

**COMPARAÇÃO DE COEFICIENTES E CARREGAMENTOS DA NORMA  
BRASILEIRA E NORMAS INTERNACIONAIS DE ESTRUTURAS DE  
PONTES DE CONCRETO ARMADO**

**DANIEL ALVES MOURA**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**FACULDADE DE TECNOLOGIA**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA  
FACULDADE DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**COMPARAÇÃO DE COEFICIENTES E CARREGAMENTOS DA NORMA  
BRASILEIRA E NORMAS INTERNACIONAIS DE ESTRUTURAS DE  
PONTES DE CONCRETO ARMADO**

**DANIEL ALVES MOURA**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO  
APRESENTADO AO PROGRAMA DE  
PÓSGRADUAÇÃO EM ESTRUTURAS E  
CONSTRUÇÃO CIVIL COMO PARTE DOS  
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A  
OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM  
ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL.

ORIENTADOR: FRANCISCO EVANGELISTA JUNIOR  
COORIENTADOR: RAMON SALENO YURE RUBIM COSTA SILVA

BRASÍLIA/DF: NOVEMBRO – 2023

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA  
FACULDADE DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**COMPARAÇÃO DE COEFICIENTES E CARREGAMENTOS DA NORMA  
BRASILEIRA E NORMAS INTERNACIONAIS DE ESTRUTURAS DE  
PONTES DE CONCRETO ARMADO**

**DANIEL ALVES MOURA**

BANCA EXAMINADORA:

---

**\_ Prof. Francisco Evangelista Junior, Ph.D.**

**Universidade de Brasília -UNB**

(Orientador)

---

**\_ Prof. Ramon Saleno Yure Rubim Costa Silva, DSc.**

**Universidade de Brasília -UNB**

(Coorientador)

---

**\_ Prof. Welington Vital da Silva, DSc.**

**Universidade de Brasília -UNB**

(Examinador Externo ao Programa, Interno à Instituição)

---

**\_ Prof. Marcelo Silva Medeiros Júnior, Ph.D.**

**Universidade Federal do Ceará- UFC**

(Examinador Externo)

Brasília/DF, 27 de novembro de 2023

## FICHA CATALOGRÁFICA

MOURA, DANIEL ALVES

Comparação de coeficientes e carregamentos da norma brasileira e normas internacionais de estruturas de pontes de concreto armado. [Distrito Federal] 2023.

viii, 105 p., 297 mm (PECC/FT/UnB, Mestrado, Engenharia Civil, 2023)

Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil.

1. Pontes

2. NBR 7188; AASHTO; Eurocode

3. Coeficientes de cálculo

4. Análise comparativa.

I. PECC/FT/UnB

II. Título (série)

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

MOURA, D.A (2023). Comparação de coeficientes e carregamentos da norma brasileira e normas internacionais de estruturas de pontes de concreto armado. Dissertação de mestrado. Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 105 p.

## CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Daniel Alves Moura.

TÍTULO: Comparação de coeficientes e carregamentos da norma brasileira e normas internacionais de estruturas de pontes de concreto armado.

GRAU / ANO: Mestre em Engenharia Civil / 2023.

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta Dissertação e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta monografia de Projeto Final pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

---

Daniel Alves Moura

Quadra 07, lote 1275, casa 01 Setor de Indústrias, Gama

72445-070 – Brasília/ DF – Brasil

## **RESUMO**

A infraestrutura urbana é um dos principais fatores do crescimento econômico de um país ou de uma região, onde o desenvolvimento de novas tecnologias e processos construtivos associado às exigências competitivas do mercado fomentam a adequação de projetos de pontes diante das incertezas e variabilidades dos seus parâmetros de cálculo. Este trabalho versa sobre a análise dos carregamentos e coeficientes de ponderação adotados pelas normas brasileiras e normas internacionais AASHTO LRFD, ACI 318-14 e Eurocode, a fim de verificar qual a relação entre os valores das ações majoradas entre cada uma das normas analisadas. Os resultados avaliados foram obtidos por meio de um estudo de caso processado com auxílio do software CSiBridge, analisando carregamentos e coeficientes, aplicados a diferentes comprimentos de pontes, a fim de quantificar a variação no dimensionamento da superestrutura quando esta for projetada de acordo com a abordagem de cada uma das normas. Além das considerações de dimensionamento aplicados para cada norma de forma individual, considerou-se a permutação da aplicação dos carregamentos e coeficientes entre as normas, sendo o coeficiente de impacto adicional, coeficiente de número de faixas e coeficiente de impacto vertical pertencente a norma brasileira; o fator de múltipla presença e o fator dinâmico de impacto da norma Americana; e o fator de ajuste para as cargas dos eixos duplos e fator de ajuste para as cargas uniformemente distribuídas da norma Europeia. É possível verificar uma abordagem comedida para a norma brasileira, seguida pela norma europeia, sendo a norma americana a que apresenta resultados mais otimizados. Alisando os carregamentos, esforços e armaduras obtidos, o comportamento observado para a norma brasileira se reflete na simplicidade da metodologia de aplicação da carga móvel empregada, e coeficientes de cálculo que, no entanto, apresenta resultados eficientes quando comparada com as normativas internacionais propostas.

***Palavras-chave:*** Pontes, ABNT NBR, AASHTO LRFD, ACI 318-14, Eurocode, coeficientes de cálculo.

## **ABSTRACT**

The urban infrastructure is one of the main factors in the economic growth of a country or region, where the development of new technologies and construction processes combined with the competitive demands of the market encourage the adaptation of bridge projects to the uncertainties and variability of their calculation parameters. This work analyzes the loads and weighting coefficients adopted by the Brazilian standards and the international standards AASHTO LRFD, ACI 318-14 and Eurocode, in order to verify the relationship between the values of the actions increased by each of the standards analyzed. The results evaluated were obtained by means of a case study processed with the aid of CSiBridge software, analyzing loads and coefficients applied to different bridge lengths, in order to quantify the variation in the design of the superstructure when it is designed according to the approach of each of the standards. In addition to the design considerations applied to each standard individually, the permutation of the application of loads and coefficients between the standards was considered, with the additional impact coefficient, number of lanes coefficient and vertical impact coefficient belonging to the Brazilian standard; the multiple presence factor and dynamic impact factor of the American standard; and the adjustment factor for double axle loads and adjustment factor for uniformly distributed loads of the European standard. It is possible to see a measured approach for the Brazilian standard, followed by the European standard, with the American standard presenting the most optimized results. By smoothing the loads, forces and reinforcements obtained, the behavior observed for the Brazilian standard is reflected in the simplicity of the methodology used to apply the moving load, and the calculation coefficients, which nevertheless show efficient results when compared to the proposed international standards.

