (triangular) e atuar em um comprimento (l) da estrutura ou em toda esta.

O estudo das solicitações provocadas em estruturas por cargas permanentes é realizado por meio dos chamados diagramas de esforços. Süsssekind (1981) afirma que os diagramas de esforços é a representação gráfica dos esforços atuantes em cada seção devido as cargas aplicadas à estrutura. Os diagramas podem assumir configurações diversas dependendo da estrutura, dos carregamentos e do ponto de aplicação destas cargas. Para o caso mais simples, considere a viga biapoiada com uma carga concentrada P na Figura 2.57.

Figura 2.57 Gráficos de momento fletor e esforço cortante para uma carga concentrada



Fonte: Süsskind, 1981

Onde:

l → é o comprimento da viga;

a e b → são as distâncias dos apoios A e B em relação a seção S respectivamente;

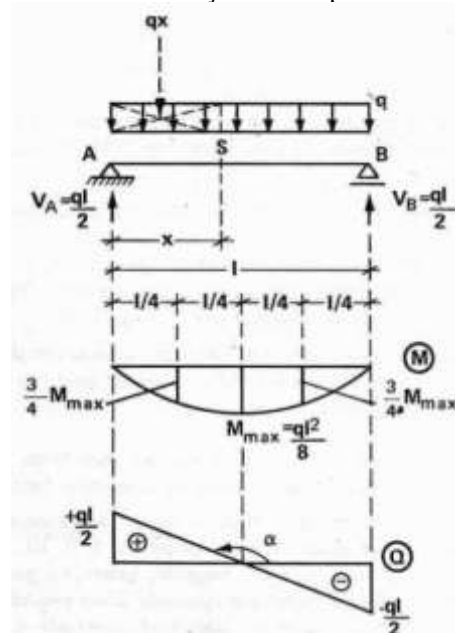
V_A e V_B → são as reações de apoio em A e B respectivamente;

$\frac{P \cdot a \cdot b}{l}$ → é o valor de máximo positivo de momento fletor obtido para a seção S;

$\frac{P \cdot b}{l}$ e $\frac{-P \cdot a}{l}$ → são os esforços cortantes positivo e negativo respectivamente.

Como a carga P é aplicada na vertical de cima para baixo, não existe sollicitação na direção horizontal da viga e, portanto, não há diagrama de esforço normal. Considerando uma carga uniformemente distribuída q na mesma viga, temos a Figura 2.58.

Figura 2.58 Gráficos de momento fletor e esforço cortante para uma carga uniformemente distribuída



Fonte: Süsskind, 1981

Onde:

$V_A = V_B \rightarrow$ reações de apoio de mesmo valor e sentido;

$\frac{q.l}{2}$ e $-\frac{q.l}{2} \rightarrow$ são os esforços cortantes positivo e negativo respectivamente;

$M_{m\acute{a}x} = \frac{q.l^2}{8} \rightarrow$ é o valor de máximo positivo momento fletor obtido no meio do vão.

Frequentemente, estruturas submetidas apenas a cargas do tipo permanente são dimensionadas através dos valores de esforços obtidos desses diagramas, para um determinado padrão de carregamento permanente os gráficos assumem uma configuração e baseado nos valores de esforços os projetistas dimensionam as estruturas, uma vez que o padrão permanece igual ou praticamente inalterado durante a vida útil da mesma.

2.9.7. ESTUDO DAS CARGAS MÓVEIS EM ESTRUTURAS ISOSTÁTICAS

Em algumas estruturas de engenharia como pontes, garagens, viadutos e passarelas, há a atuação de cargas móveis. Segundo Sússekind (1981), em estruturas como pontes, as cargas móveis atuantes são consequência do tráfego de veículos. Ele afirma que embora os valores dessas cargas sejam conhecidos, sua posição na estrutura varia ao passo que os veículos por ela representados a atravessam.

Para levar em consideração as cargas devido ao fluxo de veículo e outros carregamentos que possam atuar simultaneamente na estrutura é adotado o conceito de trem-tipo (TB). Para Luchi (2006), eles representam em tese os veículos que transitam nas obras, tanto no que se refere a carga por eixo (veículos de carga ou especiais) quanto em relação à carga uniformemente distribuída (veículos de passeio, motocicletas, etc.). Dessa forma, trem-tipo representa um padrão de carregamento composto por cargas concentradas (carga por eixo) e cargas distribuídas (cargas de multidão) que é obtido por meio das características geométricas da ponte, sendo utilizado para o dimensionamento desta.

Sússekind (1981) afirma que analisar os esforços para cada uma das possíveis posições que o veículo pode ocupar na estrutura é impraticável. Assim, Introduce-se o conceito das linhas de influência, onde diz: “Linha de influência de um efeito elástico E em uma dada seção S é a representação gráfica ou analítica do valor deste efeito, naquela seção S, produzido por uma carga concentrada unitária, de cima para baixo, que percorre a estrutura.”

Portanto, o problema é simplificado analisando os efeitos provocados em uma seção fixa por uma carga unitária que percorre a estrutura. Para o caso mais geral tomemos o trem-

tipo composto por cargas concentradas e distribuídas (Figura 2.59), e uma viga genérica com a linha de influência para uma seção S qualquer.

Segundo Sússekind (1981), para se obter os efeitos produzidos por um trem-tipo ocupando uma dada posição sobre a linha de influência (L.I), deve-se multiplicar as cargas concentradas pelas respectivas ordenadas da L.I e a carga distribuída pela área (Ω) abaixo do gráfico da L.I, de acordo com as Equações V e VI.

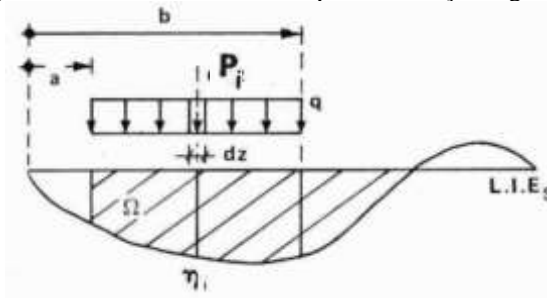
Para as cargas concentrada P_i do trem-tipo:

$$E_{S,P_i} = \sum P_i \cdot n_i \quad (\text{V})$$

Para a carga distribuída q do trem-tipo:

$$E_{S,q} = \int_a^b (q \cdot dz) \cdot n_i = q \cdot \Omega \quad (\text{VI})$$

Figura 2.59 Linha de influência para uma seção S genérica



Fonte: Sússekind, 1981

Os efeitos finais na seção S devido ao TB é obtido somando-se os efeitos de cada carga do trem-tipo (SÜSSEKIND, 1981), dessa forma:

$$E_S = \sum (P_i \cdot n_i + q \cdot \Omega) \quad (\text{VII})$$

Sússekind (1981) afirma que as unidades das linhas de influência de momentos fletores são unidades de comprimento, enquanto as unidades das linhas de influência para reações de apoio, esforços cortante e normal são adimensionais.

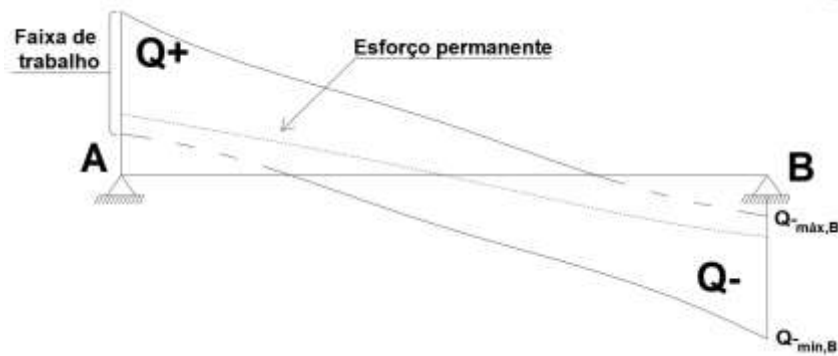
É evidente que para se obter os valores mais críticos de esforços na seção S, deve-se posicionar o trem-tipo de tal modo que as maiores cargas concentradas coincidam com as maiores coordenadas da L.I e a carga distribuída contemple a maior área possível do gráfico, resultando na condição mais desfavorável no que se refere a carregamento móvel, atendendo a essa condição, qualquer outra que por ventura venha a ocorrer estará contemplada.

2.9.8. ENVOLTÓRIA DE ESFORÇOS

Conhecidos os esforços máximos e mínimos que as cargas móveis provocam na estrutura, e aqueles esforços devidos as cargas do tipo permanentes, podemos definir entre que valores extremos variarão os esforços em cada seção da estrutura, definindo dessa forma a sua faixa de trabalho (SÜSSEKIND, 1981).

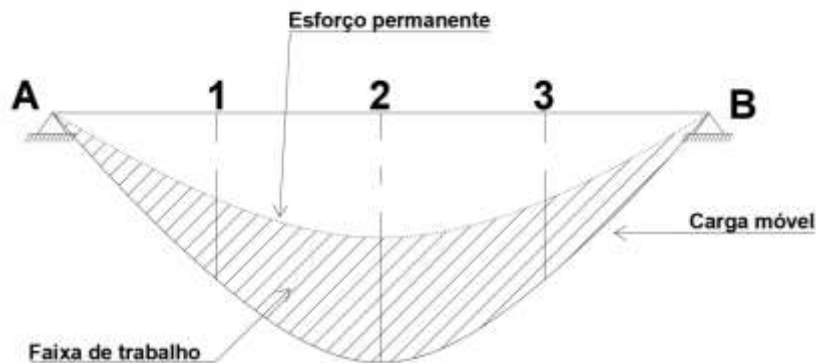
Segundo Sússekind (1981) a faixa de trabalho de uma estrutura pode ser delimitada pelas envoltórias de dois sinais e nesse caso o diagrama de esforço permanente está contido na faixa de trabalho (Figura 2.60). Para o caso da existência de esforços de um único sinal é a delimitada entre o diagrama devido as cargas permanentes e a envoltória obtida (Figura 2.61).

Figura 2.60 Envoltória de esforço cortante para uma viga biapoiada



Fonte: Autoria própria

Figura 2.61 - Envoltória de momento fletor para uma viga biapoiada



Fonte: Autoria própria

A coordenada da envoltória para uma dada seção é obtida da soma entre o esforço provocado pela carga permanente (invariável) e os esforços máximos e mínimos provocados pelas cargas móveis nesta seção. Classicamente é utilizada uma tabela como a descrita na Tabela 1.

Tabela 1 Modelo de tabela para obtenção da envoltória

| Seção | Carga Permanente | Carga móvel | | Envoltória | |
|-------|------------------|-------------|-------|------------|-----------|
| | | + | - | + | - |
| A | E_p | E_+ | E_- | E_p+E_+ | E_p+E_- |

Fonte: Adaptado de Sússekind, 1981

Onde:

E_p é o efeito na seção A devido a carga permanente;

E_+ é o efeito máximo na seção A devido a carga móvel (TB);

E_- é o efeito mínimo na seção A devido a carga móvel (TB);

$(E_p + E_+)$ e $(E_p + E_-)$ são as combinações que resultam nas coordenadas da envoltória de esforços.

2.10. EFEITO DE CARGAS CICLICAS EM PONTES

Estruturas como pontes rodoviárias estão sujeitas a ações dinâmicas variáveis, ocasionadas basicamente pelo fluxo de veículos que transitam por estas. Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) as ações dinâmicas repetidas estão associadas ao fenômeno da fadiga, segundo a qual pode ser entendida como um processo de modificações progressivas e permanentes da estrutura interna de um material submetido a oscilação de tensões decorrentes dessas ações. O item 23.5 da NBR 6118 (ABNT, 2014) aborda exclusivamente os efeitos da fadiga no concreto e aço, contemplando uma série de verificações para o Estado-limite último de fadiga (ELU-F), nos tópicos a seguir constam algumas considerações à cerca dos efeitos da fadiga nesses materiais, porém abordagens de modelos de cálculo não são realizadas, uma vez que foge do objetivo deste trabalho.

2.10.1. CONSIDERAÇÕES SOBRE A FADIGA NO CONCRETO

Segundo Mendes (2009), a fadiga no concreto apresenta-se como um fenômeno decorrente da propagação de microfissuras na sua estrutura resistente, quando submetido a solicitações cíclicas, que pode levar a ruptura do material mesmo em condições de carregamento inferiores à sua resistência estática. O mesmo afirma que quanto mais próximas as solicitações forem da capacidade resistente do material, menor será a quantidade de ciclos suportáveis. Para (EL DEBS; TAKEYA, 2007) as fissuras podem propagar-se devido à fadiga e conduzir a deformações excessivas e a redistribuição de tensões, levando a diferentes tipos de rupturas, as fissuras facilitam o aparecimento de manifestações patológicas que comprometem o desempenho da estrutura.

2.10.2. CONSIDERAÇÕES SOBRE A FADIGA NO AÇO

Mendes (2009) afirma que as barras de aço sujeitas a solicitações cíclicas, apresentam uma redução na resistência obtida quando submetidas a carregamentos estáticos, ocasionada pelo fenômeno da fadiga. Assim como ocorre no concreto, o material pode atingir a ruptura para uma condição de carregamento inferior à sua resistência estática. Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), o número de ciclos que provoca uma variação de tensão abaixo da qual o efeito da fadiga pode ser considerado pouco significativo é da ordem de $2 \cdot 10^6$ ciclos, para grandes variações de tensão o número de ciclos suportáveis pelo material fica reduzido significativamente (MENDES, 2009).

3. METODOLOGIA

O presente trabalho se classifica como de natureza aplicada de procedimentos de coleta de dados dos trens-tipo homologados pelo DNIT através das resoluções N° 640/2016 e N° 211/2006 e aqueles sugeridos na NBR 7188 (ABNT, 2013) para o dimensionamento de pontes, especificamente quanto a análise dos esforços solicitantes nas vigas longitudinais. A obtenção dos resultados seguiu a ordem seguinte.

3.1. ESCOLHA DO MODELO ESTRUTURAL

Como visto no item 2.2.1.a, no tabuleiro de uma ponte é possível identificar três elementos: as vigas longitudinais (longarinas), as vigas transversais (transversinas) e a laje. Esses três elementos formam um conjunto monolítico que trabalha solidariamente, El Debs e Takeya (2007) afirmam que o cálculo exato desses é de tal modo complexo e laborioso, e que sua realização requer o uso de um bom *software* e certa experiência do projetista. Dessa forma, é aceitável recorrer aos processos aproximados, os quais permitem realizar simplificações adequadas, possibilitando realizar o cálculo “manual” dos esforços, de maneira simples, objetiva e segura, dispensando o uso de *softwares* complexos.

Durante a pesquisa foi identificado que a ponte avaliada fora executada em um sistema de pórticos, porém não se evidenciou nenhuma justificativa aparente para que a mesma tivesse essa configuração, levantando a suposição de um erro na execução de projeto, a consideração da estrutura aporticada implicaria em uma análise complexa e exigiria a utilização de técnicas mais sofisticadas, uma vez que deveriam ser levadas em consideração a estrutura como um todo e não cada elemento separadamente. Para fins de cálculo, considerou-se no presente trabalho a estrutura como sendo do tipo viga continua simplesmente apoiada nos pilares.

3.2. OBTENÇÃO DOS CARREGAMENTOS

3.2.1. CARREGAMENTOS PERMANENTES

Para determinar a carga permanente, foi considerada separadamente cada elemento constituinte e sua respectiva massa específica. A determinação da carga linearmente distribuída foi obtida do produto de cada área (seção) correspondente ao elemento e massa específica do

material que o compõe. Para elementos vazados como guarda-corpo, foi tomado o valor indicado em literatura específica.

3.2.2. CARREGAMENTOS MÓVEIS

Os carregamentos móveis vêm a ser os trens-tipos de cálculo eleitos como cargas críticas a estrutura. Foram adotadas as seguintes cargas e suas respectivas normas:

TB 45: carga padronizada atualmente para rodovias de classe I.

- NBR 7188 (ABNT, 2013): carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas.

TB 36: carga padronizada à época da execução da ponte para rodovias de classe I.

- NB-6 (ABNT, 1960): carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre.

CVC's: Combinações de carga mais críticas autorizadas pelo CONTRAN.

- NBR 7188 (ABNT, 2013): carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas.

- Resolução CONTRAN 211/2006.

- Resolução CONTRAN 640/2016.

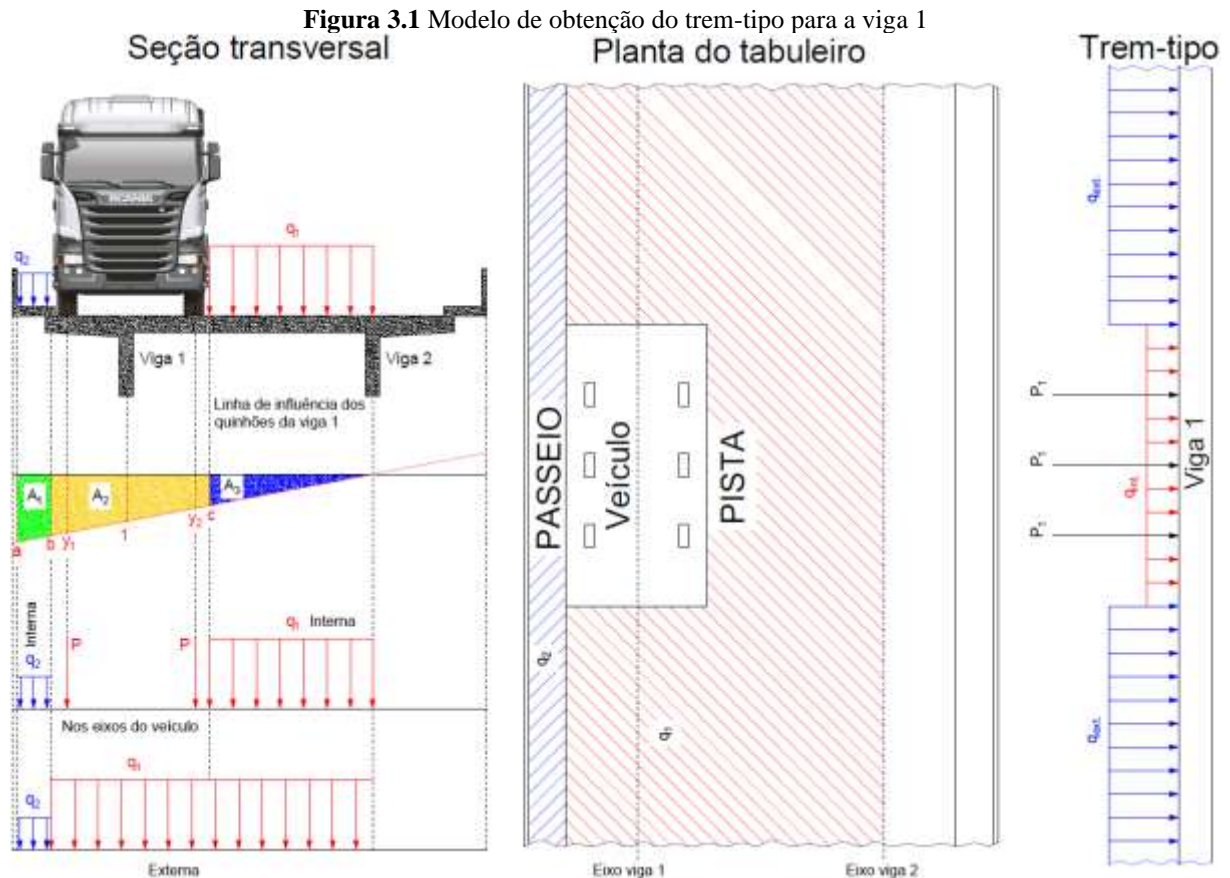
O procedimento empregado para obtenção dos carregamentos que compõem os trens-tipos foi o “método da repartição” ou vigas independentes. Segundo El Debs e Takeya (2007) consiste basicamente na determinação das parcelas de carregamento resistido por cada elemento que compõe o tabuleiro. Conhecida essa parcela, também chamada de “quinhão de carga”, faz-se o cálculo de cada elemento separadamente. O processo das longarinas independentes pode ser aplicado a pontes de duas longarinas com resultados satisfatórios, nele é considerada a linha de influência para a viga que se deseja dimensionar e então determinam-se as cargas do trem-tipo, a Figura 3.1 representa a sequência de procedimentos a serem adotados. Onde:

q_1 → é o carregamento de multidão sobre a pista de rodagem [kN/m²];

q_2 → é o carregamento de multidão sobre o passeio [kN/m²];

a, b, c, y_1 e y_2 → são coordenadas da linha de influência da viga 1 [Adimensional];

A_1, A_2 e A_3 → são áreas do gráfico da linha de influência da viga 1 [m].