**Keywords:** Bridges, ABNT NBR, AASHTO LRFD, ACI 318-14, Eurocode, calculation coefficients.

## SUMÁRIO

1- INTRODUÇÃO	1
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2 JUSTIFICATIVA	3
2- DIRETRIZES DA PESQUISA	5
2.1 OBJETIVOS GERAIS	5
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	5
3- REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
3.1 DESCRIÇÕES NORMATIVAS	6
3.2 ESTADOS LIMITES	6
3.3 AÇÕES	7
3.3.1 AÇÕES PERMANENTES	7
3.3.2 AÇÕES VARIÁVEIS	7
3.3.2.1 NORMA BRASILEIRA	7
3.3.2.2 NORMA AMERICANA	10
3.3.2.3 NORMA EUROPÉIA	13
3.4 EFEITOS DE FRENAGEM E ACELERAÇÃO	17
3.5 COMBINAÇÕES	18
3.5.1 NORMA BRASILEIRA	18
3.5.1.1 COMBINAÇÕES ÚLTIMAS	18
3.5.1.2 COMBINAÇÕES DE UTILIZAÇÃO	19
3.5.1.3 COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO PARA COMBINAÇÕES ÚLTIMAS	20
3.5.1.4 COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO PARA AS AÇÕES VARIÁVEIS	22
3.5.2 NORMA AMERICANA	22
3.5.3 NORMA EUROPEIA	23
3.5.3.1 COMBINAÇÕES PARA SITUAÇÕES PERSISTENTES OU TRANSITÓRIAS	23
3.5.3.2 COMBINAÇÕES DE UTILIZAÇÃO DAS AÇÕES	24
3.5.3.3 FATORES PARCIAIS PARA AÇÕES E COMBINAÇÕES	26
3.6 COMPARAÇÃO ENTRE AS NORMAS	26

3.7	MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS (MEF) EM ESTRUTURAS	28
3.7.1	CSIBRIDGE	31
4-	METODOLOGIA	32
4.1	GEOMETRIA DOS MODELOS	34
4.2	DISCRETIZAÇÃO DO MODELO	35
4.3	PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	36
4.4	CARREGAMENTOS	36
4.4.1	NBR 7188	37
4.4.2	AASHTO LRFD	38
4.4.3	EN 1991-2:2003	41
4.5	COMBINAÇÕES	43
4.6	MODELAGEM	45
5-	RESULTADOS E DISCUSSÕES	46
5.1	SOLICITAÇÕES	47
5.1.1	VIGAS LONGARINAS	47
5.1.2	VIGAS TRANSVERSINAS	49
5.2	DIMENSIONAMENTO	51
5.2.1	VIGAS LONGARINAS	51
5.2.2	VIGAS TRANSVERSINAS	52
5.3	PONDERAÇÃO DOS CARREGAMENTOS	53
5.3.1	VIGAS LONGARINAS	53
5.3.2	VIGAS TRANSVERSINAS	58
5.4	PONDERAÇÃO DOS COEFICIENTES NORMATIVOS	63
5.4.1	VIGAS LONGARINAS	63
5.4.2	VIGAS TRANSVERSINAS	68
6-	CONSIDERAÇÕES FINAIS	73
	REFERÊNCIAS	76
	APÊNDICE A – DETALHAMENTO DA MODELAGEM	79



## LISTA DE FIGURAS

Figura 1- Elementos componentes de uma ponte (Fonte: VITÓRIO, 2002). .....	2
Figura 2- Trem tipo TB-45 (Fonte: Adaptado NBR 7188:2013). .....	8
Figura 3- Veículos padrões H e HS (fonte: adaptado de AASHTO, 2012). .....	10
Figura 4- Faixas de carga (fonte: Adaptado SOUZA, 2012). .....	11
Figura 5- Geometria do veículo HS20-44 (fonte: adaptado de AASHTO, 2012). .....	12
Figura 6- Modelo de carga 1 definido pelo Eurocode (fonte: EN 1991-2:2003) .....	14
Figura 7- Modelo de carga 2 definido pelo Eurocode (fonte: EN 1991-2:2003). .....	15
Figura 8- Geometria, cargas e malha. (Fonte: Fish e Belytshko, 2009). .....	30
Figura 9- Fluxo de Modelagem no CSiBridge. (Fonte: Adaptado Dhanotia (2017)). ...	32
Figura 10- Estrutura analítica do projeto de pesquisa. ....	34
Figura 11- Seção transversal da superestrutura (medidas em metros). .....	35
Figura 12- Modelo de ponte no CSiBridge. ....	36
Figura 13- Faixas 1 a 8, definidas para o modelo segundo a norma brasileira (medidas em centímetros). .....	37
Figura 14- Faixas 1 a 8, definidas para o modelo segundo a norma americana (medidas em centímetros). .....	39
Figura 15- Faixas 1 a 8, definidas para o modelo segundo a norma europeia (medidas em centímetros). .....	41
Figura 16 - (a) Diagrama de momento fletor <b>MB</b> em torno de “Y”; (b) Diagrama do cortante <b>Vs</b> . .....	47
Figura 17- Variação percentual do momento fletor e esforço cortante das normas internacionais comparadas a norma brasileira NBR 7188. ....	49
Figura 18- (a) Diagrama de momento fletor <b>MB</b> em torno de “Y”; (b) ) Diagrama do cortante <b>Vs</b> gerados pela envoltória de combinações. ....	49
Figura 19- Variação percentual do momento fletor e esforço cortante das normas internacionais comparadas a norma brasileira NBR 7188. ....	50
Figura 20- (a) Variação da armadura longitudinal das vigas longarinas com base na Norma Brasileira; (b) Variação da armadura transversal das vigas longarinas com base na Norma Brasileira NBR 6118. ....	52
Figura 21- (a) Variação da armadura longitudinal das vigas transversinas com base na Norma Brasileira; (b) Variação da armadura transversal das vigas com base na Norma Brasileira NBR 6118. ....	53

Figura 22- Variação das solicitações nas vigas longarinas aplicando os carregamentos da norma brasileira (NBR 7188) na AASHTO LRFD e EM 1991-2:2003.....	55
Figura 23- Variação das solicitações nas vigas longarinas aplicando os carregamentos da norma Americana (AASHTO LRFD) na NBR 7188 e EN 1991-2:2003.....	56
Figura 24- Variação das solicitações nas vigas longarinas aplicando os carregamentos da norma Europeia (EM 1991-2:2003) na NBR 7188 e AASHTO LRFD. ....	56
Figura 25 - Variação das armaduras nas vigas longarinas aplicando os carregamentos da norma brasileira NBR 7188.....	57
Figura 26 - Variação das armaduras nas vigas longarinas aplicando os carregamentos da norma Americana AASHTO LRFD. ....	57
Figura 27 - Variação das armaduras nas vigas longarinas aplicando os carregamentos da norma Europeia EN 1991-2:2003.....	58
Figura 28- Variação das solicitações nas vigas transversinas aplicando os carregamentos da norma brasileira .....	60
Figura 29 - Variação das solicitações nas vigas transversinas aplicando os carregamentos da norma Americana (AASHTO LRFD) na NBR 7188 e EN 1991-2:2003.....	60
Figura 30 - Variação das solicitações nas vigas transversinas aplicando os carregamentos da norma Europeia.....	61
Figura 31 - Variação das armaduras nas vigas transversinas aplicando os carregamentos da norma brasileira NBR 7188. ....	61
Figura 32 - Variação das armaduras nas vigas transversinas aplicando os carregamentos da norma Americana AASHTO LRFD. ....	62
Figura 33 - Variação das armaduras nas vigas transversinas aplicando os carregamentos da norma Europeia EN 1991-2:2003.....	62
Figura 34- Variação das solicitações nas vigas aplicando os coeficientes da norma brasileira (NBR 7188) na AASHTO e.....	65
Figura 35 - Variação das solicitações nas vigas aplicando os coeficientes da norma Americana (AASHTO LRFD) na NBR 7188 e EN 1991-2:2003.....	66
Figura 36 - Variação das solicitações nas vigas aplicando os coeficientes da norma Europeia (EN 1991-2:2003) na NBR 7188 e AASHTO LRFD. ....	66
Figura 37 - Variação das armaduras longitudinais nas vigas aplicando os coeficientes da norma brasileira NBR 7188.....	67
Figura 38 - Variação das armaduras longitudinais nas vigas aplicando os coeficientes da norma Americana AASHTO LRFD. ....	67

Figura 39 - Variação das armaduras longitudinais nas vigas aplicando os coeficientes da norma Europeia EN 1991-2:2003.....	68
Figura 40- Variação das solicitações nas vigas aplicando os coeficientes da norma brasileira (NBR 7188) na AASHTO e EN 1991-2:2003.....	70
Figura 41 - Variação das solicitações nas vigas aplicando os coeficientes da norma Americana (AASHTO LRFD) na NBR 7188 e EN 1991-2:2003.....	70
Figura 42 - Variação das solicitações nas vigas aplicando os coeficientes da norma Europeia (EN 1991-2:2003) na NBR 7188 e AASHTO LRFD.....	71
Figura 43 - Variação das armaduras longitudinais nas vigas aplicando os coeficientes da norma brasileira NBR 7188.....	71
Figura 44 - Variação das armaduras longitudinais nas vigas aplicando os coeficientes da norma Americana AASHTO LRFD.....	72
Figura 45 - Variação das armaduras longitudinais nas vigas aplicando os coeficientes da norma Europeia EN 1991-2:2003.....	72

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1- Cargas por faixa de tráfego .....	14
Tabela 2- Fatores de correção $\alpha_Q$ e $\alpha_q$ em função da via $i$ considerada. ....	15
Tabela 3- Configurações do modelo 3 definido pelo Eurocode. ....	16
Tabela 4- Geometria do modelo 3 definido pelo Eurocode. ....	16
Tabela 5- Ações permanentes diretas consideradas separadamente.....	21
Tabela 6- Ações permanentes diretas agrupadas.....	21
Tabela 7- Ações variáveis consideradas separadamente. ....	22
Tabela 8- Valores dos fatores de combinação ( $\Psi_0$ ) e de redução ( $\Psi_1$ e $\Psi_2$ ) para as ações variáveis em pontes rodoviárias segundo a norma europeia. ....	26
Tabela 9- Comparação entre as normas.....	27
Tabela 10- Ações Permanentes. ....	36
Tabela 11- Carregamento referente ao veículo tipo, .....	38
Tabela 12- Carregamento referente à carga de multidão.....	38
Tabela 13- Carregamento referente ao veículo tipo design truck, segundo o preconizado pela AASHTO LRFD. ....	40
Tabela 14- Carregamento referente ao veículo tipo design tandem, segundo o preconizado pela AASHTO LRFD. ....	40
Tabela 15- Carregamento referente à carga design lane load, preconizado pela AASHTO LRFD, atribuído às faixas 5, 6, 7 e 8.....	40
Tabela 16- Carregamento referente à carga de multidão, preconizado pela AASHTO LRFD, atribuído às faixas 5, 6, 7 e 8.....	41
Tabela 17- Carregamento referente ao veículo tipo (VT1, VT2 e VT3), segundo o preconizado pelo EN 1991-2:2003. ....	42
Tabela 18- Faixas de aplicação dos veículos tipos.....	42
Tabela 19- Carregamento referente à carga de uniformemente distribuída, segundo o preconizado pelo EN 1991-2:2003. ....	42
Tabela 20- Carregamento referente à carga de multidão, segundo o preconizado pelo EN 1991-2:2003.....	43
Tabela 21- Combinações definidas para o modelo referente à NBR 7188. ....	43
Tabela 22 - Combinações definidas para o modelo referente ao EN 1991-2:2003.....	44
Tabela 23 - Combinações definidas para o modelo referente à AASHTO LRFD, quando analisado o veículo tipo truck. ....	44

Tabela 24 - Combinações definidas para o modelo referente à AASHTO LRFD, quando analisado o veículo tipo tandem. ....	44
Tabela 25- Solicitações nas vigas longarinas impostas pelos carregamentos previstos em cada norma.....	48
Tabela 26 - Solicitações nas vigas transversinas impostas pelos carregamentos previstos em cada norma.....	50
Tabela 27 - Armaduras nas vigas longarinas calculadas para cada norma.....	51
Tabela 28- Armaduras longitudinal e transversal nas vigas transversinas calculadas para cada norma.....	52
Tabela 29 - Solicitações nas vigas longarinas aplicando os carregamentos.....	54
Tabela 30 - Solicitações nas vigas longarinas aplicando os carregamentos.....	54
Tabela 31 - Solicitações nas vigas longarinas aplicando os coeficientes .....	54
Tabela 32- Solicitações nas vigas transversinas aplicando os carregamentos da NBR 7188 nas demais normas.....	59
Tabela 33 - Solicitações nas vigas transversinas aplicando os carregamentos .....	59
Tabela 34 - Solicitações nas vigas transversinas aplicando os coeficientes.....	59
Tabela 35 - Solicitações nas vigas impostas pelos carregamentos previstos nas normas .....	64
Tabela 36 - Solicitações nas vigas impostas pelos carregamentos previstos nas normas aplicando os coeficientes da AASHTO LRFD.....	64
Tabela 37 - Solicitações nas vigas impostas pelos carregamentos previstos nas normas .....	64
Tabela 38- Solicitações nas vigas transversinas aplicando os coeficientes.....	69
Tabela 39 - Solicitações nas vigas transversinas aplicando os coeficientes.....	69
Tabela 40 - Solicitações nas vigas transversinas aplicando os coeficientes.....	69

## **LISTA DE SIGLAS**

AASHTO - *American Association of State Highway and Transportation Officials*

ACI - *American Concrete Institute*

CIA - Coeficiente de Impacto Adicional

CIV - Coeficiente de Impacto Vertical

CNF - Coeficiente do Número de Faixas

ELS - Estado Limite de Serviço

ELU - Estado Limite Último

LRFD - Load and Resistance Factor Design

NBR - Norma Brasileira Registrada

## LISTA DE SÍMBOLOS

$F_d$  = valores de cálculo das ações

$\gamma_{gi}$  = coeficiente de ponderação para ações permanentes

$F_{Gi,k}$  = valor característico das ações permanentes

$\Psi_0$  = fator de redução de combinação para o ELU

$\Psi_1$  = fator de redução de combinação freqüente para ELS

$\Psi_2$  = fator de redução de combinação quase permanente para ELS

$\gamma_q$  = coeficiente de ponderação para ações variáveis diretas

$F_{Q1,k}$  = valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação

$\gamma_{gi}$  = coeficiente de ponderação para ações permanentes

$F_{Gi,k}$  = valor característico das ações permanentes

$\gamma_q$  = coeficiente de ponderação para ações variáveis diretas

$F_{Q1,k}$  = valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação

$\Psi_{0f,ef}$  = fator de combinação efetivo de cada uma das demais variáveis que podem agir concomitantemente com a ação principal  $F_{Q1}$ , durante a situação transitória

$F_{Q,exc}$  = valor da ação transitória excepcional

$\gamma_{G,j}$  = coeficiente parcial relativo à ação permanente

$G_{k,j}$  = valor característico da ação permanente

$\gamma_P$  = coeficiente parcial relativo a ações de protensão

$P$  = valor de cálculo de uma ação de protensão

$\gamma_{Q,1}$  = coeficiente parcial relativo à ação variável principal

$Q_{k,1}$  = valor característico da ação variável principal

$\gamma_{Q,i}$  = coeficiente parcial relativo às demais ações variáveis

$F_{Gi,k}$  = valor característico das ações permanentes

$U$  = resistência requerida pelo elemento para suportar as cargas majoradas (MPa)

$D$  = peso próprio da estrutura (MPa)

$E$  = ação devido aos abalos sísmicos (MPa)

$F$  = peso e pressão de fluidos com densidade definida (MPa)

H = cargas devido ao peso e pressão do solo, de água no solo ou outros materiais (MPa)

L = cargas móveis (MPa)

$L_r$  = cargas móveis em coberturas (MPa)

S = carga causada pela neve (MPa)

T = efeitos causados pelas variações de temperatura, retração e deformações do concreto (MPa)

W = carga devido à ação do vento (MPa)

$\gamma_f$  = coeficiente de ponderação das ações



# 1- INTRODUÇÃO

## 1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A expansão do sistema de comunicação e transportes e a formação de redes e fluxos levam a redução do tempo de deslocamento entre os diferentes espaços e modificam a divisão social e territorial (CASTELLS, 2000). Para garantir a fluidez na circulação material e imaterial é fundamental a construção e readequação das bases materiais (infraestruturas) e a otimização da gestão e da logística, visto que as transformações decorrentes da economia flexível e da forte competição entre as empresas demandam constantes inovações tecnológicas e produtivas, bem como adaptações ao mercado.