Fonte: Adaptado de El Debs e Takeya, 2007

Sequencialmente, obteve-se as cargas dos trens-tipos na seguinte ordem:

- I. A carga por eixo é obtida utilizando a Equação VIII

$$P_1 = P \cdot (y_1 + y_2) \quad \text{(VIII)}$$

Onde: $P_1 \rightarrow$ carga concentrada por eixo do trem-tipo [kN].

- II. A carga interna do trem-tipo é determinada pela Equação IX

$$q_{int.} = q_1 \cdot A_3 + q_2 \cdot A_1 \quad \text{(IX)}$$

Onde: $q_{int.} \rightarrow$ [kN/m].

- III. A carga externa é determinada pela Equação X

$$q_{ext.} = q_1 \cdot (A_2 + A_3) + q_2 \cdot A_1 \quad \text{(X)}$$

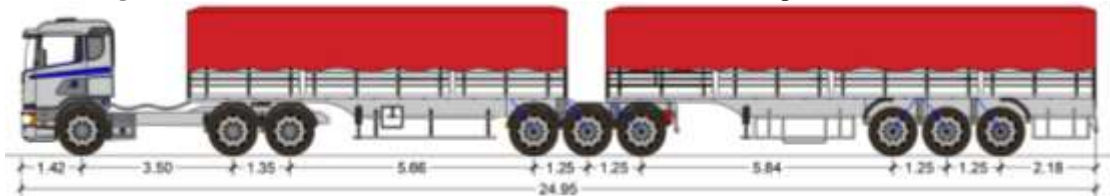
Onde: $q_{ext.} \rightarrow$ [kN/m].

3.2.3. COMBINAÇÕES DE VEÍCULOS DE CARGA

Para a verificação dos esforços solicitantes foram consideradas as Combinações de Veículos de Carga (CVC's) homologadas pelo DNIT através das Resoluções N° 640/2016 e N° 211/2006, com Peso Bruto Total Combinado (PBTC) de 91 t e 74 t respectivamente, que

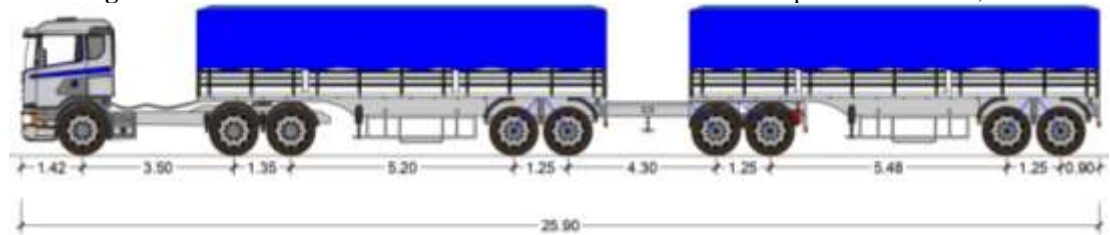
necessitam de Autorização Especial de Trânsito (AET). O trabalho buscou englobar os veículos de carga mais comuns nas rodovias brasileiras, como indicado por Leite Júnior, Silva e Mata (2018) e Luchi (2006), de acordo com as Figuras 3.2 a Figura 3.6.

Figura 3.2 TB 740 ou 3T6 – Bi-trem de 74tf com 9 eixos - Comprimento total 24,95 m



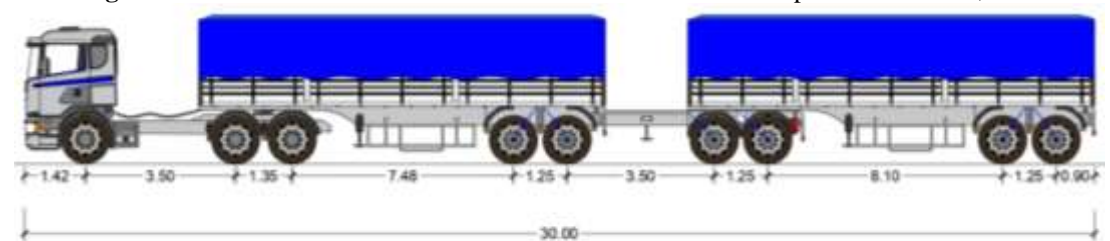
Fonte: Autoria própria, 2020

Figura 3.3 TB 740 ou 3T6 – Rodotrem de 74tf com 9 eixos - Comprimento total 25,90 m



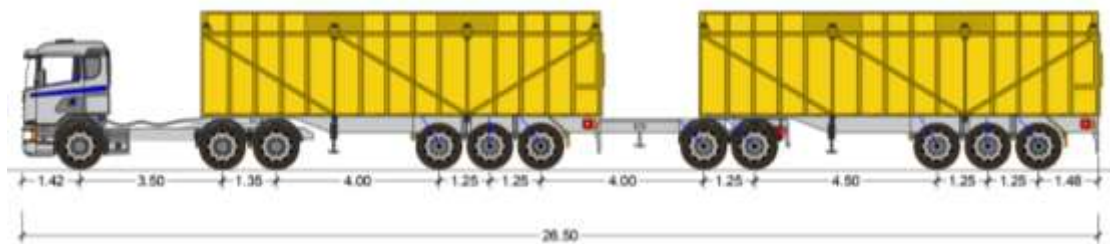
Fonte: Autoria própria, 2020

Figura 3.4 TB 740 ou 3T6 – Rodotrem de 74tf com 9 eixos - Comprimento total 25,90 m



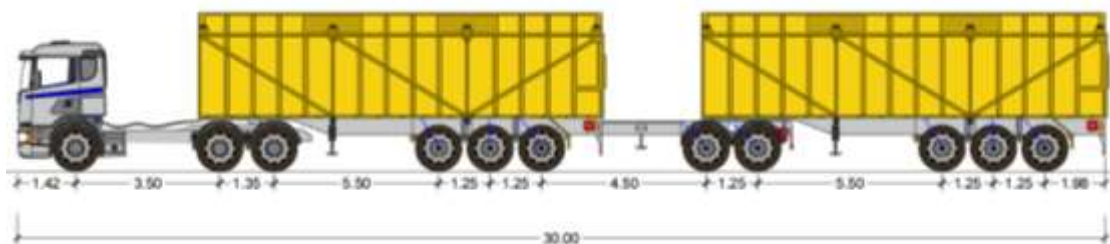
Fonte: Autoria própria, 2020

Figura 3.5 TB 910 ou 3T8 – Rodotrem de 91tf com 11 eixos - Comprimento total 26,50 m



Fonte: Autoria própria, 2020

Figura 3.6 TB 910 ou 3T8 – Rodotrem de 91tf com 11 eixos - Comprimento total 30,00 m



Fonte: Autoria própria, 2020

3.3. SOFTWARES

A obtenção dos esforços na estrutura foi realizada com o *software* F-tool (Versão 3.00) (PUC RJ, 2019) e o tratamentos dos dados com o *software* *Microsoft Excel*®. No F-tool são inseridas todas as informações quanto as características geométricas, material constituinte, condições de apoio, cargas permanente, cargas móveis (trem-tipo) e coeficiente de impacto, o *software* determina automaticamente a posição do carregamento móvel que mais solicita a estrutura, fornecendo as envoltórias de esforços para cada trem-tipo inserido.

3.4. O OBJETO DE ESTUDO

A ponte estudada neste trabalho está localizada no km 444 da BR-116, no município de Barro/CE. O mapa no ANEXO I mostra com mais exatidão a localização e a Figura 3.7 o objeto da análise.

Figura 3.7 Ponte sobre rio Cuncas



Fonte: Autoria própria, 2019

A obtenção de informações sobre a ponte foi realizada por meio de protocolo de número 50650.005515/2019-38 junto a Controladoria Geral da União (CGU) que segundo o DNIT é o órgão gestor dos dados referentes as obras de arte em rodovias federais. Foram solicitadas informações acerca de projeto básico e executivo, limites de carga e todas as demais relacionadas com a obra de arte. De acordo com a CGU a única informação disponível nos registros do Governo Federal quanto a ponte em estudo é o projeto de revitalização datado de

2009, na ocasião não foram realizadas mudanças significativas na estrutura. Os documentos podem ser consultados nos Anexos I e II.

A escolha do local se deu principalmente por:

- idade da obra, que remonta a meados da década de 70;
- importância da obra, visto que a BR 116 é uma das rodovias mais importantes do país;
- fluxo de veículos de carga intenso pois liga a capital cearense ao interior do país;
- condições de carga impostas pelas recentes modificações nas resoluções do CONTRAN.

Durante a pesquisa foi identificado o sistema estrutural adotado para a ponte. A estrutura possui ligações do tipo engaste, o que é pouco usual em pontes, dado as condições de deformação limitadas, possivelmente a configuração resultou de um erro de execução. Como pode ser verificado nas Figuras 3.8 a Figura 3.11, a estrutura não possui aparelhos de apoio e juntas de dilatação entre lajes.

Figura 3.8 Vista inferior da ponte: detalhe transversinas, ligação pilar/viga e laje/laje



Fonte: Autoria própria, 2019

Figura 3.9 Vista inferior da ponte: detalhe encontro e laje de transição



Fonte: Autoria própria, 2019

Figura 3.10 Vista inferior da ponte: detalhe ligação pilares/vigas principais



Fonte: Autoria própria, 2019

Figura 3.11 Vista inferior da ponte: detalhe encontro

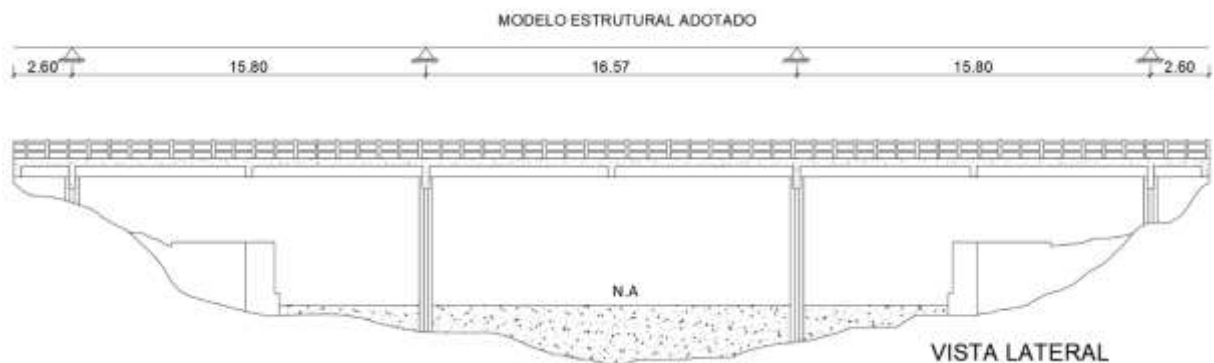


Fonte: Autoria própria, 2019

4. RESULTADOS DA ANÁLISE ESTRUTURAL E DISCUSÕES

O modelo estrutural adotado está representado na Figura 4.1. As medidas indicadas representam o vão efetivo do tramo determinado segundo o item 14.6.2.4 da NBR 6118 (ABNT, 2014). A ponte é executada em concreto armado, possui duas faixas de rolamento e basicamente três vãos contínuos e dois pequenos trechos em balanço. Para a determinação do coeficiente de impacto, tomou-se um vão médio considerando os três maiores vãos indicados na Figura.4.1.

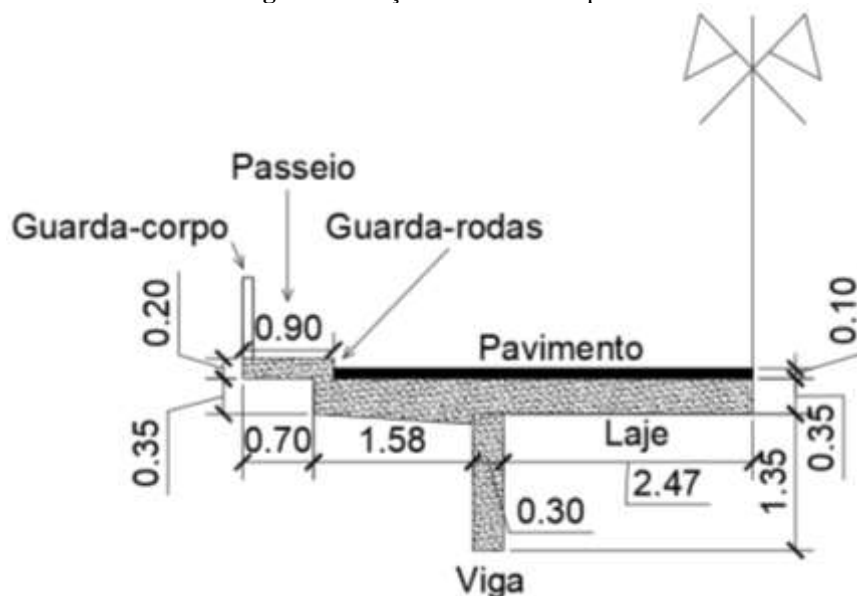
Figura 4.1 Vista lateral da ponte e modelo estrutural adotado



Fonte: Autoria própria, 2020

Na determinação do carregamento permanente, foi considerado que metade da plataforma é suportada por cada viga de forma independente. Com a seção da ponte representada na Figura 4.2, determina-se as cargas do tipo permanente.

Figura 4.2 Seção transversal da ponte



Fonte: Autoria própria, 2020

O guarda-corpo é executado em concreto armado do tipo vazado como pode ser verificado na Figura 4.1, dessa forma adotou-se uma carga linear de 1,5 kN/m, assim:

$$g_1 = 1,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \rightarrow \text{Carga devido o guarda-corpo.}$$

Os elementos de concreto armado (passeio, guarda-rodas, laje e viga) formam uma seção única e de mesmo material, pode-se determinar o peso próprio desses, somando-se todas as seções e multiplicando-se pela massa específica de 25 kN/m^3 de acordo com 2.5.1.a, logo:

$$A_c = 2,1865 \text{ m}^2 \rightarrow \text{Área de concreto obtida no software Autodesk AutoCAD® 2019;}$$

$$g_2 = 2,1865 \text{ m}^2 \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 54,6625 \text{ kN/m} \rightarrow \text{Carga devido os elementos de concreto.}$$

Para o pavimento considerou-se uma espessura de 10 cm para toda a seção e uma massa específica de 24 kN/m^3 indicada em 2.5.1.b, dessa forma:

$$A_p = 0,415 \text{ m}^2 \rightarrow \text{Área de pavimento obtida no software Autodesk AutoCAD® 2019;}$$

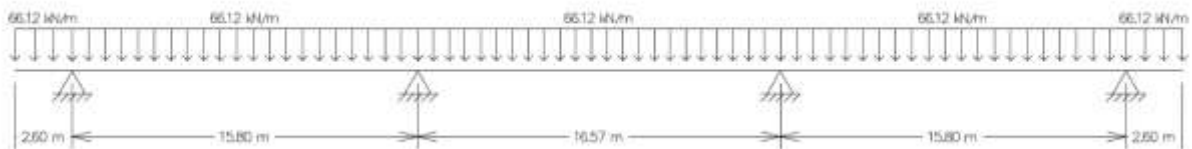
$$g_3 = 0,415 \text{ m}^2 \cdot 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 9,96 \text{ kN/m} \rightarrow \text{Carga devido o pavimento.}$$

O carregamento linearmente distribuído ao longo da viga longitudinal é a soma de todas as parcelas calculadas, portanto:

$$g = g_1 + g_2 + g_3$$

$$g = 1,50 + 54,6625 + 9,96 = 66,12 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \rightarrow \text{Carga permanente devido ao peso próprio (Figura 4.3).}$$

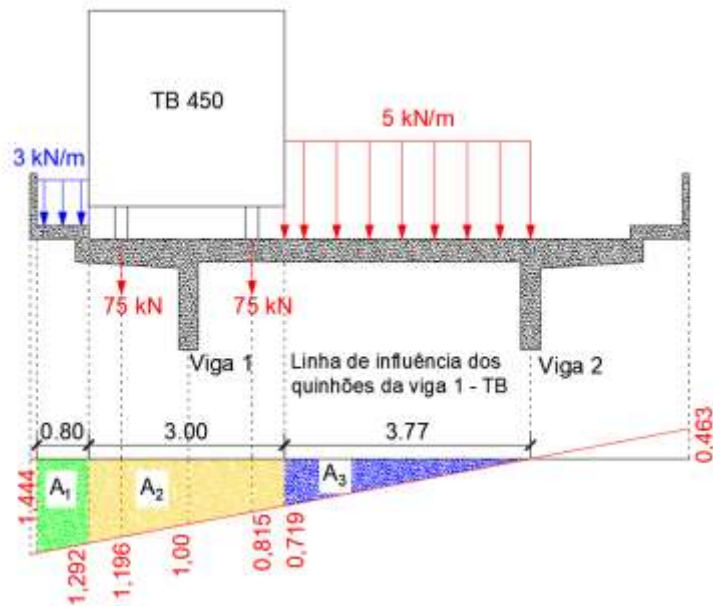
Figura 4.3 Carregamento permanente linearmente distribuído



Fonte: Autoria própria, 2020

A unidade tratora utilizada para as CVC's foi o veículo SCANIA modelo R 440 6x2 e suas respectivas dimensões. Para as unidades de reboque e semirreboque adotou-se graneleiros da fabricante LIBRELATO para os veículos de 74 t e o super rodotrem da RANDOM para os veículos de 91 t. A Figura 4.7 representa os trens-tipos obtidos para o TB 36, TB 45 e TB 74 – 24,95 m de acordo com o item 3.3.2. Considere a linha de influência para a viga 1 devido ao TB 450 da NBR 7188 (ABNT, 2013) calculada no software Autodesk AutoCAD® 2019, de acordo com a Figura 4.4.