Nos Estados Unidos e Europa o contexto referente aos transportes é diferente do brasileiro, elucidando uma otimização do escoamento de cargas e pessoas por meio intermodal. A integração entre rodovias, ferrovias e hidrovias interiores e marítimas, bem como a presença das novas tecnologias de informação e comunicações, constituem uma base física que permite a otimização do funcionamento das várias modalidades de transportes, em seus aspectos operacionais, comerciais e logísticos (SILVEIRA, 2007).

Com a crescente utilização e inovação dos veículos de carga, é preciso que a legislação se adapte a esses novos modelos, definindo critérios que possa viabilizar ou não, que certos formatos de Combinações de Veículos de Carga (CVCs) trafeguem em pontes brasileiras (FERREIRA, et al. 2008). Pesquisa realizada por (MENDES, 2009) possibilitou caracterizar as pontes existentes na rede de rodovias federais brasileiras quanto à idade, dimensões, número de vãos, sistema estrutural, trem-tipo de projeto e as condições de estabilidade e de durabilidade. A maioria dessas pontes tem idade superior a 30 anos, com pouca ou nenhuma informação sobre as características mecânicas de seus materiais constituintes.

Atualmente o Brasil apresenta o modal rodoviário como o predominante, diferente da Europa e Estados Unidos. De acordo com a Confederação Nacional do Transporte (CNT, 2021) o transporte rodoviário de cargas corresponde a 3/4 do total, segundo dados de 2020. As pontes, também designados por Obras de Arte Especiais (OAEs) são afetados diretamente pela predominância da matriz rodoviária, pois são estruturas importantíssimas nos sistemas de

transportes, cuja garantia de eficiência e de segurança repercute no desenvolvimento socioeconômico das cidades e do país.

Dessa forma as pontes podem ser apontadas como elementos chave em um sistema de transporte, visto que controlam a sua capacidade, são obras caras e em caso de falha estrutural, o sistema também falha (BARKER, 2006). Das diversas ações sob as quais pontes estão submetidas citam-se as cargas permanentes, como o peso próprio, e as cargas móveis representadas pelos veículos que neles trafegam.

Sob esse prisma, a norma brasileira NBR 7188(2013) apresenta a seguinte definição para pontes: Estrutura sujeita a ação de carga em movimento, com posicionamento variável (chamada de carga móvel), utilizada para transpor um obstáculo natural (rio, córrego, vale, etc.). As pontes em geral são compostas dos seguintes elementos, indicados na figura 1 - superestrutura;-mesoestrutura;-infraestrutura.

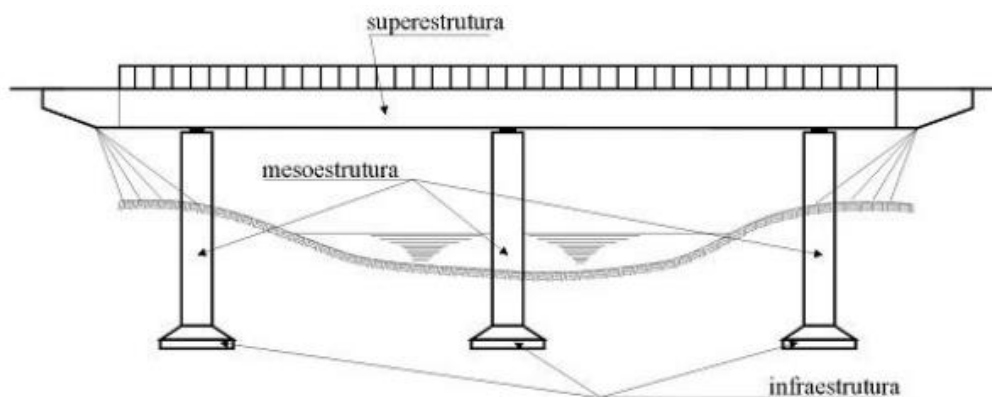


Figura 1- Elementos componentes de uma ponte (Fonte: VITÓRIO, 2002).

- **Superestrutura:** A superestrutura vence o vão necessário a ser transposto pela ponte e recebe diretamente as cargas provenientes do tráfego dos veículos, transmitindo-as à mesoestrutura. É normalmente denominada de tabuleiro.
- **Mesoestrutura:** A mesoestrutura, cuja função é conduzir as cargas da superestrutura para as fundações, é constituída pelos pilares, travessas e encontros.
- **Infraestrutura:** É a parte da ponte constituída por elementos que se apoiam no terreno de implantação (rocha ou solo), recebendo as cargas ou os esforços da mesoestrutura e transmitindo-os para o terreno. Constituem a infraestrutura os blocos, sapatas, estacas, etc., bem como outros elementos de ligação entre si ou entre estes e a mesoestrutura, como os blocos de cabeça de estacas e as vigas de enrijecimento de blocos.

- **Encontros:** Os encontros são elementos de ligação entre a ponte e a rodovia que além de receberem as cargas provenientes da superestrutura, fazem a contenção dos aterros nas extremidades da obra.

Com o passar do tempo o volume de tráfego nas rodovias brasileiras teve aumento significativo, e se caracteriza por uma multiplicidade de configurações de tipos de veículos, e aumento do volume de transporte de cargas pesadas. Dessa forma ocorre a necessidade da verificação da capacidade portante da estrutura, assim como o conhecimento do comportamento da mesma sob solicitação de vários veículos realizando a passagem sobre o tabuleiro das pontes.

A maior confiabilidade na obtenção de parâmetros de cálculo implica redução dos coeficientes de segurança adotados nos cálculos de estruturas de concreto armado (ZARPELLON, 2017). Assim o grande avanço tecnológico e o desenvolvimento de novos métodos na área do cálculo estrutural, cada vez mais precisos, buscam superar as limitações e dificuldades na análise da situação atual dessas obras. (VITÓRIO e BARROS, 2013).

## 1.2 JUSTIFICATIVA

Do ponto de vista numérico, o comportamento das cargas concentradas e distribuídas sobre a estrutura de uma ponte, que geram as chamadas linhas de influência, expressam o resultado numérico desse carregamento, possibilitando as verificações necessárias para o dimensionamento dos diversos elementos estruturais, assim como verificações globais da estrutura. A complexidade dos efeitos dinâmicos causadores do impacto sobre a estrutura permite assimilar as cargas móveis a cargas estáticas através da multiplicação pelos coeficientes de impacto vertical, coeficiente de número de faixas e coeficiente de impacto adicional no caso da norma brasileira NBR 7188 (ABNT,2013), fatores de ajuste no caso do Eurocode 1 (EN 1991-2:2003), e coeficiente de múltipla presença no caso da norma americana (AASHTO, 2012).

De acordo com (CARNEIRO E BITTENCOURT, 2018) o coeficiente de impacto vertical (CIV), deve ser considerado no dimensionamento de todos os elementos estruturais da ponte, porém, não simula ou elimina a necessidade de análise dinâmica nas estruturas sensíveis e de baixa rigidez. Já o coeficiente de impacto adicional (CIA) determina que todas as seções dos

elementos estruturais a uma distância horizontal, normal à junta, inferior a 5,0 m para cada lado da junta ou descontinuidade estrutural, devem ser dimensionadas com esforços das cargas móveis majoradas pelo CIA. O coeficiente do número de faixas (CNF) é considerado para levar em conta a probabilidade de a carga móvel ocorrer em função do número de faixas. Não se aplica ao dimensionamento de elementos estruturais transversais ao sentido do tráfego.

Nos Estados Unidos, os coeficientes de impacto são denominados como fatores de impacto (IM), e as normas vigentes determinam as expressões correspondentes, nas quais é considerado o comprimento do vão que produz a máxima solicitação na seção. Os normativos ainda reforçam que não são aplicados coeficientes de impacto à carga móvel distribuída e para análise de elementos que constituem as juntas do tabuleiro o fator de impacto vale 75%, (DENG et al, 2015).

O Código Europeu tem distintos coeficientes de impacto. Cada país europeu estabelece parâmetros particulares de acordo com a realidade local. No referido código, a amplificação dinâmica já é incluída nos valores da carga móvel. Verifica-se em (DENG et al, 2015), que a amplificação considerada pelo Eurocode depende do comprimento do vão da ponte e da largura trafegável do tabuleiro. Para largura trafegável entre 5,4 e 9,0 m, por exemplo, o coeficiente vale  $1,3-0,004L$  no caso de vãos de até 50 m e, 1,1 para vãos maiores.

Considerando as premissas da norma brasileira NBR 7188 (ABNT,2013) e das normas internacionais, (EN 1991-2:2003) e (AASHTO, 2012), o principal contraste nas abordagens feitas se dá pela metodologia de aplicação dos carregamentos (carga variável) e coeficientes de segurança, que implicam diretamente no dimensionamento da estrutura, apresentado uma análise estrutural conservadora ou otimizada dependendo da norma. Todavia, são poucos os estudos no meio científico abordando essa temática, apesar da sua importância

Dessa forma, o presente trabalho traz contribuições ao tema com uma análise comparativa, abordando os efeitos no dimensionamento para implantação de novas pontes de concreto armado, considerando as hipóteses dos carregamentos, coeficientes de segurança, e variação do comprimento do tabuleiro por meio de modelagens numéricas utilizando normas brasileiras e internacionais, afim de verificar qual a relação entre os valores das ações majoradas entre cada uma das normas analisadas.

Para tanto, será realizada uma revisão de documentos normativos nacionais e internacionais relevantes, com foco na avaliação de conceitos de carga móvel e coeficientes de impacto. Este trabalho busca avaliar comparativamente as cargas móveis descritas em normas internacionais versus a prescrição nacional, em relação às forças máximas exigidas que serão utilizadas para o dimensionamento. Portanto, este estudo justifica-se na busca de uma compreensão mais clara de como esses carregamentos e coeficientes atuam na verificação estrutural para implantação de novas pontes.

## **2- DIRETRIZES DA PESQUISA**

As diretrizes para desenvolvimento do trabalho são descritas nos próximos itens.

### **2.1 OBJETIVOS GERAIS**

O objetivo do presente trabalho é investigar o dimensionamento da superestrutura de novas pontes de concreto armado a serem implantadas, quando seguidas as premissas da norma brasileira e de normas internacionais, analisando de que forma a diferença entre os carregamentos, os coeficientes de cálculo, e a variação do comprimento do tabuleiro afetam o dimensionamento da superestrutura de cada modelo analisado, afim de verificar qual a relação entre os valores das ações majoradas entra cada uma das normas analisadas.

### **2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Estudo da NBR 7188, AASHTO e Eurocode 1 no que diz respeito à aplicação de cargas móveis na estrutura.
- Estudo do impacto dos coeficientes de segurança, (coeficiente de impacto vertical, coeficiente do número de faixas; e coeficiente de impacto adicional da norma Brasileira, coeficiente de múltipla presença da AASHTO, e coeficientes de ajuste do Eurocode 1) no dimensionamento final da estrutura.
- Estudo do comportamento estrutural para diferentes vãos de tabuleiro (20 m; 25 m; 30 m; 35 m; 40 m; e 45 m) com a aplicação dos carregamentos (carga variável) e coeficientes de segurança.
- Análise do efeito combinado dos carregamentos variáveis com coeficientes de segurança e variação dos vãos no dimensionamento da estrutura para de cada norma.

### 3- REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

#### 3.1 DESCRIÇÕES NORMATIVAS

Estão inclusas neste item premissas das normatizações nacionais e internacionais vigentes incluindo as seguintes normas:

- a) NBR 6118:2023 - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento;
- b) NBR 6123:1988 - Forças devidas ao vento em edificações;
- c) NBR 7187:2021 - Projeto e execução de pontes de concreto armado e protendido - Procedimento;
- d) NBR 7188:2013 - Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas;
- e) NBR 8681:2003 - Ações e segurança nas estruturas - Procedimento;
- f) ACI 318-14 - Building Code Requirements for Structural Concrete;
- g) AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012;
- h) AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2020;
- i) EN 1990:2002 - Eurocode: Basis of structural design;
- j) EN 1991-2:2003 - Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges;
- k) EN 1992-1-1:2010 - Eurocode 2: Design of concrete structures.

Para as descrições normativas cujos aspectos diferem dos adotados pela norma brasileira; tem-se por pressuposto que os demais itens, aqui não discriminados, seguem a metodologia empregada por normas nacionais.

#### 3.2 ESTADOS LIMITES

Segundo a NBR 8681 (ABNT, 2003), estados limites são definidos como os estados a partir dos quais a estrutura apresenta desempenho inadequado às finalidades da construção. Dessa forma a norma define:

**Estados Limites Últimos:** são definidos como estados que, pela sua simples ocorrência, determinam a paralisação, no todo ou em parte, do uso da construção.

**Estados Limites de Serviço:** são definidos como estados que, por sua ocorrência, repetição ou duração, causam efeitos estruturais que não respeitam as condições especificadas para o uso normal da construção, ou que são indícios de comprometimento da durabilidade da estrutura.

### 3.3 AÇÕES

Segundo a NBR 8681 (ABNT, 2003), se definem as ações como causas que provocam esforços ou deformações nas estruturas. As ações abordadas no escopo deste trabalho são divididas em dois grupos: as permanentes e as variáveis.

#### 3.3.1 AÇÕES PERMANENTES

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023) as ações permanentes compreendem as ações diretas, como o peso próprio da estrutura, o peso dos elementos construtivos fixos e de instalações permanentes e os empuxos permanentes; e as indiretas, como a retração e a fluência do concreto, os deslocamentos de apoio, as imperfeições geométricas e a protensão.

No escopo deste trabalho, será adotada a ação permanente compreendida pelo peso próprio da estrutura. Para o concreto armado a norma brasileira determina para massa específica o valor de  $25 \text{ kN/m}^3$ . Além disso, os demais elementos da estrutura (guarda-rodas e pavimentação) também entram no cálculo da carga permanente.