Figura 4.4 Linha de influência para a viga 1 - TB 450



Fonte: Autoria própria, 2020

Do item 3.3.2.I, a carga móvel por rodas é:

$$P_1 = P \cdot (y_1 + y_2), \text{ equação VII.}$$

$$P_1 = 75 \text{ [kN]} \cdot (1,196 + 0,815)$$

$$P_1 = 150,83 \text{ kN}$$

Cálculo da carga de multidão interna:

$$q_{int.} = q_1 \cdot A_3 + q_2 \cdot A_1, \text{ equação IX.}$$

$$q_{int.} = 5 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right] \cdot \frac{0,719 \cdot 3,77}{2} \text{ [m]} + 3 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right] \cdot \frac{(1,444 + 1,292) \cdot 0,8}{2} \text{ [m]}$$

$$q_{int.} = 10,06 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Cálculo da carga de multidão externa:

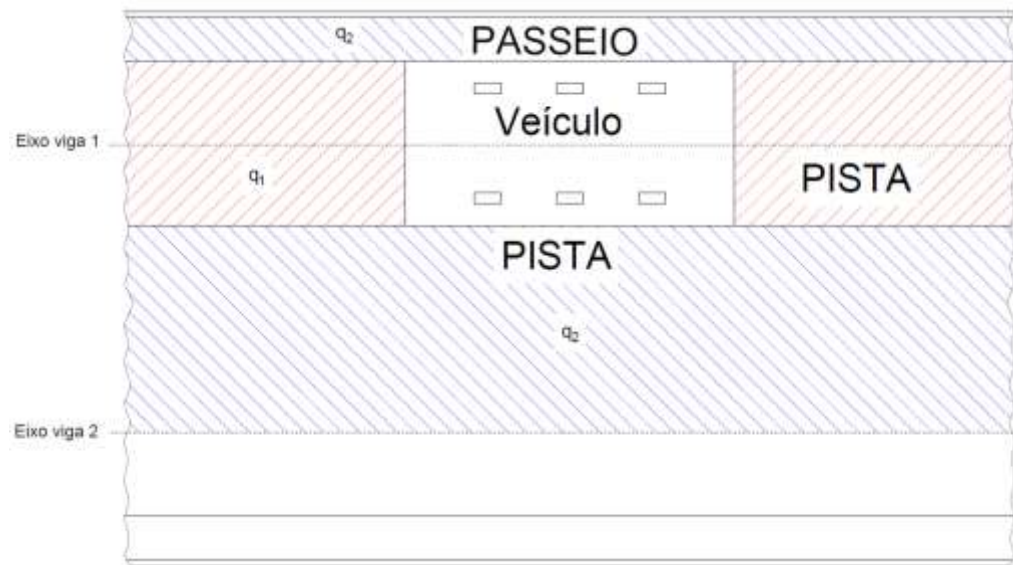
$$q_{ext.} = q_1 \cdot (A_2 + A_3) + q_2 \cdot A_1, \text{ equação X.}$$

$$q_{ext.} = 5 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right] \cdot \left(\frac{(1,292 + 0,719) \cdot 3}{2} + \frac{0,719 \cdot 3,77}{2} \right) \text{ [m]} + 3 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right] \cdot \frac{(1,444 + 1,292) \cdot 0,8}{2} \text{ [m]}$$

$$q_{ext.} = 25,14 \text{ kN/m}$$

Para o TB 360 da NB-6 (ABNT, 1960) foi utilizada a mesma linha de influência do TB 450, porém a NB-6 (ABNT, 1960) considera uma carga de multidão de 5 kN/m² posterior e anterior ao veículo, 3 kN/m² na lateral e 3 kN/m² nos passeios, de acordo com a Figura 4.5.

Figura 4.5 Planta com cargas do tabuleiro - TB 360



Fonte: Autoria própria, 2020

Cálculo da carga móvel nas rodas:

$$P_1 = P. (y_1 + y_2)$$

$$P_1 = 60 \text{ [kN]} * (1,196 + 0,815)$$

$$P_1 = 120,66 \text{ kN}$$

Cálculo da carga interna do trem-tipo:

$$q_{int.} = q_2 \cdot A_3 + q_2 \cdot A_1, \text{ com } q_2 = 3 \text{ kN/m de acordo com a Figura 4.5}$$

$$q_{int.} = 3 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right] * \frac{0,719 * 3,77}{2} \text{ [m]} + 3 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right] * \frac{(1,444 + 1,292) * 0,8}{2} \text{ [m]}$$

$$q_{int.} = 7,35 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Cálculo da carga externa do trem-tipo:

$$q_{ext.} = q_2 \cdot (A_1 + A_3) + q_1 \cdot A_2$$

$$q_{ext.} = 3 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right] * \left(\frac{(1,444 + 1,292) * 0,8}{2} + \frac{0,719 * 3,77}{2} \right) \text{ [m]} + 5 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right] * \frac{(1,292 + 0,719) * 3}{2} \text{ [m]}$$

$$q_{ext.} = 22,43 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Para o cálculo da linha de influência das CVC's homologadas pelo DNIT, é necessário determinar o valor de carga estimado para cada roda. Conforme indicado pelo fabricante e pelas resoluções de carga do CONTRAN, o eixo dianteiro tem capacidade de 60 kN, contando que são duas rodas nesse eixo, efetuando a divisão por 2, cada roda tem capacidade de 30 kN. Para os eixos tandem duplo (contam com conjuntos de duas rodas), a capacidade de carga é 170 kN por conjunto, dividindo pela quantidade de rodas, encontram-se 42,5 kN por par de rodas. Considerando a linha de influência da viga 1 devido o veículo CVC Figura 4.6. Temos:

$$CIV = 1 + 1,06 * \left(\frac{20}{liv+50} \right) \rightarrow \text{Equação I}$$

Onde, $liv = 16,06$ m é a média entre os três maiores vãos da Figura 4.1.

A adoção de um valor médio para os vãos da ponte, se justifica, pois, apesar de se tratar de uma estrutura única, possui vãos ligeiramente diferentes, o que impossibilitaria a adoção de um coeficiente de impacto para cada vão no *software* F-tool.

$$CIV = 1 + 1,06 * \left(\frac{20}{16,06+50} \right) = 1,32$$

O coeficiente do número de faixas, de acordo com a equação II, fica:

$$CNF = 1 - 0,05(N - 2) \rightarrow \text{Onde, } N = 2 \text{ duas faixas de rolamento, logo, } CNF = 1,00.$$

O coeficiente de impacto adicional é função do material constituinte da ponte, para pontes de concreto armado $CIA = 1,25$. Portanto, o coeficiente de impacto fica:

$$\phi = CIV * CNF * CIA$$

$$\phi = 1,32 * 1,00 * 1,25$$

$$\phi = 1,65$$

Esse valor foi adotado para o TB 45 e para as CVC's, para o TB 36 foi calculado de acordo com o item 2.6.3 para a norma vigente à época da concepção do projeto, portanto:

$$\phi = 1,4 - 0,007 * L \rightarrow \text{Com } L = liv = 16,06 \text{ m}$$

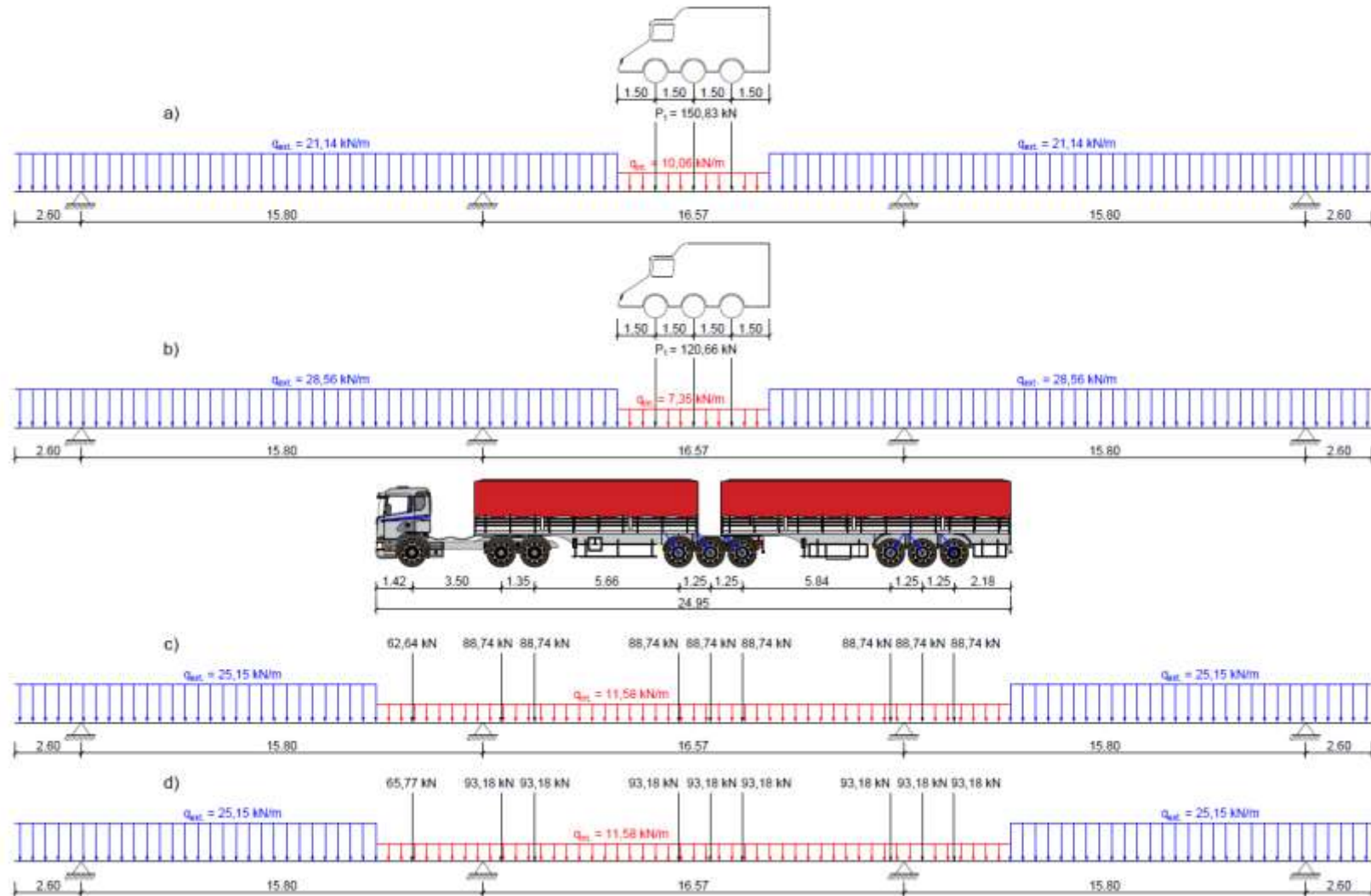
O vão livre da ponte foi considerado igual ao vão médio já determinado, assim:

$$\phi = 1,4 - 0,007 * 16,06$$

$$\phi = 1,29$$

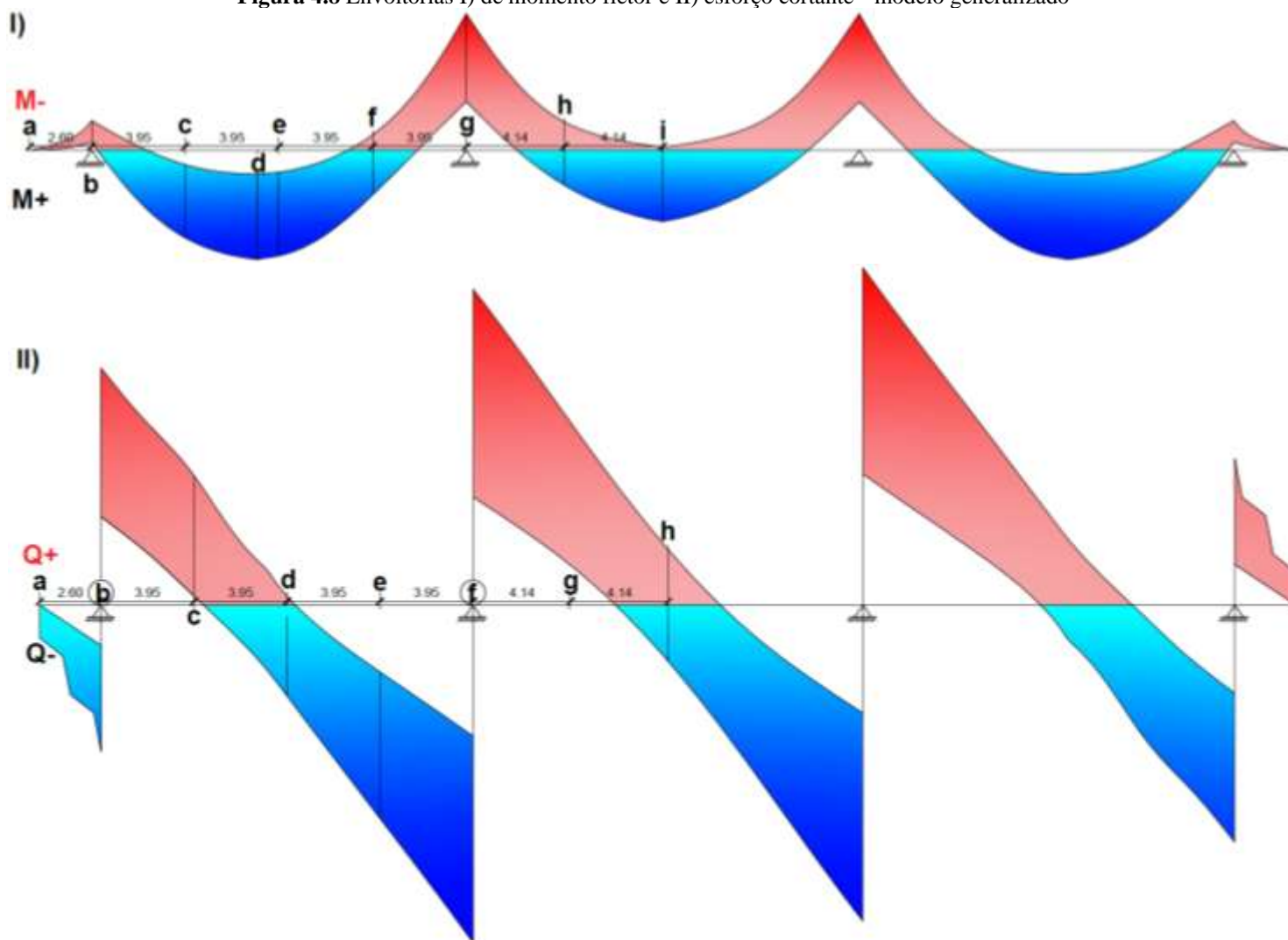
No *software* F-tool (versão 3.00) (PUC RJ, 2019), foram inseridas todas as características geométricas da viga, material, apoios, carregamentos permanentes, cargas móveis (trens-tipos e suas características) e os respectivos coeficientes de impacto. Automaticamente o programa posiciona os trens-tipos na situação mais desfavorável à ponte, fornecendo os diagramas e envoltórias de momento fletor e esforço cortante. Na Figura 4.7 podem ser visualizados os trens-tipos obtidos para o TB 36, TB 45, TB 74 – 24,95 e TB 74 – 24,95 (+5%). A análise foi realizada por seções, a Figura 4.8 representa de forma generalizada as envoltórias de momento fletor e esforço cortante respectivamente e as seções analisadas, de modo geral, todas as combinações impostas apresentaram como resultado o mesmo perfil gráfico, optando-se então por uma representação mais geral. Os dados coletados em cada seção e para cada combinação imposta estão no Apêndice A e Apêndice B.

Figura 4.7 Exemplos de trens-tipos utilizados na verificação dos esforços. a) TB 450; b) TB 360; c) TB 740 (24,95); d) TB 740(24,95) +5%



Fonte: Autoria própria, 2020

Figura 4.8 Envoltórias I) de momento fletor e II) esforço cortante - modelo generalizado



Fonte: Autoria própria, 2020

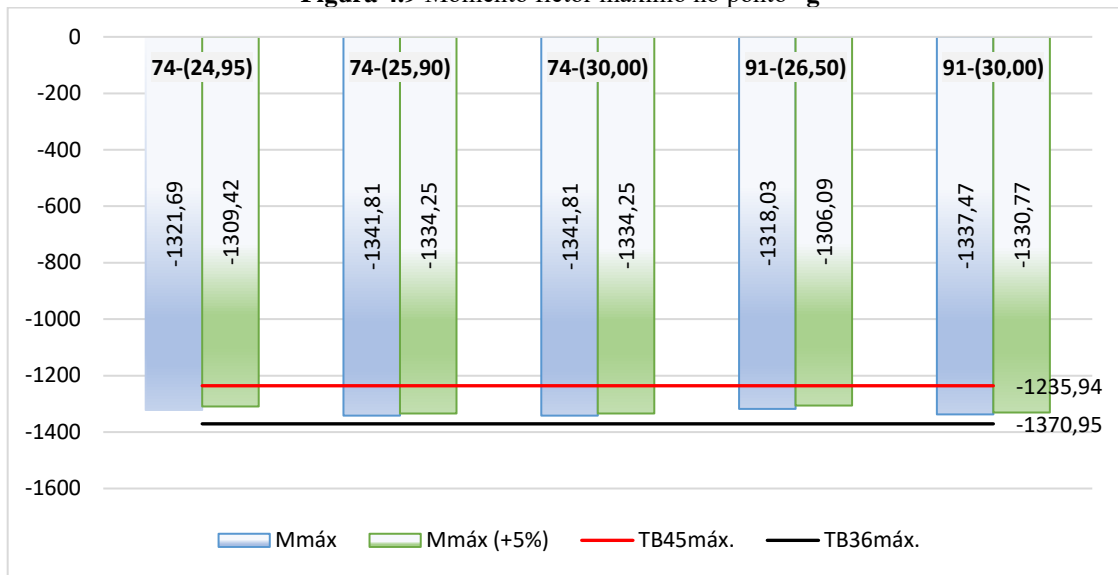
Durante a análise das envoltórias de momentos fletores, os pontos “d” e “g” da Figura 4.8.I foram identificados como mais críticos em todas as combinações de carregamento impostas, além de se tratar de um ponto no meio do vão e outro no apoio que torna o estudo mais representativo. Com os resultados obtidos no *software* F-tool 3.00, confeccionou-se a Tabela 2 e Tabela 3 que contêm os momentos máximos e mínimos no ponto “g” respectivamente e a relação percentual entre os momentos fletores obtidos para as CVC’s e o TB 36 e TB 45, os percentuais negativos indicam que os momentos impostos pelas CVC’s não excederam os momentos de cálculo, já os percentuais positivos indicam que os valores ultrapassaram os de cálculo. Observou-se que em relação ao TB 36 os momentos fletores máximos não ultrapassaram os de cálculo, mesmo na combinação com adicional de 5% no peso bruto total (PBT) previsto pela “lei da balança”. Para o TB 45 utilizado atualmente no dimensionamento de pontes em rodovias de classe I, verificou-se que os momentos fletores impostos superam os de cálculo, com percentual máximo de 8,57% para o TB 740 (25,90 e 30,00). Observou-se que o acréscimo de 5% no PBT promove uma redução dos momentos máximos, isso ocorre porque há basicamente um pequeno deslocamento do gráfico de envoltórias e não significa necessariamente uma melhor condição de carregamento.

Tabela 2 Momentos fletores máximos e relação percentual no ponto “g”

| TREM-TIPO | M_{máx.} | % TB 36 | % TB 45 | M_{máx.} + 5% | % TB 36 | % TB 45 |
|-------------------|-------------------------|----------------|----------------|------------------------------|----------------|----------------|
| 36 | -1370,95 | - | - | - | - | - |
| 45 | -1235,94 | - | - | - | - | - |
| 74-(24,95) | -1321,69 | -3,59 | 6,94 | -1309,42 | -4,49 | 5,95 |
| 74-(25,90) | -1341,81 | -2,13 | 8,57 | -1334,25 | -2,68 | 7,95 |
| 74-(30,00) | -1341,81 | -2,13 | 8,57 | -1334,25 | -2,68 | 7,95 |
| 91-(26,50) | -1318,03 | -3,86 | 6,64 | -1306,09 | -4,73 | 5,68 |
| 91-(30,00) | -1337,47 | -2,44 | 8,21 | -1330,77 | -2,93 | 7,67 |

Fonte: Autoria própria, 2020

Para facilitar a comparação dos resultados em relação as combinações de veículos de carga (CVC’s), foram confeccionados gráficos nos quais traçou-se duas linhas de referência com os resultados do TB 36 e TB 45, na Figura 4.9 pode ser observado o gráfico com os resultados para os momentos fletores máximos no ponto “g”. Observa-se que para o TB 36 suposto utilizado na época para o dimensionamento da ponte, os resultados obtidos ficam abaixo dos de cálculo, na comparação com o TB 45 utilizado atualmente, observa-se que as CVC’s ultrapassam os valores de cálculo.

Figura 4.9 Momento fletor máximo no ponto “g”

Fonte: Autoria própria, 2020

Observe na Tabela 3 que em se tratando de momentos fletores mínimos, o TB 36 é superado com percentuais relativamente altos, alcançando 27,74% para o TB 91-26,50 (+5%). Mesmo para o TB 45 as combinações de 91 tf superam os valores de cálculo, com um percentual máximo de 8,11% para o TB 91-26,50 (+5%). Como já discutido, o acréscimo de carga de 5% no PBT promove não apenas o deslocamento do gráfico de envoltórias de momento fletor, mas também provoca um aumento considerável dos momentos mínimos no apoio (g).

Tabela 3 Momentos fletores mínimos e relação percentual no ponto “g”

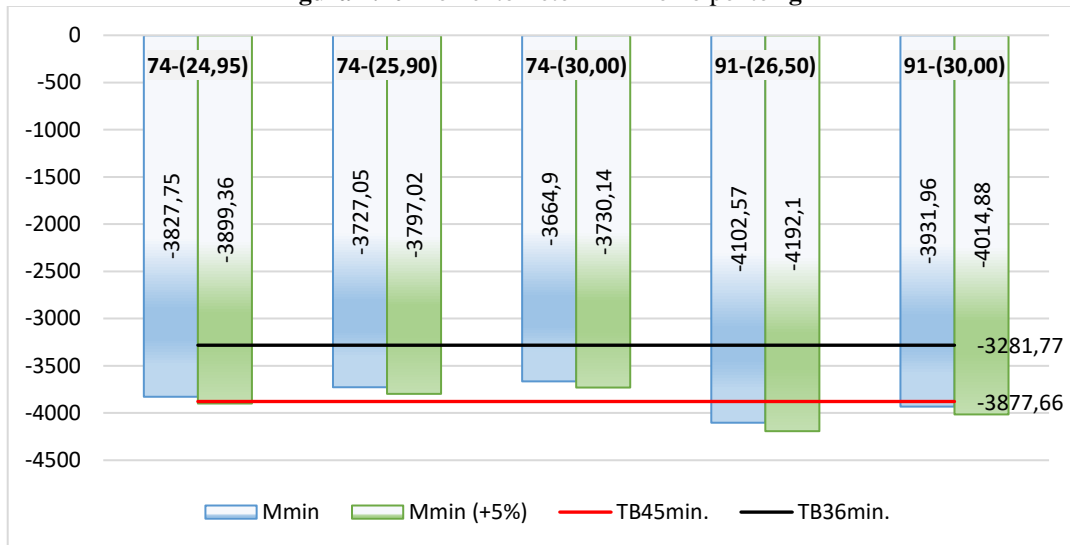
| TREM-TIPO | M _{min.} | % TB 36 | % TB 45 | M _{min.} + 5% | % TB 36 | % TB 45 |
|-------------------|-------------------|---------|---------|------------------------|---------|---------|
| 36 | -3281,77 | - | - | - | - | - |
| 45 | -3877,66 | - | - | - | - | - |
| 74-(24,95) | -3827,75 | 16,64 | -1,29 | -3899,36 | 18,82 | 0,56 |
| 74-(25,90) | -3727,05 | 13,57 | -3,88 | -3797,02 | 15,70 | -2,08 |
| 74-(30,00) | -3664,9 | 11,67 | -5,49 | -3730,14 | 13,66 | -3,80 |
| 91-(26,50) | -4102,57 | 25,01 | 5,80 | -4192,1 | 27,74 | 8,11 |
| 91-(30,00) | -3931,96 | 19,81 | 1,40 | -4014,88 | 22,34 | 3,54 |

Fonte: Autoria própria, 2020

No gráfico da Figura 4.10 pode ser observado que as CVC's superam consideravelmente os momentos mínimo de cálculo obtidos com o TB 36. Em comparação com o TB 45 observa-se que o TB 91, TB 91 (+5%) e TB 74-24,95 (+5%) superam os valores de cálculo, observando os maiores valores para as CVC's de 91 t. No dimensionamento das vigas principais de pontes, para uma mesma seção é considerado o maior valor em termos absolutos de momento fletor, considerando as direções negativas e positivas, nesse caso, os momentos de cálculo seriam os mínimos, por apresentarem maiores valores absolutos, portanto, para a seção em análise, as

combinações de veículos de carga atuais superam claramente os valores que supostamente utilizou-se para o projeto.

Figura 4.10 Momento fletor mínimo no ponto "g"



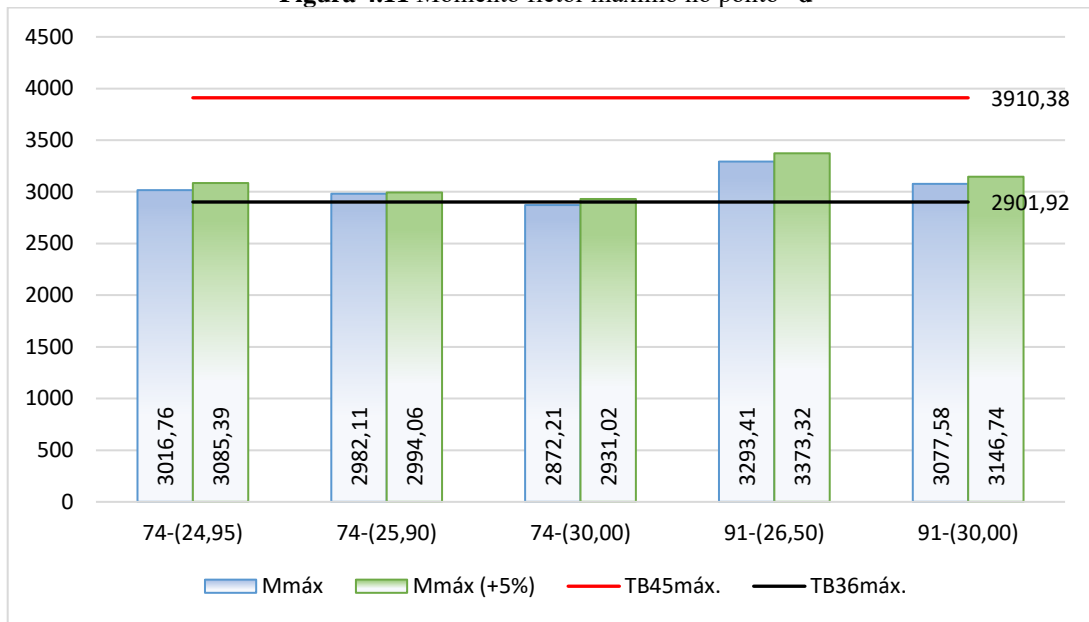
Fonte: Autoria própria, 2020

Analisando a Tabela 4 e a Figura 4.11 com os resultados obtidos para o ponto “d”, observa-se que o TB 36 tem seus valores de momentos fletor máximos de cálculo superados principalmente pelos veículos de 91 tf, o TB 91-26,50 (+5%) foi o que promoveu o maior percentual com 16,24%, isso se verifica porque o carregamento do trem-tipo é distribuído em um comprimento menor em relação ao TB 91-30,00 (+5%), o que promove maiores solicitações no vão, apesar de o veículo não ficar totalmente compreendido neste. Em relação ao TB 45 as solicitações promovidas pelas CVC’s foram razoavelmente inferiores, observando-se uma “reserva” considerável de resistência. Para essa seção os momentos de cálculo seriam justamente os máximos, por apresentarem maiores valores absolutos, dessa forma, percebe-se que as solicitações promovidas pelas CVC’s superam na maioria dos casos os valores utilizados na época do projeto.

Tabela 4 Momentos fletor máximos e relação percentual no ponto “d”

| TREM-TIPO | M _{máx.} | % TB 36 | % TB 45 | M _{máx.} + 5% | % TB 36 | % TB 45 |
|-------------------|-------------------|---------|---------|------------------------|---------|---------|
| 36 | 2901,92 | - | - | - | - | - |
| 45 | 3910,38 | - | - | - | - | - |
| 74-(24,95) | 3016,76 | 3,96 | -22,85 | 3085,39 | 6,32 | -21,10 |
| 74-(25,90) | 2982,11 | 2,76 | -23,74 | 2994,06 | 3,18 | -23,43 |
| 74-(30,00) | 2872,21 | -1,02 | -26,55 | 2931,02 | 1,00 | -25,05 |
| 91-(26,50) | 3293,41 | 13,49 | -15,78 | 3373,32 | 16,24 | -13,73 |
| 91-(30,00) | 3077,58 | 6,05 | -21,30 | 3146,74 | 8,44 | -19,53 |

Fonte: Autoria própria, 2020

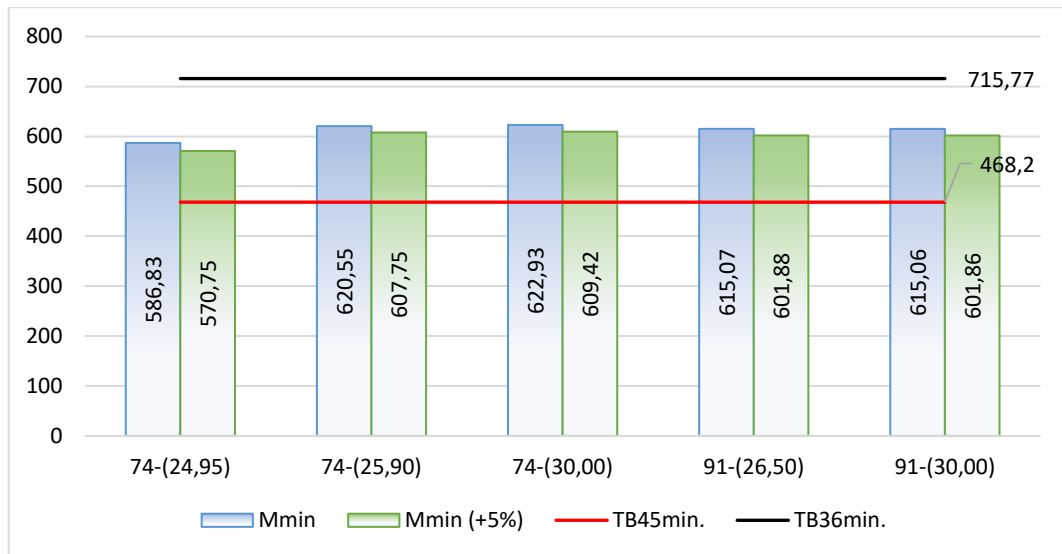
Figura 4.11 Momento fletor máximo no ponto “d”

Observa-se da Tabela 5 que em relação ao TB 36 os momentos mínimos impostos pelas CVC's no ponto “d”, são muito inferiores aos de cálculo. Via de regra, no dimensionamento de pontes é considerado para uma mesma seção, o maior valor de momento, dessa forma, o fato de os momentos mínimos serem inferiores àqueles impostos pelo veículo padrão pouco significa em termos de solicitações, sendo mais importante nesse caso, a análise do momento fletor máximo realizada no item anterior. Comparando com o TB 45 observa-se percentuais razoavelmente altos em relação aos valores de cálculo, atingindo 31,37% para o TB 91 (26,50 e 30,00).

Tabela 5 Momentos fletores mínimos e relação percentual no ponto “d”

| TREM-TIPO | M _{min.} | % TB 36 | % TB 45 | M _{min.} + 5% | % TB 36 | % TB 45 |
|-------------------|-------------------|---------|---------|------------------------|---------|---------|
| 36 | 715,77 | - | - | - | - | - |
| 45 | 468,2 | - | - | - | - | - |
| 74-(24,95) | 586,83 | -18,01 | 25,34 | 570,75 | -20,26 | 21,90 |
| 74-(25,90) | 620,55 | -13,30 | 32,54 | 607,75 | -15,09 | 29,81 |
| 74-(30,00) | 622,93 | -12,97 | 33,05 | 609,42 | -14,86 | 30,16 |
| 91-(26,50) | 615,07 | -14,07 | 31,37 | 601,88 | -15,91 | 28,55 |
| 91-(30,00) | 615,06 | -14,07 | 31,37 | 601,86 | -15,91 | 28,55 |

Fonte: Autoria própria, 2020

Figura 4.12 Momento fletor mínimo no ponto "d"

Fonte: Autoria própria, 2020

A análise dos momentos fletores máximos e mínimos é de suma importância, sendo que esse esforço é utilizado no dimensionamento das armaduras principais que darão sustentação a estrutura.

Em relação ao esforço cortante a análise foi realizada no ponto "f" da Figura 4.8.II, por tratar-se de um apoio, análise deve ser realizada imediatamente à esquerda e imediatamente à direita do apoio. Para um estudo mais simplificado, optou-se por analisar apenas os maiores valores em termos absolutos à esquerda (negativo) e a direita (positivo), dado que esses valores é que importam para o dimensionamento das armaduras transversais. Para a seção imediatamente à esquerda do apoio, considere a Tabela 6. Em relação ao TB 36 todas as CVC's impõem solicitações consideravelmente superiores às de cálculo, obtendo um valor máximo de 24,20% para o TB 91-26,50 (+5%). Comparando com o TB 45, todas as combinações apresentaram valores abaixo dos de cálculo.

Tabela 6 Esforços cortantes mínimos e relação percentual à esquerda do ponto "f"

| TREM-TIPO | M _{máx.} | % TB 36 | % TB 45 | M _{máx.} + 5% | % TB 36 | % TB 45 |
|-------------------|-------------------|---------|---------|------------------------|---------|---------|
| 36 | -1259,33 | - | - | - | - | - |
| 45 | -1624,05 | - | - | - | - | - |
| 74-(24,95) | -1473,03 | 16,97 | -9,30 | -1506,1 | 19,60 | -7,26 |
| 74-(25,90) | -1400,43 | 11,20 | -13,77 | -1430,1 | 13,56 | -11,94 |
| 74-(30,00) | -1371,83 | 8,93 | -15,53 | -1401,36 | 11,28 | -13,71 |
| 91-(26,50) | -1527,98 | 21,33 | -5,92 | -1564,03 | 24,20 | -3,70 |
| 91-(30,00) | -1464,56 | 16,30 | -9,82 | -1497,5 | 18,91 | -7,79 |

Fonte: Autoria própria, 2020

Para a seção imediatamente à direita, observa-se que os valores percentuais foram bem próximos daqueles obtidos para a esquerda da seção. Assim como à esquerda, comparando com TB 36 todas as CVC's impõem solicitações consideravelmente superiores às de cálculo, obtendo um valor máximo de 24,53% para o TB 91-26,50 (+5%). Em relação ao TB 45 as combinações apresentaram valores abaixo dos de cálculo.

Tabela 7 - Esforços cortantes máximos e relação percentual à direita do ponto “F”

| TREM-TIPO | Q _{máx.} | % TB 36 | % TB 45 | Q _{máx.} + 5% | % TB 36 | % TB 45 |
|-------------------|-------------------|---------|---------|------------------------|---------|---------|
| 36 | 1179,95 | - | - | - | - | - |
| 45 | 1537,79 | - | - | - | - | - |
| 74-(24,95) | 1379,97 | 16,95 | -10,26 | 1411,87 | 19,66 | -8,19 |
| 74-(25,90) | 1313,18 | 11,29 | -14,61 | 1341,92 | 13,73 | -12,74 |
| 74-(30,00) | 1289,8 | 9,31 | -16,13 | 1317,37 | 11,65 | -14,33 |
| 91-(26,50) | 1434,55 | 21,58 | -6,71 | 1469,35 | 24,53 | -4,45 |
| 91-(30,00) | 1386,74 | 17,53 | -9,82 | 1419,28 | 20,28 | -7,71 |

Fonte: Autoria própria, 2020

Observou-se durante a pesquisa que a viga principal possui um alargamento considerável nos apoios como pode ser visto na Figura 3.10, de modo que há um aumento substancial da área de concreto que resistirá as solicitações, portanto, mesmo com percentuais muito acima dos valores de cálculo das armaduras de cisalhamento, esse aumento de seção proporciona maior segurança.

Uma etapa importante no projeto de ponte é a verificação da fadiga nas armaduras longitudinais e transversais, em função da variação dos esforços cortante e fletor as áreas de aço calculadas podem sofrer correções no sentido de compensar esse efeito. A Tabela 8 e Tabela 9 mostram a variação percentual do momento fletor em cada seção analisada e para cada combinação de veículo de carga em relação ao TB 36 e TB 45 respectivamente.

Tabela 8 - Relação percentual de ΔM nas Seções devido as CVC's em relação ao TB 36

| (trem tipo) | b | c | e | f | g | h | i |
|----------------------|-------|-------|-------|--------|-------|-------|--------|
| 74-(24,95) | 8,16 | 17,93 | 8,12 | 15,14 | 46,14 | 17,65 | 9,84 |
| 74-(25,90) | 6,13 | 6,72 | 4,27 | -1,90 | 39,13 | 1,28 | -2,17 |
| 74-(30,00) | 6,13 | 7,76 | 1,28 | -12,16 | 35,49 | -5,61 | -10,05 |
| 91-(26,50) | 8,16 | 18,45 | 21,40 | 17,14 | 62,38 | 20,26 | 14,58 |
| 91-(30,00) | 8,16 | 16,04 | 11,70 | 8,16 | 51,35 | 14,04 | 3,41 |
| 74-(24,95)+5% | 13,04 | 22,26 | 11,80 | 19,18 | 51,01 | 22,01 | 13,41 |
| 74-(25,90)+5% | 10,89 | 10,74 | 7,53 | 1,14 | 43,65 | 4,67 | 0,80 |
| 74-(30,00)+5% | 10,89 | 11,58 | 4,39 | -9,62 | 39,73 | -6,32 | -7,48 |

| (trem tipo) | b | c | e | f | g | h | i |
|----------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 91-(26,50)+5% | 13,04 | 22,84 | 25,83 | 21,26 | 68,29 | 24,73 | 18,41 |
| 91-(30,00)+5% | 13,04 | 20,20 | 15,34 | 11,85 | 56,78 | 18,12 | 6,61 |

Fonte: Autoria própria, 2020

Tabela 9 - Relação percentual de ΔM nas Seções devido as CVC's em relação ao TB 45

| (trem tipo) | b | c | e | f | g | h | i |
|----------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 74-(24,95) | -32,69 | -25,44 | -31,50 | -26,99 | -5,15 | -25,58 | -30,10 |
| 74-(25,90) | -33,95 | -32,53 | -33,95 | -37,80 | -9,70 | -35,94 | -37,74 |
| 74-(30,00) | -33,95 | -31,87 | -35,84 | -44,30 | -12,06 | -40,29 | -42,75 |
| 91-(26,50) | -32,69 | -25,11 | -23,09 | -25,72 | 5,40 | -23,93 | -27,08 |
| 91-(30,00) | -32,69 | -26,64 | -29,24 | -31,41 | -1,77 | -27,86 | -34,19 |
| 74-(24,95)+5% | -29,65 | -22,70 | -29,17 | -24,43 | -1,98 | -22,82 | -27,82 |
| 74-(25,90)+5% | -30,99 | -29,99 | -31,87 | -35,87 | -6,76 | -33,79 | -35,85 |
| 74-(30,00)+5% | -30,99 | -29,46 | -33,86 | -42,69 | -9,31 | -40,75 | -41,12 |
| 91-(26,50)+5% | -29,65 | -22,34 | -20,28 | -23,11 | 9,23 | -21,10 | -24,64 |
| 91-(30,00)+5% | -29,65 | -24,01 | -26,93 | -29,08 | 1,76 | -25,28 | -32,15 |

Fonte: Autoria própria, 2020

Da mesma forma que para a análise dos esforços, os percentuais negativos indicam que os valores de projeto não foram superados e os percentuais positivos indicam que os valores de projeto ficam abaixo das solicitações. Em relação ao TB 45 (Tabela 9), as variações percentuais de momento fletor imposta pelas CVC's ficam abaixo da variação de projeto, apenas os veículos de 91t (+5%) promovem uma variação um pouco acima das de cálculo no ponto "g".