#### 3.3.2 AÇÕES VARIÁVEIS

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2023) as ações variáveis compreendem as ações diretas, como as cargas acidentais previstas para o uso da construção (cargas verticais de uso da construção, cargas móveis, impacto lateral, força longitudinal de frenagem ou aceleração, força centrífuga), a ação do vento, a ação da água e as ações variáveis durante a construção; e as indiretas, como as variações uniformes e não uniformes de temperatura e as ações dinâmicas.

##### 3.3.2.1 NORMA BRASILEIRA

A NBR 7188 (ABNT, 2013) define  $P$  como a carga estática concentrada e  $p$  como a carga uniformemente distribuída, ambas sendo aplicadas no nível do pavimento, com valor característico e sem quaisquer majorações. Determina ainda que os valores de carga móvel sejam ponderados pelo coeficiente dinâmico, conforme definido abaixo nas equações 1 e 2:

$$Q = P * CIV * CNF * CIA \quad (1)$$

Sendo:

Q = carga concentrada, em quilonewtons;

CIV = coeficiente de impacto vertical;

CNF = coeficiente do número de faixas;

CIA = coeficiente de impacto adicional.

$$q = P * CIV * CNF * CIA \quad (2)$$

Sendo:

q = carga distribuída, em quilonewtons por metro quadrado;

CIV = coeficiente de impacto vertical;

CNF = coeficiente do número de faixas;

CIA = coeficiente de impacto adicional.

Segundo a NBR 7188 (ABNT, 2013), a carga móvel rodoviário padrão TB-45 (figura 2) é definida por um veículo tipo de 450 kN, com seis rodas,  $P = 75$  kN, três eixos de carga afastados entre si em 1,5 m, com área de ocupação de  $18,0 \text{ m}^2$ , circundada por uma carga uniformemente distribuída constante  $p = 5 \text{ kN/m}^2$ .

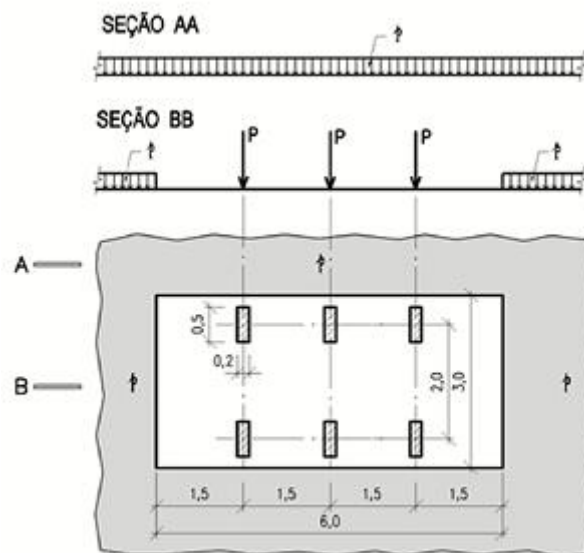


Figura 2- Trem tipo TB-45 (Fonte: Adaptado NBR 7188:2013).

De acordo com a NBR 7188 (ABNT, 2013), para o dimensionamento de quaisquer elementos estruturais, as cargas móveis verticais sejam majoradas pelo coeficiente de impacto vertical, CIV, definido nas equações 3 e 4.



Para estruturas com vão menor do que 10,0 m:

$$CIV = 1,35 \quad (3)$$

Sendo:

CIV = coeficiente de impacto vertical.

Para estruturas com vão entre 10,0 m e 200,0 m:

$$CIV = 1 + 1,06 * \frac{20}{Liv+50} \quad (4)$$

Sendo:

CIV = coeficiente de impacto vertical;

Liv = vão em metros, conforme o tipo de estrutura.

A NBR 7188 (ABNT, 2013) recomenda que as cargas móveis características sejam ajustadas pelo coeficiente do número de faixas do tabuleiro, CNF, definido abaixo na equação 5:

$$CNF = 1 - 0,05 * (n - 2) > 0,9 \quad (5)$$

Sendo:

CNF = coeficiente do número de faixas;

n = número (inteiro) de faixas de tráfego rodoviário a serem carregadas sobre um tabuleiro transversalmente contínuo, considerando-se que acostamentos e faixas de segurança não são considerados faixas de tráfego.

Segundo a NBR 7188 (ABNT, 2013), o coeficiente do número de faixas não se aplica ao dimensionamento de elementos estruturais transversais ao sentido do tráfego, e recomenda que os esforços das cargas móveis sejam majorados na região das juntas estruturais e extremidades da obra.

Dessa forma todas as seções dos elementos estruturais a uma distância horizontal, normal à junta, inferior a 5,0 m para cada lado da junta ou descontinuidade lateral, devem ser dimensionadas com os esforços das cargas móveis majorados pelo coeficiente de impacto adicional, abaixo definido:

CIA= 1,25, para obras em concreto ou mistas;

CIA= 1,15, para obras em aço.

### 3.3.2.2 NORMA AMERICANA

As normas americanas adotam dois sistemas de carregamento quando do dimensionamento de pontes rodoviárias, os quais estão descritos na AASTHO (2012) e AASHTO-LRFD (2020). A AASTHO (2012) define que as cargas móveis rodoviárias nas pontes são constituídas de caminhões padronizados ou faixas de carga, equivalentes a trens de carga, que são considerados no projeto de dimensionamento de pontes rodoviárias. Os veículos padrão são denominados H e HS, diferenciados pelo tipo de veículo e carregamento, como ilustrado na figura 3, na qual pode-se observar que existem quatro classes de carregamento padronizados: H 20, H 15, HS 20 e HS 15. Os carregamentos correspondem aos veículos padrão HS e H, onde os veículos do tipo HS possuem maior carga por eixo que os veículos tipo H. Segundo Santos (2003), a maioria das pontes americanas é projetada para o veículo padrão do tipo HS20-44.

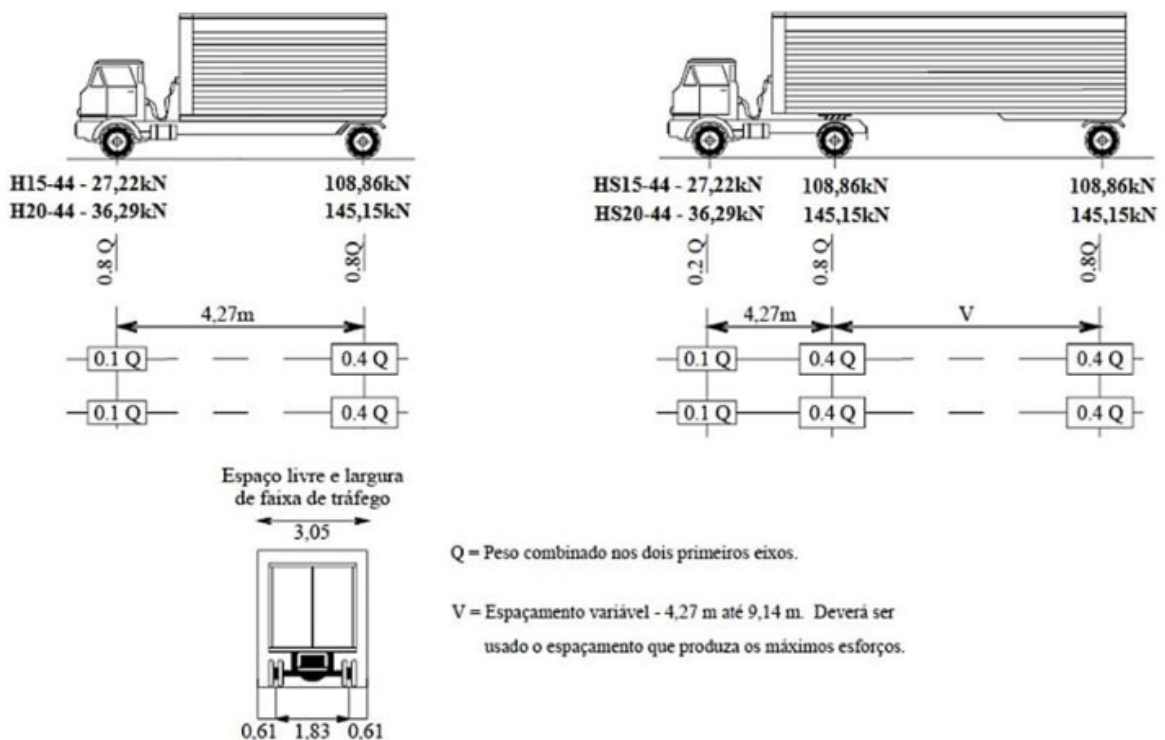


Figura 3- Veículos padrões H e HS (fonte: adaptado de AASHTO, 2012).

Cada faixa de carga, representada na figura 4, representa um carregamento linearmente distribuído ou uma carga de tráfego combinada com uma carga concentrada simples, posicionadas no vão de modo a produzir os esforços máximos. Essas cargas deverão ser consideradas como uniformemente distribuídas, em uma largura de 3,0 m em uma linha normal

ao centro da faixa. Essas faixas de carga são geralmente utilizadas para o projeto de vigas com vãos maiores que 43 m (SOUZA,2012).

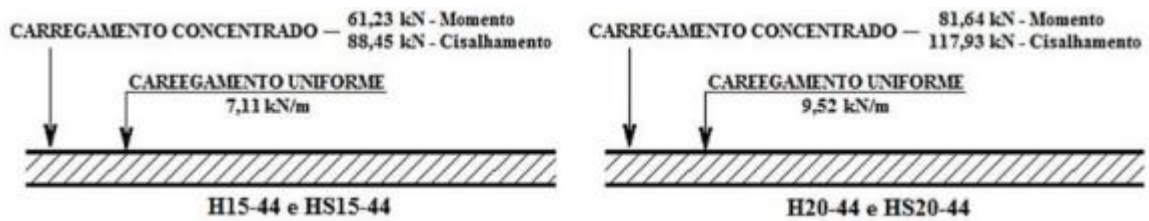


Figura 4- Faixas de carga (fonte: Adaptado SOUZA, 2012).

O veículo padronizado é o HS20 especificado pela AASHTO (2002), como mostra a Figura 3, enquanto o eixo tandem consiste em um par de eixos com uma carga de 113,40 kN por eixo espaçados de 1,22 m. Em ambos os carregamentos o espaçamento transversal entre as rodas deve ser considerado de 1,83 m. A carga de projeto da pista deve ser considerada por uma carga uniformemente distribuída correspondente a 9,52 kN/m, essa carga distribuída é considerada ao longo da direção longitudinal, e transversalmente deve assumir uma largura de 3,05 m, como ilustrado na Figura 3. Os efeitos do veículo padrão e do sistema tandem devem ser sobrepostos com os efeitos do carregamento linear de projeto, de modo que o máximo efeito do carregamento móvel corresponde ao maior valor entre as duas sobreposições. As normas AASHTO abordadas neste trabalho são: *Standard Specifications for Highway Bridges* (AASHTO, 2002), que foi descontinuada a partir da sua 17ª edição final, dando espaço para a norma *Bridge Design Specifications* (AASHTO-LRFD, 2012).

Segundo a *LRFD Bridge Design Specifications* (AASHTO, 2012), o carregamento móvel para pontes denominado como HL-93, é definido pela seguinte combinação de um veículo *Design truck* ou *design tandem*, combinado com uma *Design lane load*. O *design truck* (trem-tipo) é representado pelo veículo HS20-44, conforme apresentado na figura 5. A distância transversal entre rodas é de 1,83 m.

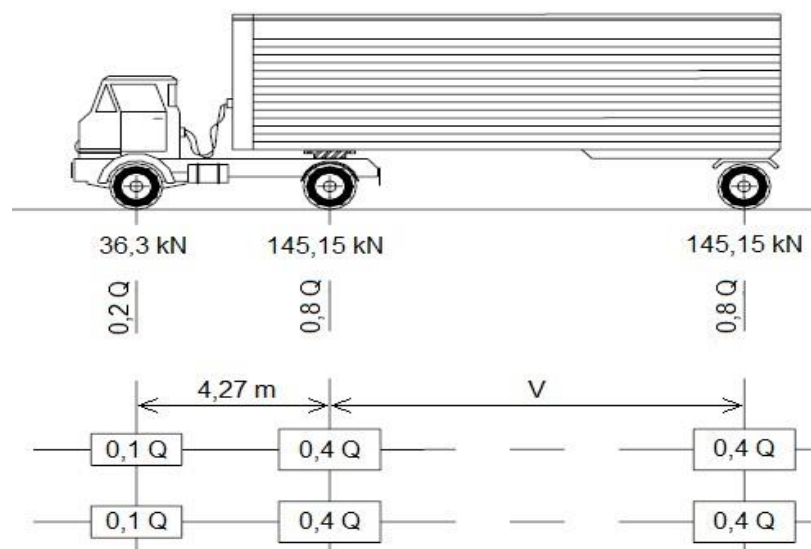


Figura 5- Geometria do veículo HS20-44 (fonte: adaptado de AASHTO, 2012).

Para o cálculo das ações utilizando o veículo HS20-44, devem ser consideradas as seguintes premissas:

- a) para vão isostáticos: a distância variável entre eixos traseiros,  $V$ , deve ser de no mínimo 4,27 m;
- b) para vãos contínuos: a distância variável entre eixos traseiros,  $V$ , é variada de modo a gerar o valor máximo de momento negativo.

De acordo com a *LRFD Bridge Design Specifications* (AASHTO, 2012), o *design tandem* (eixo duplo de projeto) é definido por um par de eixos de 111,25 kN, espaçados de 1,22 m. A distância transversal entre rodas é de 1,83 m. A *LRFD Bridge Design Specifications* (AASHTO, 2012) define que o carregamento *design lane load* (carga linear equivalente) consiste em uma carga uniformemente distribuída de 9,52 kN/m, na direção longitudinal. Na direção transversal, o carregamento é distribuído em uma largura de 3,00 m. O efeito da força do carregamento móvel deve ser assumido como o maior dos seguintes:

- a) o efeito do *design tandem* combinado com o carregamento *design lane load*;
- b) o efeito do *design truck* combinado com o carregamento *design lane load*;
- c) para elementos contínuos: a combinação de 90% do efeito de dois veículos HS20-44 (espaçados no mínimo 15,24 m - entre o eixo dianteiro de um caminhão e o eixo traseiro de outro) com 90% do carregamento *design lane load*. A distância entre os eixos de 145,15 kN de cada caminhão deve ser de 4,27 m.

Assim como a norma brasileira, a AASHTO considera que as cargas devem ser posicionadas de forma a maximizar o efeito mais desfavorável. O veículo de projeto e o eixo tandem padronizados deverão ser posicionados transversalmente, de modo que o eixo de cada roda carregada possua uma distância mínima de 0,61 m para o guarda-rodas ou a guia.