Para o TB 36 Tabela 8, verifica-se que as combinações impõem variações percentuais de momento acima ou praticamente iguais àquelas impostas pelo veículo padrão em todas as seções. A seção "g" é a mais crítica em termos percentuais, obtendo-se um valor máximo de variação de momento fletor na ordem de 68,29% para o TB 91-26,50 (+5%) e mínimo de 39,73% para o TB 74-30,00 (+5%). Esses percentuais são relativamente altos e podem acelerar a perda de resistência das armaduras principais pelo efeito da fadiga.

5. CONCLUSÃO

Analisando os resultados dos efeitos da carga móvel das CVC's em comparação à carga móvel normativa para rodovias de classe I à época do projeto da ponte (TB 36) e a atual (TB 45), pôde-se concluir que:

- I. As CVC's que possuem mesma capacidade de carga, apresentam resultados de solicitações menos críticas quando distribuídas em um comprimento maior;
- II. Apesar da ponte possuir vãos relativamente pequenos em comparação com o comprimento dos veículos de carga reais, permitindo uma melhor distribuição da carga do veículo, para algumas seções intermediárias as CVC's apresentaram solicitações acima daquelas provocadas pelos TB 36 (NB-6, 1960) e TB 45 (NBR 7188, 2013);
- III. As CVC's com acréscimo de 5% no Peso Bruto Total Combinado (PBTC) previsto nas resoluções do CONTRAN apresentaram os resultados mais críticos em comparação as demais CVC's;
- IV. Os resultados da comparação com o TB 36 supostamente utilizado para o dimensionamento da ponte foram os mais críticos em todas as análises;
- V. As solicitações impostas pelas CVC's nos apoios são muito aquém das quais o elemento foi dimensionado, porém nesses pontos há um aumento substancial da seção de concreto e possivelmente um aumento na taxa de armadura, o que pode ser a justificativa para que a estrutura não apresente danos estruturais aparentes;
- VI. As variações de momento fletor comparadas com o TB 36 indicam que há risco de fadigamento da estrutura, porém no presente trabalho não se obteve informações suficientes para assegurar tal hipótese;
- VII. Mesmo sendo verificado que a ponte não apresenta danos estruturais significativos, diante dos resultados obtidos fica claro a necessidade de inspeções periódicas para monitorar o comportamento da estrutura;

Finalizando, cabe fazer as seguintes ressalvas:

- A análise realizada neste trabalho foi baseada em um modelo estrutural simplificado de cálculo, assumindo-se que a estrutura não apresenta danos estruturais;
- Os resultados obtidos no *software* F-tool (versão 3.00) (PUC RJ, 2019) se baseiam em uma análise *elástica linear*;
- Não se obteve informações precisas quanto ao dimensionamento do objeto de estudo, dessa forma, assumiu-se que a ponte foi dimensionada para o TB 36 que vigorava à época da

concepção da mesma, adotando-se a NB-6 (ABNT, 1960) para realizar a confecção do trem-tipo e do coeficiente de impacto supostamente utilizados no dimensionamento desta;

- A verificação realizada contemplou apenas o efeito dos carregamentos verticais (estáticos e dinâmicos), como é usual no projeto de pontes, caberia ainda uma análise dos efeitos da frenagem e do impacto vertical real provocado na estrutura pelos veículo de carga, visto que a ponte está localizada em um ponto de grande depressão que possivelmente majora a energia cinética e potencial desses veículos, esse efeito é função principalmente do PBTC dos veículos e seguramente são mais críticos para as CVC's que para os veículos normativos. Essas forças mobilizam principalmente os aparelhos de apoio e a infraestrutura das pontes, apesar de normalmente possuírem uma reserva de resistência para absorver excessos de forças desse tipo, a mobilização dessas reservas com maior frequência fazem os elementos de apoio e pilares trabalharem de forma distinta da qual foram dimensionados;

- Atualmente a Resolução N° 640 (CONTRAN, 2016) que autorizava a circulação de veículos com PBTC de 91t encontra-se cancelada, sua publicação foi impulsionada principalmente por grandes indústrias sucroalcooleiras, não sendo praticadas pelo setor de transporte de grãos que mais movimentam as rodovias federais, dessa forma, o estudo considerou esse tipo de veículo por existir a possibilidade futura do uso desses para o transporte de carga pelas rodovias federais de todo o país e não apenas restrito a regiões produtoras de cana-de-açúcar.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188**: Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7189**: Cargas móveis para o projeto de estrutural de obras ferroviárias. Rio de Janeiro, 1985.

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NB-6**: Cargas móveis em pontes rodoviárias. Rio de Janeiro, 1960.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NB-1**: Cálculo e execução de obras de concreto armado. Rio de Janeiro, 1940.

ARAÚJO, L.D. **Projeto de ponte em concreto armado com duas longarinas**. UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS. Goiânia, Brasil. 1999.

AUTODESK AutoCad. Versão Educacional – 2019. Autodesk Corporation, 2019.

BRASIL. **Decreto nº 8.463** de 27 de dezembro de 1945: Reorganiza o departamento nacional de estradas de rodagem, cria o fundo rodoviário nacional e dá outras providências. Brasília, DF, 1945. Disponível em: http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/Decreto-Lei/1937-1946/Del8463.htm. Acesso em: 12 de out. de 2019.

BRASIL. **Lei nº 9.503** de 23 de dezembro de 1997: Institui o código de trânsito brasileiro. Brasília, DF, 1997. Disponível em: http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/leis/19503.htm. Acesso em: 20 de out. de 2019.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE. Anuário CNT do Transporte 2018. Disponível em: <http://anuariodotransporte.cnt.org.br/2018/>. Acesso em: 27 set. 2019.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. Normas para o projeto das estradas de rodagem, 1973. Disponível em: <http://www.dnit.gov.br/download/rodovias/operacoes-rodoviaras/faixa-de-dominio/normas-projeto-estr-rod-reeditado-1973.pdf>. Acesso em: 30 de out. de 2019.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **SGO** – Sistema de gerenciamento de obras de arte especiais. Disponível em: <http://www.dnit.gov.br/download/SGO.pdf>. Acesso em: 27 de setembro de 2019.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. Resolução nº 12 de 1998. Disponível em:

https://infraestrutura.gov.br/images/Resolucoes/resolucao012_98.doc. Acesso em: 27 de set.de 2019.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES.

Resolução n° 68 de 1998. Disponível em:

https://infraestrutura.gov.br/images/Resolucoes/resolucao068_98.doc. Acesso em: 27 de set.de 2019.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES.

Resolução n° 184 de Outubro de 2005. Disponível em:

https://infraestrutura.gov.br/images/Resolucoes/resolucao184_05.doc Acesso em: 26 de set. de 2019.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES.

Resolução n° 210 de novembro de 2006. Disponível em:

http://www.dnit.gov.br/rodovias/operacoes-rodoviaras/sistema-de-gerenciamento-de-autorizacao-especial-de-transito-siaet/copy_of_RESOLUCAO2102006CONTRANCONSOLIDADA.pdf. Acesso em: 26 de set. de 2019.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES.

Resolução n° 211 de novembro de 2006. Disponível em:

https://infraestrutura.gov.br/images/Resolucoes/RESOLUCAO_211.rtf. Acesso em: 26 de set. de 2019.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES.

Resolução n° 258 de novembro de 2007. Disponível em:

https://infraestrutura.gov.br/images/Resolucoes/RESOLUCAO_CONTRAN_258.pdf. Acesso em: 26 de set. de 2019.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES.

Resolução n° 526 de Abril de 2015. Disponível em:

<https://infraestrutura.gov.br/images/Resolucoes/Resolucao5262015.pdf>. Acesso em: 26 de set. de 2019.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES.

Resolução n° 640 de dezembro de 2016. Disponível em:

<https://infraestrutura.gov.br/images/Resolucoes/Resolucao6402016.pdf>. Acesso em: 26 de set. de 2019.

INSTITUTO DE PESQUISAS RODOVIÁRIAS - IPR. Manual de inspeção de pontes rodoviárias, 2° edição. Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2004.

DIN (1972). DIN-1072 – Strassen-und Wgebrücken, Lastannahmen. Stuttgart, Alemanha.

EL DEBS, M. K.; TAKEYA, T. Análise das consequências do tráfego de combinações de veículos de carga (CVCs) sobre as pontes da rede viária sob jurisdição do DER-SP. **Revista Minerva**, p. 27-35, 2001.

EL DEBS, M. K.; TAKEYA, T. **Introdução às pontes de concreto**. UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO - Escola De Engenharia De São Carlos. São Carlos, Brasil, 2007.

FILHO, D.T. **Notas de aula**. INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DA PARAÍBA – IFPB. Cajazeiras, PB, Brasil. 2019.

FRANÇA, A. L. V. F. 2011. **Métodos executivos de obras de arte especiais**: estudo de caso em construção em meio urbano. Monografia (Graduação), Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ. Rio de Janeiro, RJ, 2011.

JÚNIOR, M. A. L. L.; SILVA, B. M. N. B., MATA, R. C. da. Análise comparativa entre trem-tipo da ABNT NBR 7188:2013 com tipologias de caminhões licenciados pelo DNIT, no comportamento mecânico de pontes sobre duas longarinas. CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTE E ESTRUTURAS, X. **Anais [...]**. Rio de Janeiro, RJ, 2018.

KONISHI, F., COLAVITE, A. S. A matriz do transporte no Brasil: uma análise comparativa para a competitividade. SIMPÓSIO DE EXCELÊNCIA EM GESTÃO E TECNOLOGIA. **Anais [...]**. Rezende, RJ, 2015.

LUCHI, L. A. R e. **Reavaliação do trem-tipo à luz das cargas reais nas rodovias brasileiras**. Tese (Doutorado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – USP. São Paulo, SP, 2006.

MARTHA, L.F. **FTOOL** - Um programa gráfico-interativo para ensino de comportamento de estruturas. Versão educacional 2.11, Rio de Janeiro, agosto de 2002, 33p.

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

SILVA, M.L.A. **Notas de aula**. UNIVERSIDADE PAULISTA – UNIP. São Paulo, SP, Brasil. 2019.

SÚSSEKIND, J. C. **Curso de análise estrutural I**. 6º ed. Porto Alegre - Rio de Janeiro: Editora Globo, 1981.

VITÓRIO, J. A. P., BARROS, R. M. M. C. Análise dos danos Estruturais e das Condições de Estabilidade de 100 Pontes Rodoviárias no Brasil. CONGRESSO NACIONAL SOBRE SEGURANÇA E CONSERVAÇÃO DE PONTES, 3º. **Anais [...]**. Porto, Portugal, 2013.

VITÓRIO, J. A. P. **Pontes rodoviárias**: fundamentos, conservação e gestão. CONSELHO REGIONAL DE ENGENHARIA ARQUITETURA E AGRONOMIA DE PERNAMBUCO – CREA-PE, 1ª Edição. Recife, Brasil, 2002.

VITÓRIO, J. A. P. Uma contribuição ao estudo da avaliação da segurança de pontes existentes. **Engenharia Estudo e Pesquisa**. ABPE, v. 15, n. 2, p. 03-13, jul./dez. 2015.

APÊNDICE A – ESFORÇOS DO TIPO MOMENTO FLETOR

| Combinação | Seções (Figura 4.8.I) | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---------------|-----------------------|-------|---------|----------|---------|--------|---------|--------|---------|--------|---------|---------|----------|----------|---------|----------|---------|---------|
| | a | | b | | c | | d | | e | | f | | g | | h | | i | |
| | Mmáx. | Mmin. | Mmáx. | Mmin. | Mmáx. | Mmin. | Mmáx. | Mmin. | Mmáx. | Mmin. | Mmáx. | Mmin. | Mmáx. | Mmin. | Mmáx. | Mmin. | Mmáx. | Mmin. |
| 36 | 0 | 0 | -223,49 | -881,44 | 2367,28 | 439,39 | 2901,92 | 715,77 | 2808,78 | 635,92 | 1188,83 | -433,74 | -1397,31 | -3112,3 | 951,03 | -706,17 | 2061,23 | 31,88 |
| 45 | 0 | 0 | -223,49 | -1200,41 | 3191,31 | 141,86 | 3910,38 | 468,2 | 3797,89 | 368,16 | 1745,63 | -813,03 | -1235,94 | -3877,66 | 1497,81 | -1122,17 | 2926,07 | -262,65 |
| 74-(24,95) | 0 | 0 | -223,49 | -881,07 | 2633,96 | 360,42 | 3016,76 | 586,83 | 2920,74 | 571,39 | 1360,61 | -507,6 | -1321,69 | -3827,75 | 1056,24 | -893,5 | 2090,85 | -138,23 |
| 74-(25,90) | 0 | 0 | -223,49 | -868,7 | 2432,26 | 370,17 | 2982,11 | 620,55 | 2842,53 | 576,83 | 1203,23 | -388,48 | -1341,81 | -3727,05 | 899,82 | -778,47 | 1909,92 | -75,65 |
| 74-(30,00) | 0 | 0 | -223,49 | -868,7 | 2447,53 | 369,91 | 2872,21 | 622,93 | 2777,73 | 577,02 | 1135,17 | -290,25 | -1341,81 | -3664,9 | 839,87 | -665,02 | 1811,49 | -14,22 |
| 91-(26,50) | 0 | 0 | -223,49 | -881,07 | 2645,73 | 361,19 | 3293,41 | 615,07 | 3201,38 | 563,26 | 1379,12 | -521,63 | -1318,03 | -4102,57 | 1091,57 | -901,38 | 2190,93 | -157,79 |
| 91-(30,00) | 0 | 0 | -223,49 | -881,07 | 2596,41 | 360,62 | 3077,58 | 615,06 | 2999,33 | 572,06 | 1335,19 | -419,95 | -1337,47 | -3931,96 | 1040,87 | -849,29 | 1988,25 | -128,79 |
| 74-(24,95)+5% | 0 | 0 | -223,49 | -910,54 | 2697,18 | 340,09 | 3085,39 | 570,75 | 2983,32 | 553,99 | 1399,99 | -533,69 | -1309,42 | -3899,36 | 1095,54 | -926,4 | 2145,34 | -156,08 |
| 74-(25,90)+5% | 0 | 0 | -223,49 | -897,63 | 2484,41 | 350,56 | 2994,06 | 607,75 | 2902,84 | 566,13 | 1232,43 | -408,62 | -1334,25 | -3797,02 | 928,9 | -805,59 | 1955,36 | -90,36 |
| 74-(30,00)+5% | 0 | 0 | -223,49 | -897,63 | 2501,36 | 350,09 | 2931,02 | 609,42 | 2834,78 | 566,32 | 1161,16 | -305,41 | -1334,25 | -3730,14 | 865,94 | -686,3 | 1852 | -25,79 |
| 91-(26,50)+5% | 0 | 0 | -223,49 | -910,74 | 2709,91 | 340,83 | 3373,32 | 601,88 | 3279,38 | 545,28 | 1418,88 | -548,62 | -1306,09 | -4192,1 | 1131,94 | -935,08 | 2250,17 | -177,18 |
| 91-(30,00)+5% | 0 | 0 | -223,49 | -910,74 | 2657,62 | 340,25 | 3146,74 | 601,86 | 3067,19 | 561,01 | 1372,85 | 441,88 | -1330,77 | -4014,88 | 1078,89 | -879,03 | 2037,33 | -145,98 |

APÊNDICE B – ESFORÇOS DO TIPO CORTANTE

| Combinação | Seções | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---------------|--------|---------|---------|---------|---------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|----------|---------|--------|--------|--------|--------|---------|
| | a | | besq. | | bdir. | | c | | d | | e | | fesq. | | fdir. | | g | | h | |
| | Qmáx. | Qmin. | Qmáx. | Qmin. | Qmáx. | Qmin. | Qmáx. | Qmin. | Qmáx. | Qmin. | Qmáx. | Qmin. | Qmáx. | Qmin. | Qmáx. | Qmin. | Qmáx. | Qmin. | Qmáx. | Qmin. |
| 36 | 0 | -155,65 | -171,91 | -507,87 | 981,8 | 374,47 | 510,7 | 46,66 | 84,37 | -379,52 | -288,84 | -820,7 | -558,58 | -1259,33 | 1179,95 | 468,72 | 706,59 | 170,44 | 247 | -247 |
| 45 | 0 | -248,87 | -171,91 | -712,81 | 1300,48 | 342,55 | 710,75 | -22,97 | 188,23 | -547,94 | -252,14 | -1090,2 | -525,82 | -1624,05 | 1537,79 | 423,38 | 956,01 | 114,63 | 389,42 | -389,42 |
| 74-(24,95) | 0 | -146,42 | -171,91 | -660,85 | 1105,57 | 368,46 | 573,97 | 26,31 | 67,2 | -409,92 | -277,85 | -919,76 | -551,3 | -1473,03 | 1379,97 | 448,81 | 802,46 | 157,98 | 273,7 | -273,7 |
| 74-(25,90) | 0 | -146,42 | -171,91 | -524,51 | 1042,64 | 378,32 | 553,6 | 42,53 | 38,81 | -371,1 | -278,46 | -856,5 | -552,29 | -1400,43 | 1313,18 | 461,5 | 748,24 | 170,73 | 247,66 | -247,66 |
| 74-(30,00) | 0 | -146,42 | -171,91 | -524,51 | 1037,31 | 386,89 | 513 | 42,67 | 91,17 | -401,39 | -279,09 | -874,93 | -552,29 | -1371,83 | 1289,8 | 474,01 | 755,3 | 183,18 | 261,6 | -261,6 |
| 91-(26,50) | 0 | -146,42 | -171,91 | -660,85 | 1145,12 | 367,39 | 591,35 | 25,09 | 55,63 | -416,22 | -278,02 | -966,76 | -551,3 | -1527,98 | 1434,55 | 447,88 | 849,89 | 156,99 | 280,87 | -280,87 |
| 91-(30,00) | 0 | -146,42 | -171,91 | -660,85 | 1109,15 | 375,09 | 579,01 | 26,2 | 55,3 | -420,58 | -277,55 | -918,15 | -551,3 | -1464,56 | 1386,74 | 453,46 | 813,08 | 163,82 | 289,06 | -289,06 |
| 74-(24,95)+5% | 0 | -153,75 | -171,91 | -682,83 | 1131,85 | 366,2 | 590,03 | 21,02 | 72,85 | -422,03 | -275,48 | -941,77 | -548,94 | -1506,1 | 1411,87 | 445,18 | 822,58 | 154,34 | 283,75 | -283,75 |
| 74-(25,90)+5% | 0 | -153,75 | -171,91 | -539,16 | 1065,89 | 376,62 | 568,67 | 38,68 | 43,19 | -380,4 | -276,15 | -875,45 | -549,98 | -1430,1 | 1341,92 | 458,51 | 765,81 | 167,73 | 255,82 | -255,82 |
| 74-(30,00)+5% | 0 | -153,75 | -171,91 | -539,16 | 1060,32 | 385,01 | 526,04 | 38,82 | 97,43 | -412,76 | -276,78 | -895,32 | -549,98 | -1401,36 | 1317,37 | 472,07 | 773,3 | 181,24 | 270,45 | -270,45 |
| 91-(26,50)+5% | 0 | -153,75 | -171,91 | -682,83 | 1173,53 | 365,07 | 608,3 | 21,19 | 60,57 | -428,52 | -275,65 | -991,24 | -548,94 | -1564,03 | 1469,35 | 444,2 | 872,61 | 153,31 | 291,25 | -291,25 |
| 91-(30,00)+5% | 0 | -153,75 | -171,91 | -682,83 | 1135,79 | 373,85 | 594,1 | 21,53 | 60,32 | -433,23 | -275,17 | -940,32 | -548,94 | -1497,5 | 1419,28 | 450,14 | 834,18 | 158,83 | 299,96 | -299,96 |

ANEXO A – PROJETO DE RESTAURAÇÃO PONTE RIACHO DAS CUNCAS

REPÚBLICA FEDERATIVA DO BRASIL
MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES
DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES
DNIT
SUPERINTENDÊNCIA REGIONAL NO ESTADO DO CEARÁ

**PROJETO EXECUTIVO DE ENGENHARIA PARA
MELHORAMENTO E RESTAURAÇÃO DO PAVIMENTO**

RODOVIA : BR-116/CE
TRECHO : FORTALEZA – DIVISA CE/PE
SUBTRECHO: ENTR. CE-286 (P/IPAUMIRIM) – ENTR. CE-393 (MILAGRES)
SEGMENTO : KM 420,7 – KM 478,2
EXTENSÃO : 57,5KM
LOTE: 01
CÓDIGO DO PNV: 116BCE0295 AO 116BCE375

**VOLUME 1 – RELATÓRIO DO PROJETO E
DOCUMENTOS PARA CONCORRÊNCIA**

MARÇO - 2009

REPÚBLICA FEDERATIVA DO BRASIL
MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES
 DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES
DNIT
SUPERINTENDÊNCIA REGIONAL NO ESTADO DO CEARÁ

**PROJETO EXECUTIVO DE ENGENHARIA PARA
 MELHORAMENTOS E RESTAURAÇÃO DO PAVIMENTO**

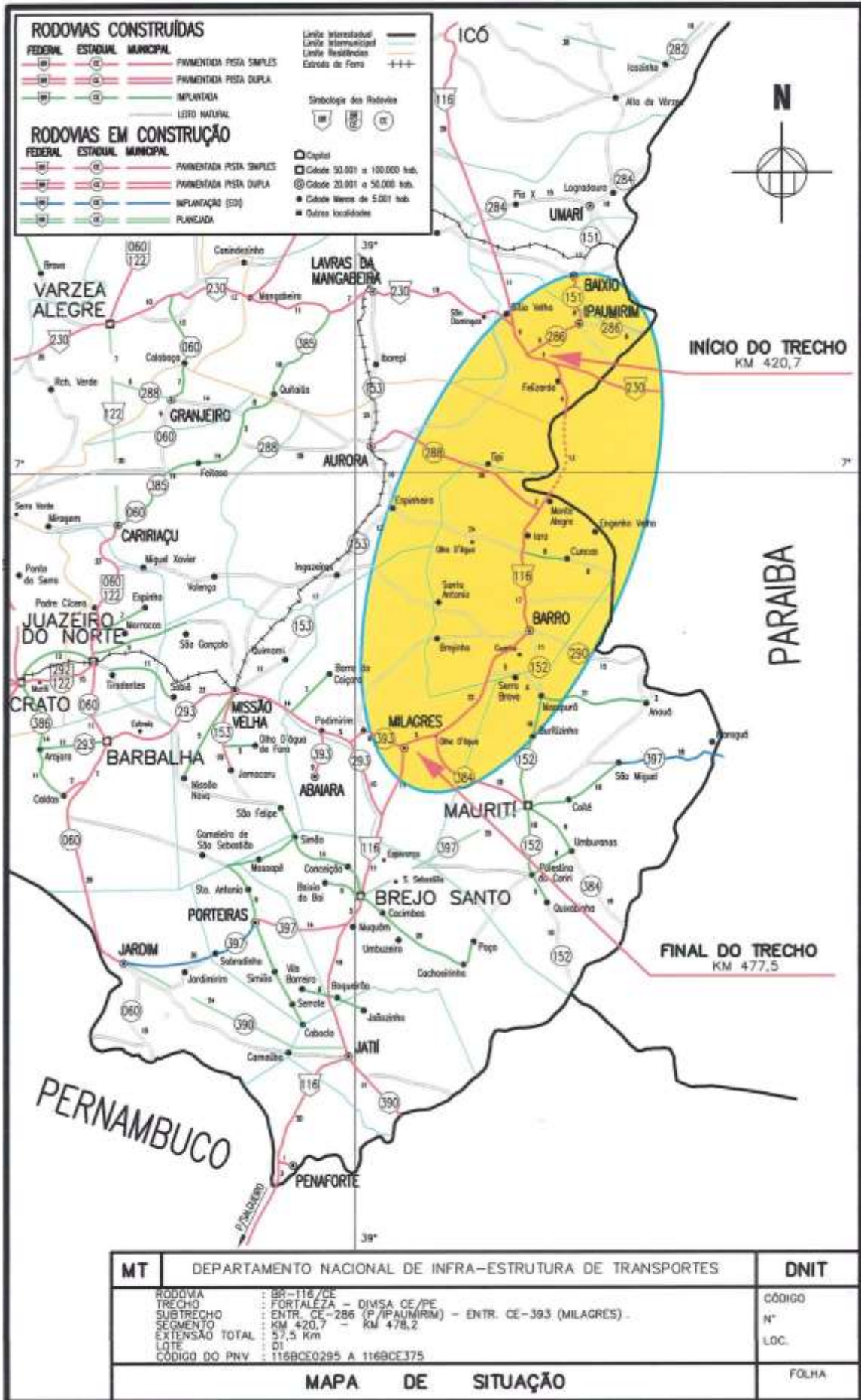
RODOVIA : BR-116/CE
 TRECHO : FORTALEZA – DIVISA CE/PE
 SUBTRECHO: ENTR. CE-286 (P/PAUMIRIM) – ENTR. CE-393 (MILAGRES)
 SEGMENTO : KM 420,7 – KM 478,2
 EXTENSÃO : 57,5KM
 LOTE: 01
 CÓDIGO DO PNV: 116BCE0295 AO 116BCE375

**VOLUME 1 – RELATÓRIO DO PROJETO E
 DOCUMENTOS PARA CONCORRÊNCIA**

Supervisão: Diretoria de Planejamento e Pesquisa
 Coordenação: Coordenação Geral de Desenvolvimento e Projetos/Coordenação de Projetos
 Fiscalização: Superintendência Regional no Estado do Ceará/3ª Unidade Local (Icó/CE)
 Elaboração: Consultora de Engenharia HSZ Ltda
 Contrato: N° UT-03.1.0.00.0010/2006-00
 Processo: N° 50603.000338/2006-44
 Edital: C.P. N° 015/05-03

MARÇO

| | |
|--|--|
| APROVADO PELA COMISSÃO DELEGADA PELO (A) | |
| <i>DIRETOR GERAL DO DNIT</i> | |
| EM. | <u>01 / 10 / 2008</u> , NO PROCESSO |
| N° | <u>Sob 0009033/2007-74</u> , PORTARIA N° <u>1144</u> |
| VISTO COMISSÃO PORT. N° | <u>48</u> , EM <u>31/03/09</u> |
| Eng. | <i>[Assinatura]</i> |
| Eng. | <i>[Assinatura]</i> |
| Eng. | <i>[Assinatura]</i> |



Consultora de Engenharia HSZ Ltda

3 – ESTUDOS

3.1 – Estudos de Tráfego e Segurança de Trânsito

a) Postos de Contagem

Em função da Existência de um trecho comum da BR-116/CE com a BR-230/CE, entre o KM 418 (Início do Projeto) e o KM 422,2 (Saída da BR-230 para a Paraíba), estabeleceram-se dois Postos de Contagem de Tráfego, respectivamente no KM 420,0 (Posto do Trecho Comum BR-116 e BR-230) e no KM 431,5 (Posto do trecho entre o KM 422,2 e o KM 477,5).

Em cada um desses Postos foram feitas Contagens Volumétricas Classificatórias, de Hora em Hora, nas 24 horas do dia, nos 7 dias da semana.

O Período das Contagens foi de 12/10/2006 a 18/10/2006.

Para a determinação da Capacidade da Via, pesquisou-se nas contagens efetuadas a Hora de Pico. Nesta Hora de Pico, no mesmo dia da semana seguinte a da contagem, realizou-se uma contagem a cada 15 minutos para a determinação do Fator de Hora Ponta (FHP).

b) Taxa de Crescimento do Tráfego

A Taxa de Crescimento do Tráfego foi estabelecida com base em Taxas de outros projetos da BR-116 no Estado do Ceará sendo a mesma de 2,5% ao ano.

c) Período do Projeto

O Edital Nº 015/05-00 fixou o Período de 10 anos para a vida do Pavimento do Projeto. Considerou-se o Ano de Abertura ao Tráfego em 2009 (1º Ano de Projeto) e o 10º Ano de Projeto em 2018.

d) Resultados Obtidos

A correção sazonal do Tráfego foi feita pelas contagens mecanizadas da DEST/DNER do Posto P 001 da Rodovia BR-116/CE.

d.1 - Composição da Frota

CONTAGEM VOLUMÉTRICA CLASSIFICATÓRIA - TRÁFEGO NOS DOIS SENTIDOS

POSTO DO KM 431,5 - VOLUMES MÉDIOS DIÁRIOS (VMD) - PERÍODO: 12 A 18 DE OUT/2006

| DIA DA SEMANA | VEÍCULOS LEVES | | ONIBUS | | | CAMINHÕES | | | | | | | | TOTAL DO DIA | % DA MÉDIA | COMPOSIÇÃO DA FROTA | | | |
|-----------------|----------------|-----|--------|-----|-------|-----------|-------|-------|-------|-----------|-----|-----|--------------|--------------|------------|---------------------|------------|---------------------|-------|
| | | | 2 C | 3 C | 3 C | 2 S 1 | 2 S 2 | 2 S 3 | 3 S 3 | 3 S 2 S 2 | | | TOTAL DO DIA | | | | % DA MÉDIA | COMPOSIÇÃO DA FROTA | |
| | 823 | 717 | 46 | 37 | 337 | 2 | 63 | 418 | 167 | 99 | 99 | 92 | | | | | | | 93 |
| QUINTA-FEIRA | 823 | 717 | 46 | 37 | 337 | 2 | 63 | 418 | 167 | 99 | 99 | 92 | 93 | 159 | 59 | 1.599 | 96 | 1.777 | 2.001 |
| SEXTA-FEIRA | 637 | 730 | 48 | 28 | 274 | 11 | 42 | 317 | 122 | 93 | 92 | 93 | 159 | 59 | 1.599 | 96 | 1.777 | 2.001 | 108 |
| SÁBADO | 841 | 707 | 51 | 53 | 209 | 2 | 45 | 176 | 72 | 59 | 59 | 159 | 137 | 137 | 125 | 1.777 | 96 | 1.777 | 2.001 |
| DOMINGO | 732 | 732 | 33 | 34 | 101 | 1 | 51 | 362 | 184 | 133 | 133 | 133 | 133 | 133 | 133 | 2.001 | 108 | 1.777 | 2.001 |
| TOTAIS | 5.187 | 741 | 350 | 289 | 2.236 | 28 | 374 | 2.228 | 906 | 760 | 760 | 760 | 760 | 760 | 760 | 13.000 | 100 | 1.857 | 1.727 |
| MÉDIA | 741 | 741 | 50 | 41 | 319 | 4 | 53 | 318 | 129 | 109 | 109 | 109 | 109 | 109 | 109 | 1.857 | 100 | 1.857 | 1.727 |
| MÉDIA CORRIGIDA | 689 | 689 | 46 | 38 | 297 | 4 | 49 | 296 | 120 | 101 | 101 | 101 | 101 | 101 | 101 | 1.727 | 100 | 1.857 | 1.727 |

POSTO DO KM 420,0 - VOLUMES MÉDIOS DIÁRIOS (VMD) - PERÍODO: 14 A 20 DE OUT/2006

| DIA DA SEMANA | VEÍCULOS LEVES | | ONIBUS | | | CAMINHÕES | | | | | | | | TOTAL DO DIA | % DA MÉDIA | COMPOSIÇÃO DA FROTA | | | |
|-----------------|----------------|-----|--------|-----|-------|-----------|--|-------|-------|-----------|-----|-----|--------------|--------------|------------|---------------------|------------|---------------------|-----|
| | | | 2 C | 3 C | 3 C | 2 S 1 | 2 S 2 | 2 S 3 | 3 S 3 | 3 S 2 S 2 | | | TOTAL DO DIA | | | | % DA MÉDIA | COMPOSIÇÃO DA FROTA | |
| | 1151 | 888 | 50 | 40 | 350 | 2 | 65 <td>440</td> <td>175</td> <td>104</td> <td>104</td> <td>73</td> <td>73</td> <td>169</td> <td>84</td> <td>1.901</td> <td>93</td> <td>2.124</td> <td>105</td> | 440 | 175 | 104 | 104 | 73 | | | | | | | 73 |
| QUINTA-FEIRA | 1151 | 888 | 50 | 40 | 350 | 2 | 65 | 440 | 175 | 104 | 104 | 73 | 73 | 169 | 84 | 1.901 | 93 | 2.124 | 105 |
| SEXTA-FEIRA | 778 | 754 | 57 | 32 | 308 | 11 | 44 | 345 | 132 | 95 | 95 | 95 | 95 | 169 | 84 | 1.901 | 93 | 2.124 | 105 |
| SÁBADO | 908 | 756 | 47 | 28 | 226 | 2 | 49 | 190 | 78 | 64 | 64 | 64 | 64 | 169 | 84 | 1.901 | 93 | 2.124 | 105 |
| DOMINGO | 784 | 784 | 35 | 36 | 411 | 0 | 54 | 382 | 173 | 140 | 140 | 140 | 140 | 169 | 84 | 1.901 | 93 | 2.124 | 105 |
| SEGUNDA-FEIRA | 800 | 800 | 394 | 280 | 2.348 | 19 | 398 | 2.365 | 925 | 779 | 779 | 779 | 779 | 169 | 84 | 1.901 | 93 | 2.124 | 105 |
| TERÇA-FEIRA | 860 | 860 | 56 | 40 | 335 | 3 | 57 | 338 | 132 | 111 | 111 | 111 | 111 | 169 | 84 | 1.901 | 93 | 2.124 | 105 |
| QUARTA-FEIRA | 800 | 800 | 52 | 37 | 312 | 3 | 53 | 314 | 123 | 103 | 103 | 103 | 103 | 169 | 84 | 1.901 | 93 | 2.124 | 105 |
| TOTAIS | 6.019 | 860 | 394 | 280 | 2.348 | 19 | 398 | 2.365 | 925 | 779 | 779 | 779 | 779 | 169 | 84 | 1.901 | 93 | 2.124 | 105 |
| MÉDIA | 860 | 860 | 56 | 40 | 335 | 3 | 57 | 338 | 132 | 111 | 111 | 111 | 111 | 169 | 84 | 1.901 | 93 | 2.124 | 105 |
| MÉDIA CORRIGIDA | 800 | 800 | 52 | 37 | 312 | 3 | 53 | 314 | 123 | 103 | 103 | 103 | 103 | 169 | 84 | 1.901 | 93 | 2.124 | 105 |

Consultora de Engenharia HSZ Ltda

d.2 – Projeção de Tráfego

Taxa de crescimento do Tráfego: 2,5% ao ano, a começar de 2006, ano da contagem.

O Ano de Abertura ao Tráfego está previsto para 2009.

O Volume Médio Diário do Tráfego no Período do Projeto está no quadro a seguir.

| POSTO DO KM 431,5 - VMD DO PERÍODO DE PROJETO | | | | | | | | | | | |
|---|-----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| VMD NOS DOIS SENTIDOS PARA O PERÍODO DO PROJETO | | | | | | | | | | | |
| TIPOS DE VEÍCULOS | | ANOS | | | | | | | | | |
| | | 2009 | 2010 | 2011 | 2012 | 2013 | 2014 | 2015 | 2016 | 2017 | 2018 |
| VEICULOS LEVES | | 742 | 760 | 780 | 799 | 819 | 839 | 860 | 882 | 904 | 927 |
| VEICULOS COMERCIAIS | | | | | | | | | | | |
| ÔNIBUS | 2 C | 50 | 51 | 52 | 53 | 54 | 56 | 57 | 59 | 60 | 62 |
| | 3 C | 41 | 42 | 43 | 44 | 45 | 46 | 47 | 49 | 50 | 51 |
| CAMINHÕES | 2 C | 93 | 95 | 97 | 100 | 102 | 105 | 107 | 110 | 113 | 116 |
| | 3 C | 320 | 328 | 336 | 344 | 353 | 362 | 371 | 380 | 390 | 399 |
| | 2 S 1 | 4 | 4 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 |
| | 2 S 2 | 53 | 54 | 55 | 57 | 58 | 60 | 61 | 63 | 64 | 66 |
| | 2 S 3 | 319 | 327 | 335 | 343 | 352 | 361 | 370 | 379 | 388 | 398 |
| | 3 S 3 | 129 | 132 | 136 | 139 | 143 | 146 | 150 | 154 | 157 | 161 |
| | 3 S 2 S 2 | 109 | 111 | 114 | 117 | 120 | 123 | 126 | 129 | 133 | 136 |
| TOTAL DE V.COMERCIAIS | | 1.118 | 1.144 | 1.173 | 1.202 | 1.232 | 1.264 | 1.294 | 1.328 | 1.360 | 1.394 |
| TOTAL GERAL | | 1.860 | 1.904 | 1.953 | 2.001 | 2.051 | 2.103 | 2.154 | 2.210 | 2.264 | 2.321 |
| POSTO DO KM 420,0 - VMD DO PERÍODO DE PROJETO | | | | | | | | | | | |
| VMD NOS DOIS SENTIDOS PARA O PERÍODO DO PROJETO | | | | | | | | | | | |
| TIPOS DE VEÍCULOS | | ANOS | | | | | | | | | |
| | | 2009 | 2010 | 2011 | 2012 | 2013 | 2014 | 2015 | 2016 | 2017 | 2018 |
| VEICULOS LEVES | | 861 | 883 | 905 | 928 | 951 | 975 | 999 | 1024 | 1050 | 1076 |
| VEICULOS COMERCIAIS | | | | | | | | | | | |
| ÔNIBUS | 2 C | 56 | 57 | 59 | 60 | 62 | 63 | 65 | 67 | 68 | 70 |
| | 3 C | 40 | 41 | 42 | 43 | 44 | 45 | 46 | 47 | 49 | 50 |
| CAMINHÕES | 2 C | 101 | 104 | 106 | 109 | 112 | 115 | 117 | 120 | 123 | 126 |
| | 3 C | 336 | 344 | 353 | 362 | 371 | 380 | 390 | 399 | 409 | 420 |
| | 2 S 1 | 3 | 3 | 3 | 3 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 |
| | 2 S 2 | 57 | 59 | 60 | 61 | 63 | 65 | 66 | 68 | 70 | 71 |
| | 2 S 3 | 338 | 347 | 355 | 364 | 373 | 383 | 392 | 402 | 412 | 422 |
| | 3 S 3 | 132 | 136 | 139 | 143 | 146 | 150 | 154 | 157 | 161 | 165 |
| | 3 S 2 S 2 | 111 | 114 | 117 | 119 | 122 | 125 | 129 | 132 | 135 | 139 |
| TOTAL DE V.COMERCIAIS | | 1.174 | 1.205 | 1.234 | 1.264 | 1.297 | 1.330 | 1.363 | 1.396 | 1.431 | 1.467 |
| TOTAL GERAL | | 2.035 | 2.088 | 2.139 | 2.192 | 2.248 | 2.305 | 2.362 | 2.420 | 2.481 | 2.543 |

Consultora de Engenharia HSZ Ltda

d.3 – Cargas por Eixo

As cargas por eixo foram fixadas de acordo com a Lei da Balança.

| TIPO DE VEÍCULO | % DA FROTA | FV (USCE) | | FV (AASHTO) | |
|-----------------|---------------|-----------|-----------------------------|-------------|-----------------------------|
| | | FVI | $\frac{\% \times FVI}{100}$ | FVI | $\frac{\% \times FVI}{100}$ |
| ÔNIBUS 2C | 4,47 | 3,42 | 0,1529 | 3,12 | 0,1395 |
| ÔNIBUS 3C | 3,67 | 8,68 | 0,3186 | 1,79 | 0,0657 |
| CAMINHÃO 2C | 8,32 | 3,42 | 0,2845 | 3,12 | 0,2596 |
| CAMINHÃO 3C | 28,62 | 8,68 | 2,4842 | 1,79 | 0,5123 |
| S.REBOQUE 2S1 | 0,36 | 6,71 | 0,0242 | 6,09 | 0,0219 |
| S.REBOQUE 2S2 | 4,74 | 11,97 | 0,5674 | 4,76 | 0,2256 |
| S.REBOQUE 2S3 | 28,53 | 12,72 | 3,6290 | 4,68 | 1,3352 |
| S.REBOQUE 3S3 | 11,54 | 17,98 | 2,0749 | 3,35 | 0,3866 |
| S.REBOQUE 2S2S2 | 9,75 | 25,78 | 2,5136 | 5,07 | 0,4943 |
| TOTAIS | 100,00 | | 12,0492 | | 3,4407 |

| TIPO DE VEÍCULO | % DA FROTA | FV (USCE) | | FV (AASHTO) | |
|-----------------|---------------|-----------|-----------------------------|-------------|-----------------------------|
| | | FVI | $\frac{\% \times FVI}{100}$ | FVI | $\frac{\% \times FVI}{100}$ |
| ÔNIBUS 2C | 4,77 | 3,42 | 0,1631 | 3,12 | 0,1488 |
| ÔNIBUS 3C | 3,41 | 8,68 | 0,2960 | 1,79 | 0,0610 |
| CAMINHÃO 2C | 8,60 | 3,42 | 0,2941 | 3,12 | 0,2683 |
| CAMINHÃO 3C | 28,62 | 8,68 | 2,4842 | 1,79 | 0,5123 |
| S.REBOQUE 2S1 | 0,25 | 6,71 | 0,0168 | 6,09 | 0,0152 |
| S.REBOQUE 2S2 | 4,86 | 11,97 | 0,5817 | 4,76 | 0,2313 |
| S.REBOQUE 2S3 | 28,80 | 12,72 | 3,6634 | 4,68 | 1,3478 |
| S.REBOQUE 3S3 | 11,24 | 17,98 | 2,0210 | 3,35 | 0,3765 |
| S.REBOQUE 2S2S2 | 9,45 | 25,78 | 2,4362 | 5,07 | 0,4791 |
| TOTAIS | 100,00 | | 11,9565 | | 3,4405 |

Consultora de Engenharia HSZ Ltda

d.4 – Cálculo do Número N

$$N_{(Anual)} = 365 \frac{VMD}{2} \times FV \times FR$$

O Fator Climático Regional (FR) foi considerado igual a 1 (um), conforme recomendado no Método DNER-1966 (Edição de 1981).

POSTO DO KM 431,5

| ANO | | VMD VEÍCULOS COMERCIAIS | USCE | | | AASHTO | | |
|------------|---------|-------------------------|---------------------------------------|----------|-----------|---|----------|-----------|
| CALENDÁRIO | PROJETO | | FV | NÚMERO N | | FV | NÚMERO N | |
| | | | | ANUAL | ACUMULADO | | ANUAL | ACUMULADO |
| 2009 | 1ª | 1.118 | 12,0492 | 2,46E+06 | 2,46E+06 | 3,4407 | 7,02E+05 | 7,02E+05 |
| 2010 | 2ª | 1.144 | 12,0492 | 2,52E+06 | 4,97E+06 | 3,4407 | 7,18E+05 | 1,42E+06 |
| 2011 | 3ª | 1.173 | 12,0492 | 2,58E+06 | 7,55E+06 | 3,4407 | 7,37E+05 | 2,16E+06 |
| 2012 | 4ª | 1.202 | 12,0492 | 2,64E+06 | 1,02E+07 | 3,4407 | 7,55E+05 | 2,91E+06 |
| 2013 | 5ª | 1.232 | 12,0492 | 2,71E+06 | 1,29E+07 | 3,4407 | 7,74E+05 | 3,69E+06 |
| 2014 | 6ª | 1.264 | 12,0492 | 2,78E+06 | 1,57E+07 | 3,4407 | 7,94E+05 | 4,48E+06 |
| 2015 | 7ª | 1.294 | 12,0492 | 2,85E+06 | 1,85E+07 | 3,4407 | 8,13E+05 | 5,29E+06 |
| 2016 | 8ª | 1.328 | 12,0492 | 2,92E+06 | 2,15E+07 | 3,4407 | 8,34E+05 | 6,13E+06 |
| 2017 | 9ª | 1.360 | 12,0492 | 2,99E+06 | 2,44E+07 | 3,4407 | 8,54E+05 | 6,98E+06 |
| 2018 | 10ª | 1.394 | 12,0492 | 3,07E+06 | 2,75E+07 | 3,4407 | 8,75E+05 | 7,85E+06 |
| | | | N_(USCE) = 2,75x10E7 | | | N_(AASHTO) = 7,85x10E6 | | |

POSTO DO KM 420,0

| ANO | | VMD VEÍCULOS COMERCIAIS | USCE | | | AASHTO | | |
|------------|---------|-------------------------|---------------------------------------|----------|-----------|---|----------|-----------|
| CALENDÁRIO | PROJETO | | FV | NÚMERO N | | FV | NÚMERO N | |
| | | | | ANUAL | ACUMULADO | | ANUAL | ACUMULADO |
| 2009 | 1ª | 1.174 | 11,9565 | 2,56E+06 | 2,56E+06 | 3,4405 | 7,37E+05 | 7,37E+05 |
| 2010 | 2ª | 1.205 | 11,9565 | 2,63E+06 | 5,19E+06 | 3,4405 | 7,57E+05 | 1,49E+06 |
| 2011 | 3ª | 1.234 | 11,9565 | 2,69E+06 | 7,88E+06 | 3,4405 | 7,75E+05 | 2,27E+06 |
| 2012 | 4ª | 1.264 | 11,9565 | 2,76E+06 | 1,06E+07 | 3,4405 | 7,94E+05 | 3,08E+06 |
| 2013 | 5ª | 1.297 | 11,9565 | 2,83E+06 | 1,35E+07 | 3,4405 | 8,14E+05 | 3,88E+06 |
| 2014 | 6ª | 1.330 | 11,9565 | 2,90E+06 | 1,64E+07 | 3,4405 | 8,35E+05 | 4,71E+06 |
| 2015 | 7ª | 1.363 | 11,9565 | 2,97E+06 | 1,93E+07 | 3,4405 | 8,56E+05 | 5,57E+06 |
| 2016 | 8ª | 1.396 | 11,9565 | 3,05E+06 | 2,24E+07 | 3,4405 | 8,77E+05 | 6,44E+06 |
| 2017 | 9ª | 1.431 | 11,9565 | 3,12E+06 | 2,55E+07 | 3,4405 | 8,99E+05 | 7,34E+06 |
| 2018 | 10ª | 1.467 | 11,9565 | 3,20E+06 | 2,87E+07 | 3,4405 | 9,21E+05 | 8,26E+06 |
| | | | N_(USCE) = 2,87x10E7 | | | N_(AASHTO) = 8,26x10E6 | | |

Consultora de Engenharia HSZ Ltda

e – Verificação da Capacidade da Via

Contagem da Hora de Pico: o maior volume ocorreu no Posto do KM 420,0, numa Quarta-Feira, no horário de 17:00 às 18:00hs.

DATA DA CONTAGEM: 25.10.2006

| HORÁRIO | VEIC. LEVES | ÔNIBUS | | CAMINHÕES | | | | | | | TOTAL | |
|------------------|---------------|-----------|----------|-----------|-----------|-----------|----------|----------|-----------|-----------|----------|------------|
| | | 2C | 3C | 2C | 3C | 2S1 | 2S2 | 2S3 | 3S2 | 3S2S2 | | |
| SENTIDO 1 | 17:00 - 17:15 | 6 | 1 | 1 | 3 | 2 | 0 | 0 | 4 | 2 | 0 | 19 |
| | 17:15 - 17:30 | 8 | 0 | 0 | 2 | 3 | 0 | 1 | 2 | 2 | 1 | 19 |
| | 17:30 - 17:45 | 7 | 0 | 1 | 0 | 4 | 0 | 0 | 0 | 3 | 1 | 16 |
| | 17:45 - 18:00 | 6 | 0 | 0 | 1 | 5 | 0 | 1 | 4 | 1 | 1 | 19 |
| SENTIDO 2 | 17:00 - 17:15 | 6 | 0 | 0 | 1 | 5 | 0 | 1 | 2 | 1 | 1 | 17 |
| | 17:15 - 17:30 | 7 | 0 | 0 | 1 | 3 | 0 | 0 | 4 | 2 | 1 | 18 |
| | 17:30 - 17:45 | 5 | 1 | 1 | 1 | 2 | 0 | 1 | 2 | 3 | 2 | 18 |
| | 17:45 - 18:00 | 5 | 0 | 1 | 3 | 3 | 0 | 1 | 1 | 2 | 1 | 17 |
| SOMA | | 50 | 2 | 4 | 12 | 27 | 0 | 5 | 19 | 16 | 8 | 143 |

$$\text{Fator de Hora Ponta: FHP} = \frac{143}{4(19 + 18)} = 0,97$$

Para o Cálculo da Capacidade do Trecho usaremos a metodologia do HCM (Highway Capacity Manual) para vias com duas faixas de tráfego).

Transformação dos veículos em UCP (Unidade de Carros de Passeio) e Projeção da Intensidade de Circulação da Hora Ponta, conforme quadro a seguir.

| | | CRESCIMENTO: 2,5% a.a. | | | | | | | | | | | FHP = 0,97 |
|----------------------|----------------|------------------------|----|-----------|----|-----|-----|-----|-------|--|--|-------|----------------|
| ANOS | VEÍCULOS LEVES | ONIBUS | | CAMINHÕES | | | | | | | | TOTAL | |
| | | 2C | 3C | 2C | 3C | 2S2 | 2S3 | 3S3 | 3S2S2 | | | | |
| HORA DE PICO (2006) | 50 | 2 | 4 | 12 | 27 | 5 | 19 | 16 | 8 | | | | 143 |
| HORA DE PONTA (2006) | 52 | 2 | 4 | 12 | 28 | 5 | 20 | 16 | 8 | | | | 147 |
| FATOR E | 1 | 2 | 2 | 2 | 2 | 3 | 3 | 4 | 5 | | | | 323 |
| UCP (2006) | 52 | 4 | 8 | 24 | 56 | 15 | 60 | 64 | 40 | | | | 323 |
| PROJEÇÃO ANO A ANO | | | | | | | | | | | | | |
| 2009 | 54 | 4 | 9 | 26 | 60 | 16 | 65 | 69 | 43 | | | | 346 |
| 2010 | 57 | 4 | 9 | 26 | 62 | 17 | 66 | 71 | 44 | | | | 356 |
| 2011 | 59 | 5 | 9 | 27 | 63 | 17 | 68 | 72 | 45 | | | | 365 |
| 2012 | 60 | 5 | 9 | 28 | 65 | 17 | 70 | 74 | 46 | | | | 374 |
| 2013 | 62 | 5 | 9 | 29 | 67 | 18 | 71 | 76 | 48 | | | | 385 |
| 2014 | 63 | 5 | 10 | 29 | 68 | 18 | 73 | 78 | 49 | | | | 393 |
| 2015 | 65 | 5 | 10 | 30 | 70 | 19 | 75 | 80 | 50 | | | | 404 |
| 2016 | 67 | 5 | 10 | 31 | 72 | 19 | 77 | 82 | 51 | | | | 414 |
| 2017 | 68 | 5 | 10 | 31 | 73 | 20 | 79 | 84 | 52 | | | | 422 |
| 2018 | 70 | 5 | 11 | 32 | 75 | 20 | 81 | 86 | 54 | | | | 434 |

Consultora de Engenharia HSZ Ltda

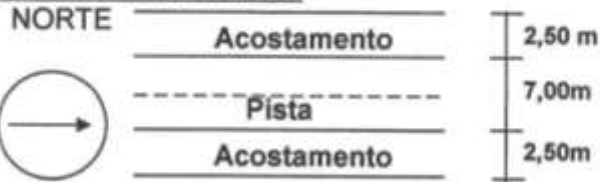
MÉTODO DO HCM PARA VIAS COM DUAS FAIXAS DE TRÁFEGO

CÁLCULO DA CAPACIDADE E DO NÍVEL DE SERVIÇO

VIA: BR-116 (ENTR.CE-286 – ENTR. CE-393)

PERÍODO: 2009 A 2018

DADOS GEOMÉTRICOS:



Velocidade de Projeto: 80 km/h

Proibição Ultrapassagem: 20%

Terreno (P.O.M): 0

Extensão do Trecho: 56.8 km

DADOS DE TRÁFEGO:

Divisão por Sentido: 50/50 %

Data da Contagem: OUT/2006

Composição: C = 53% O = 5% VR = 0%

Volume de Pico: 323 UCP

F H P: 0,97 Crescimento: 2,5 % a.a.

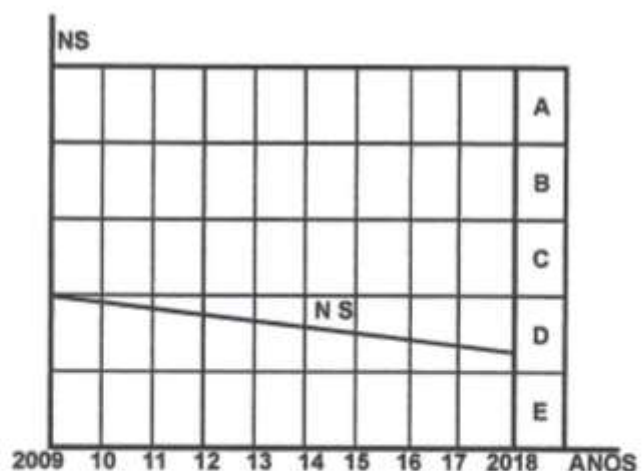
INTENSIDADES PARA OS NÍVEIS DE SERVIÇO

| NS | IS | $= 2800 \times I_c \times f_R \times f_A \times f_{VP}$ | | | | | $f_{VP} = 1/[1 + P_C(E_C - 1) + P_B(E_B - 1) + P_R(E_R - 1)]$ | | | | | |
|----|-----|---|---------|---------|------|-------|---|-------|------------------|-------|------------------|--|
| | | TAB 8.1 | TAB 8.4 | TAB 8.5 | | P_C | E_C TAB 8.6 | P_B | E_B TAB 8.6 | P_R | E_R TAB 8.6 | |
| A | 104 | 2800 | 0,10 | 1,00 | 1,00 | 0,37 | 0,53 | 4,0 | 0,05 | 3,0 | | |
| B | 200 | 2800 | 0,23 | 1,00 | 1,00 | 0,31 | 0,53 | 5,0 | 0,05 | 3,4 | | |
| C | 339 | 2800 | 0,39 | 1,00 | 1,00 | 0,31 | 0,53 | 5,0 | 0,05 | 3,4 | | |
| D | 495 | 2800 | 0,57 | 1,00 | 1,00 | 0,31 | 0,53 | 5,0 | 0,05 | 2,9 | | |
| E | 816 | 2800 | 0,94 | 1,00 | 1,00 | 0,31 | 0,53 | 5,0 | 0,05 | 2,9 | | |

CAPACIDADE MÁXIMA DA VIA: 816 UCP/HORA (acontecerá em 2043)

NÍVEIS DE SERVIÇO ANO A ANO

| ANO | UCP | NS |
|------|-----|----|
| 2009 | 346 | D |
| 2010 | 356 | D |
| 2011 | 365 | D |
| 2012 | 374 | D |
| 2013 | 385 | D |
| 2014 | 393 | D |
| 2015 | 404 | D |
| 2016 | 414 | D |
| 2017 | 422 | D |
| 2018 | 434 | D |



Consultora de Engenharia HSZ Ltda

Conclusão: a plataforma atual do Segmento da BR-116/CE entre o Entr. CE-286 e o Entr. CE-393 oferecerá aos usuários, no Período do Projeto entre 2009 e 2018, um Nível de Serviço (NS) "D".

Pode-se prever que ela atingirá o limite de sua capacidade (Nível F) no ano de 2043).

O Nível de Serviço de uma Via é medido pelos seguintes parâmetros:

- velocidade e tempo de percurso;
- liberdade de manobras;
- comodidade, conveniência e adequação do fluxo de veículos aos desejos do usuário;
- segurança da via.

No caso em pauta, de Nível de Serviço "D", teremos no período do projeto de acordo com os conceitos do HCM:

- circulação com Densidade (veículo / km) elevada;
- a velocidade e a liberdade de manobra já restringidas;
- o condutor experimentará um nível geral de comodidade baixo;
- pequenos incrementos no fluxo circulatório causarão problemas no funcionamento da via.

f – Estudo de Tráfego da Interseção com a BR-230

Para o Estudo de Tráfego desta Interseção fez-se uma contagem Volumétrica Classificatória na BR-230, de hora em hora, nas 24 horas do dia 12.10.2006, quinta-feira, cujos resultados estão no quadro a seguir.

Consultora de Engenharia HSZ Ltda

CONTAGEM VOLUMÉTRICA CLASSIFICATÓRIA
POSTO: DA BR-230 (P/PARAÍBA) DATA: 12.10.2006
TRÁFEGO NOS DOIS SENTIDOS

| HORAS | VEÍCULOS LEVES | ÔNIBUS | | CAMINHÕES | | | | | | |
|---------------|----------------|-----------|----------|-----------|-----------|----------|----------|-----------|-----------|-----------|
| | | 2C | 3C | 2C | 3C | 2S1 | 2S2 | 2S3 | 3S3 | 3S2S2 |
| 0 - 1 | 8 | 0 | 0 | 0 | 2 | 0 | 0 | 1 | 0 | 0 |
| 1 - 2 | 10 | 1 | 0 | 1 | 2 | 0 | 0 | 1 | 0 | 0 |
| 2 - 3 | 16 | 0 | 0 | 0 | 2 | 0 | 1 | 4 | 0 | 1 |
| 3 - 4 | 14 | 0 | 0 | 1 | 4 | 0 | 0 | 5 | 2 | 1 |
| 4 - 5 | 15 | 0 | 0 | 1 | 5 | 0 | 1 | 9 | 4 | 2 |
| 5 - 6 | 20 | 1 | 1 | 2 | 7 | 0 | 1 | 8 | 5 | 2 |
| 6 - 7 | 28 | 1 | 0 | 1 | 6 | 0 | 0 | 2 | 3 | 1 |
| 7 - 8 | 29 | 0 | 0 | 1 | 6 | 0 | 0 | 1 | 1 | 0 |
| 8 - 9 | 23 | 1 | 0 | 2 | 4 | 0 | 0 | 1 | 0 | 0 |
| 9 - 10 | 31 | 0 | 0 | 3 | 6 | 0 | 0 | 1 | 0 | 1 |
| 10 - 11 | 27 | 0 | 0 | 1 | 3 | 0 | 1 | 1 | 0 | 1 |
| 11 - 12 | 38 | 0 | 0 | 2 | 0 | 0 | 0 | 2 | 1 | 0 |
| 12 - 13 | 19 | 4 | 0 | 2 | 1 | 0 | 1 | 2 | 0 | 0 |
| 13 - 14 | 24 | 1 | 0 | 0 | 6 | 0 | 0 | 5 | 1 | 1 |
| 14 - 15 | 25 | 0 | 0 | 9 | 6 | 0 | 0 | 3 | 1 | 0 |
| 15 - 16 | 38 | 2 | 0 | 3 | 3 | 0 | 0 | 2 | 1 | 1 |
| 16 - 17 | 21 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | 0 | 0 |
| 17 - 18 | 15 | 1 | 5 | 3 | 3 | 0 | 0 | 3 | 0 | 0 |
| 18 - 19 | 17 | 1 | 1 | 1 | 9 | 0 | 1 | 9 | 2 | 2 |
| 19 - 20 | 13 | 1 | 0 | 1 | 8 | 0 | 1 | 7 | 2 | 1 |
| 20 - 21 | 11 | 0 | 1 | 1 | 5 | 0 | 1 | 6 | 2 | 1 |
| 21 - 22 | 13 | 0 | 0 | 0 | 1 | 0 | 0 | 7 | 1 | 2 |
| 22 - 23 | 7 | 0 | 0 | 1 | 2 | 0 | 0 | 2 | 2 | 1 |
| 23 - 24 | 5 | 0 | 1 | 1 | 1 | 0 | 1 | 2 | 2 | 1 |
| TOTAIS | 467 | 14 | 9 | 37 | 92 | 0 | 9 | 85 | 30 | 19 |

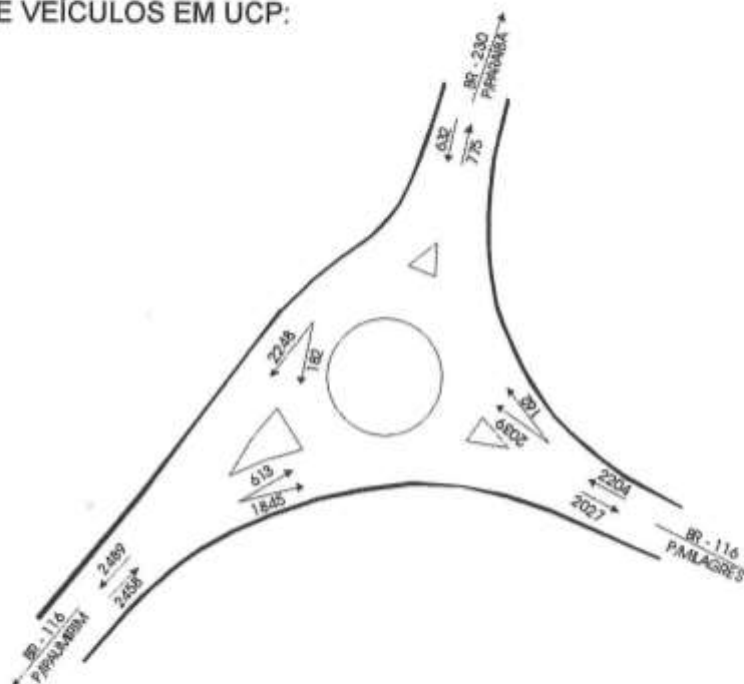
Fazendo-se a integração com as duas contagens de tráfego feitas na BR-116, em postos situados antes e depois da Interseção BR-116/BR-230, temos a seguinte situação em termos de Unidades de Carros de Passeio (UCP):

Consultora de Engenharia HSZ Ltda

INTERSEÇÃO DA BR-116 COM A BR-230 DE ACESSO À PARAÍBA INTENSIDADE DE TRAFEGO EM UCP (DATA 12.10.2006)

| TRÁFEGOS | UNID. | VEIC. LEVES | ÔNIBUS | | CAMINHÕES | | | | | | TOTAL | |
|---------------------------------------|---------|-------------|--------|----|-----------|-----|-----|-----|-----|-----|-------|-------|
| | | | 2C | 3C | 2C | 3C | 281 | 282 | 293 | 383 | | 38282 |
| FATORES DE EQUIVALÊNCIA | × | 1 | 2 | 2 | 2 | 2 | 3 | 3 | 3 | 4 | 5 | × |
| ENTRADA NO GIRADOR VINDO DE IPAUMIRIM | VEÍCULO | 576 | 25 | 20 | 36 | 175 | 1 | 33 | 220 | 87 | 52 | 1225 |
| | UCP | 576 | 50 | 40 | 72 | 350 | 3 | 99 | 660 | 348 | 260 | 2458 |
| ENTRADA NO GIRADOR VINDO DE MILAGRES | VEÍCULO | 412 | 23 | 18 | 34 | 169 | 1 | 31 | 209 | 84 | 49 | 1030 |
| | UCP | 412 | 46 | 36 | 68 | 338 | 3 | 93 | 627 | 336 | 245 | 2204 |
| EMTRADA NO GIRADOR VINDO DA PARAÍBA | VEÍCULO | 234 | 7 | 4 | 19 | 46 | 0 | 4 | 43 | 15 | 9 | 381 |
| | UCP | 234 | 14 | 8 | 38 | 92 | 0 | 12 | 129 | 60 | 45 | 632 |
| IPAUMIRIM → MILAGRES | VEÍCULO | 433 | 19 | 15 | 27 | 131 | 1 | 25 | 165 | 65 | 39 | 920 |
| | UCP | 433 | 38 | 30 | 54 | 262 | 3 | 75 | 495 | 260 | 195 | 1846 |
| IPAUMIRIM → PARAÍBA | VEÍCULO | 143 | 6 | 5 | 9 | 44 | 0 | 8 | 55 | 22 | 13 | 305 |
| | UCP | 143 | 12 | 10 | 18 | 88 | 0 | 24 | 165 | 88 | 65 | 613 |
| MILAGRES I → IPAUMIRIM | VEÍCULO | 382 | 21 | 17 | 31 | 157 | 1 | 29 | 194 | 77 | 45 | 954 |
| | UCP | 382 | 42 | 34 | 62 | 314 | 3 | 87 | 582 | 308 | 225 | 2039 |
| MILAGRES → PARAÍBA | VEÍCULO | 31 | 2 | 1 | 3 | 12 | 0 | 2 | 15 | 6 | 4 | 76 |
| | UCP | 31 | 4 | 2 | 6 | 24 | 0 | 6 | 45 | 24 | 20 | 162 |
| PARAÍBA → IPAUMIRIM | VEÍCULO | 166 | 5 | 3 | 13 | 33 | 0 | 3 | 31 | 11 | 6 | 271 |
| | UCP | 166 | 10 | 6 | 26 | 66 | 0 | 9 | 93 | 44 | 30 | 460 |
| PARAÍBA → MILAGRES | VEÍCULO | 68 | 2 | 1 | 6 | 13 | 0 | 1 | 12 | 4 | 3 | 110 |
| | UCP | 68 | 4 | 2 | 12 | 26 | 0 | 3 | 36 | 16 | 15 | 182 |

INTENSIDADE DE VEÍCULOS EM UCP:



Esse diagrama resume os dados de tráfego suficientes para o dimensionamento do Girador da Interseção da BR-116 com a BR-230 de Acesso à Paraíba.

Consultora de Engenharia HSZ Ltda

5.6 – Projeto de Obras de Arte Especiais

○ Subtrecho possui duas Pontes, conforme a seguir:

- **Ponte sobre o Riacho Felizardo**

- Tipo: Concreto Armado com encontros de Muro de Arrimo
- Localização: Estacas 254+12,50 a 255+3,33
- Comprimento: 10,83m
- Largura do Tabuleiro: 9,90m
- Largura útil de tráfego: 8,30m
- Guarda Rodas: 2 x 0,70m
- Guarda Corpo Vazado: 2 x 0,10m

- **Ponte sobre o Riacho Cuncás**

- Tipo: Concreto Armado com encontros em balanços
- Localização: Estacas 978+3,70 a 980+17,07
- Comprimento: 53,37m
- Largura do Tabuleiro: 10,10m
- Largura útil de tráfego: 8,30m
- Guarda Rodas: 2 x 0,80m
- Guarda Corpo Vazado: 2 x 0,10m

A Ponte do Riacho Felizardo apresenta três defeitos, a saber:

- parte da Laje está danificada (1,20m x 0,80 x 0,20m);
- quatro peças do Guarda Corpo quebradas, 4 x (2,15m x 0,70m);
- ferragem exposta na face inferior da Laje.

Nota: atualmente (Set/2008) esses defeitos foram consertados pela equipe de conserva.

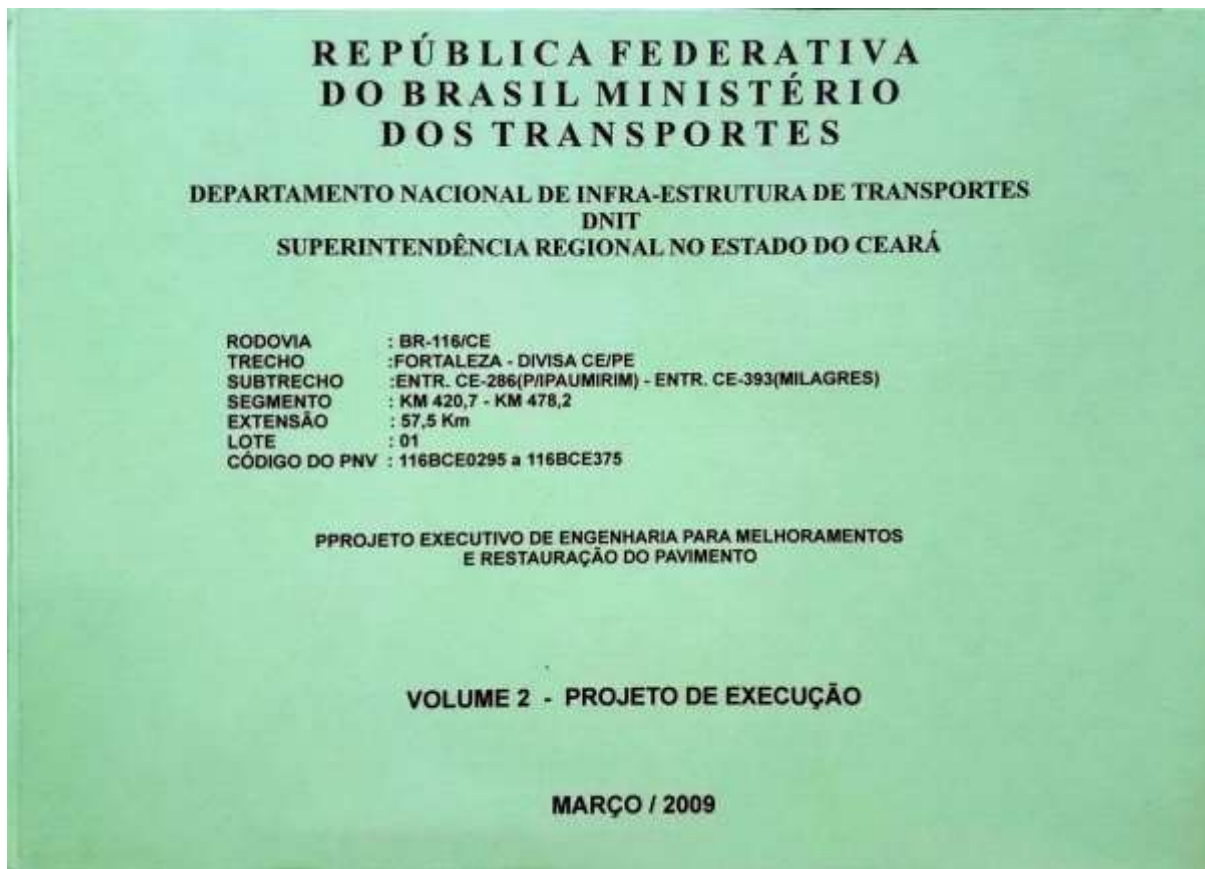
A Ponte do Rio Cuncás tem 7 peças do Guarda Corpo quebradas, 7 x (2,00m x 0,90m).

Para a restauração da Ponte sobre o Rio Cuncás será necessário:

- Recomposição de Guarda Corpos ----- 14,00m

○ Projeto de Restauração das Obras de Arte Especiais está apresentado no Volume 2 – Projeto de Execução.

**ANEXO B – PROJETO DE EXECUÇÃO DE REFORMA PONTE RIACHO DAS
CUNCAS**



REPÚBLICA FEDERATIVA DO BRASIL
MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES
DNIT
SUPERINTENDÊNCIA REGIONAL NO ESTADO DO CEARÁ

RODOVIA : BR-116/CE
TRECHO : FORTALEZA - DIVISA CE/PE
SUBTRECHO : ENTR. CE-286(P/PAUMIRIM) - ENTR. CE-393(MILAGRES)
SEGMENTO : KM 420,7 - KM 478,2
EXTENSÃO : 57,5 Km
LOTE : 01
CÓDIGO DO PNV : 116BCE0295 e 116BCE375

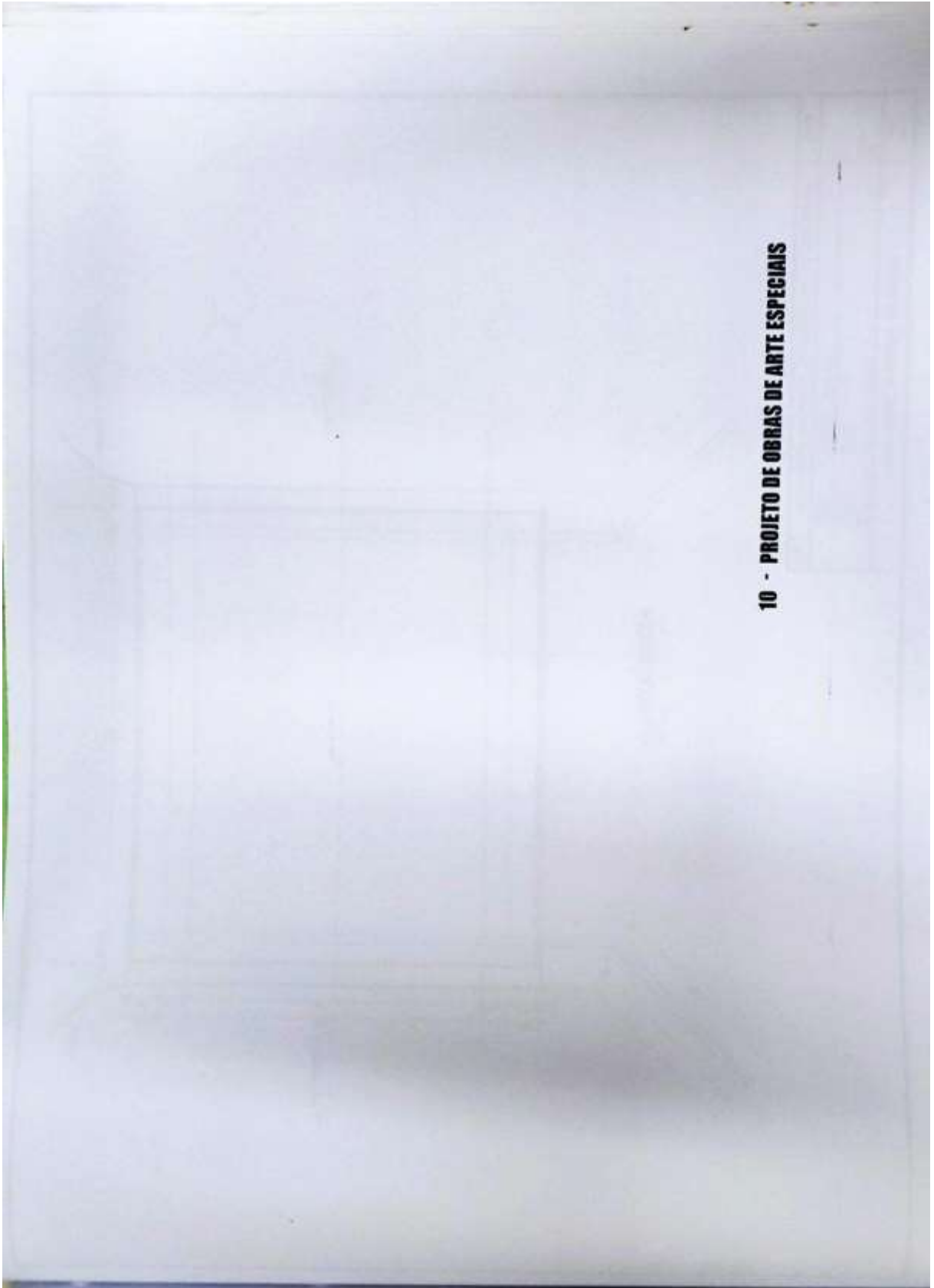
**PROJETO EXECUTIVO DE ENGENHARIA PARA MELHORAMENTOS
E RESTAURAÇÃO DO PAVIMENTO**

VOLUME 2 - PROJETO DE EXECUÇÃO

SUPERVISÃO : DIRETORIA DE PLANEJAMENTO E PESQUISA
COORDENAÇÃO : COORDENAÇÃO GERAL DE DESENVOLVIMENTO E PROJETOS/COORDENAÇÃO DE PROJETOS
FISCALIZAÇÃO : SUPERINTENDÊNCIA REGIONAL NO ESTADO DO CEARÁ/3ª UNIDADE LOCAL (ICG/CE)
ELABORAÇÃO : CONSULTORIA DE ENGENHARIA HSZ LTDA
CONTRATO : N° UT-03.1.0.00.0010/2006-00
PROCESSO : N° 50603.000338/2006-44
EDITAL : C.P. N° 015/05-30

MARÇO / 2009

| |
|---|
| APROVADO PELA COMISSÃO DELEGADA PELO (A) |
| DIRETOR GERAL DO DNIT |
| EM 01/10/2008, NO PROCESSO |
| N° 50603.000338/2006-44, PORTARIA N° 1144 |
| VISTO COMISSÃO PORT. N° 48, EM 27/03/09 |
| Eng.º |
| Eng.º |
| Eng.º |



| ITEM | DIAGNÓSTICO | SERVIÇOS A EXECUTAR | UNID. | QUANTIDADE |
|--------|--|--|-------|------------|
| B 1 | <p>PONTE SOBRE O RIACHO CUNCÁS Guarda-corpo destruído: 7pc x 2,00 x 0,90m</p> | <p>1 - Recomposição de guarda-corpos</p> | m | 14,00 |

| | |
|--|------------------------------|
| <p>MT DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA E TRANSPORTES</p> | <p>DNIT</p> |
| <p>RODOVIA : BR-116</p> | <p>CÓDIGO</p> |
| <p>TRECHO: FORTALEZA - CIVISA CEPE</p> | <p>Nº</p> |
| <p>SUBTRECHO: ENTR. CE-380(PZPAUBHUM) - ENTR. CE-380(MILADRES)</p> | <p>LOC.</p> |
| <p>SEMENTO: KM 427 - KM 478,2</p> | <p>FOLHA</p> |
| <p>EXTENSÃO: 87,5 Km</p> | <p>POA-05</p> |
| <p>LOTE: 01</p> | <p>RECUPERAÇÃO DE PONTES</p> |
| <p>CÓDIGO DO PRV: 118CE0398 A 118CE1178</p> | |