A *LRFD Bridge Design Specifications* (AASHTO, 2012) esclarece que as cargas estáticas do caminhão padrão ou do tandem de projeto devem ser majoradas pelo coeficiente  $1+IM/100$ , onde IM, fator dinâmico de impacto, independe do comprimento do vão da ponte. A norma reforça que não se aplica coeficiente de impacto à carga móvel distribuída. O Valor de IM é de 15% para o estado-limite de fadiga e de 33% para os demais estados limites. Para análise de elementos que constituem as juntas do tabuleiro o fator IM vale 75%.

No caso de elementos enterrados, o referido código apresenta uma redução no fator de impacto em função da altura enterrada do elemento e não se considera amplificação dinâmica para o dimensionamento de elementos de fundação completamente enterrados. O coeficiente  $1+IM$  é considerado tanto para o caminhão padrão ou tandem de projeto quanto para a carga móvel distribuída. Para cada uma das vias dedicadas, é considerada a atuação de um veículo tipo, design truck ou design tandem.

Segundo Luchi (2006), a norma AASHTO (2012) define algumas combinações de carregamento a serem analisadas, considerando a simultaneidade das ações variáveis. A combinação onde as cargas móveis verticais são predominantes estabelece um coeficiente de ponderação ( $\gamma$ ) igual a 2,17. Por outro lado, para o mesmo caso de combinações para verificação na ruptura, a LRFD Specifications estabelece um coeficiente de ponderação igual a 1,75.

### 3.3.2.3 NORMA EUROPÉIA

Segundo o EN 1991-2:2003, as ações devidas ao tráfego rodoviário, causado por carros de passeio, caminhões e veículos especiais, provocam forças horizontais e verticais, estáticas e dinâmicas. Para descrever as ações verticais do tráfego sobre pontes rodoviárias, o EN 1991-2:2003 define os seguintes modelos de carga:

- a) Modelo de carga 1: cargas concentradas e uniformemente distribuídas, causadas pela ação do tráfego de caminhões e carros de passeio. Este modelo pode ser utilizado para verificações globais e locais;

b) Modelo de carga 2: carga sobre um eixo, aplicada em áreas específicas de contato dos pneus, que cobre os efeitos dinâmicos do tráfego normal em elementos estruturais com vão pequeno;

c) Modelo de carga 3: conjunto de cargas que representam ações causadas por veículos especiais (como, por exemplo, aqueles destinados a transportes industriais), que podem trafegar em rotas permitidas para cargas intensas.

Destina-se a verificações globais e locais;

d) Modelo de carga 4: carga de multidão. Destina-se apenas a verificações globais.

O Modelo 1 consiste em dois sistemas parciais: cargas concentradas dos eixos duplos (*tandem system*) e cargas uniformemente distribuídas. Os sistemas são representados na figura 6, e a valoração das cargas é feita de acordo com a tabela 1.

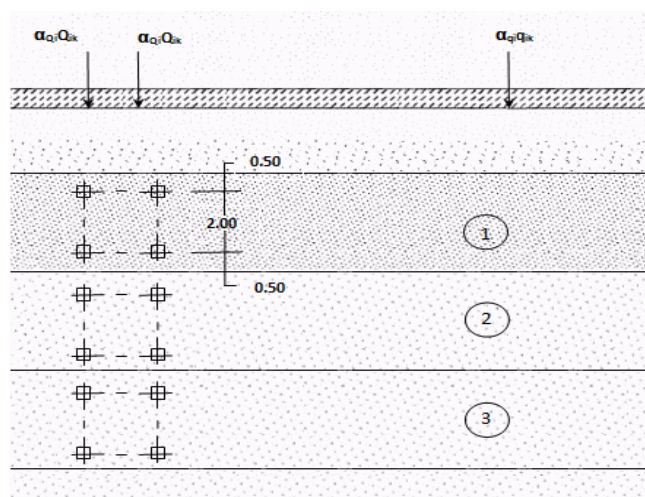


Figura 6- Modelo de carga 1 definido pelo Eurocode (fonte: EN 1991-2:2003)

Tabela 1- Cargas por faixa de tráfego

Posição	Eixo duplo	Carga uniformemente distribuída
	Carga por eixo $Q_{jk}$ (kN)	$q_{jk}$ (kN/m <sup>2</sup> )
<b>Faixa 1</b>	300	9
<b>Faixa 2</b>	200	2,5
<b>Faixa 3</b>	100	2,5
<b>Outras faixas</b>	0	2,5
<b>Faixa residual</b>	0	2,5

(Fonte: EN 1991-2:2003)

De acordo com o EN 1991-2:2003, os valores indicados na tabela 1 acima podem ser multiplicados pelos fatores de ajuste  $\alpha_Q$  (para as cargas dos eixos duplos) e  $\alpha_q$  (para as cargas

uniformemente distribuídas), que são definidos de acordo com o anexo nacional vigente de cada país europeu conforme a tabela 2:

Tabela 2- Fatores de correção  $\alpha_Q$  e  $\alpha_q$  em função da via  $i$  considerada.

Classificação da Ponte	$\alpha_{Q1}$	$\alpha_{Qi} (i \geq 2)$	$\alpha_{q1}$	$\alpha_{qi} (i \geq 2)$	$\alpha_{qE}$
Classe I	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Classe II	0.9	0.8	0.7	1.0	1.0

(Fonte: Adaptado: EN 1991-2:2003).

Onde,  $\alpha_{Q1}$  é o fator de ajuste para as cargas dos eixos duplos,  $\alpha_{qi}$  o fator de ajuste para as cargas uniformemente distribuídas e  $i$  corresponde ao número da faixa. Consideram-se pontes de classe I as inseridas em itinerários onde se prevê que a maioria do tráfego de veículos pesados seja tráfego industrial internacional. As pontes de Classe II inserem-se em itinerários de tráfego mais corrente, incluindo estradas e autoestradas.

O Modelo 2 consiste em uma carga por eixo, de valor total igual a 400kN. O modelo é representado na figura 7.

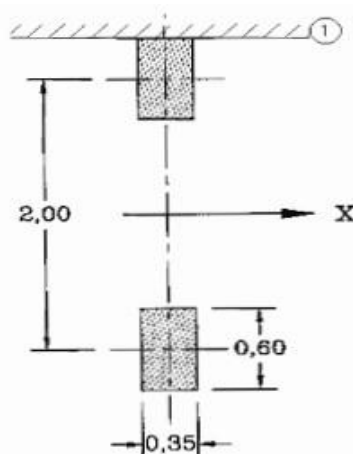


Figura 7- Modelo de carga 2 definido pelo Eurocode (fonte: EN 1991-2:2003).

Conforme representado na figura acima, a distância entre pneus é fixada em 2,00 m. A área de contato dos pneus é definida em 0,35 m na direção longitudinal e 0,60 m na direção transversal. No Modelo 3, são considerados os modelos de veículos especiais correspondentes a variados níveis de cargas intensas que podem ser autorizadas a trafegar em trechos específicos da rede rodoviária europeia. As configurações e a geometria dos veículos especiais definidos para o Modelo 3 são representadas nas tabelas 3 e 4.

Tabela 3- Configurações do modelo 3 definido pelo Eurocode.

<b>Peso total</b>	<b>Configuração</b>	<b>Designação</b>
<b>600 kN</b>	4 eixos de 150 kN	600/150
<b>900 kN</b>	6 eixos de 150 kN	900/150
<b>1200 kN</b>	8 eixos de 150 kN ou 6 eixos de 200 kN	1200/150 1200/200
<b>1500 kN</b>	10 eixos de 150 kN ou 7 eixos de 200 kN + 1 eixo de 100 kN	1500/150 1500/200
<b>1800 kN</b>	12 eixos de 150 kN ou 9 eixos de 200 kN	1800/150 1800/200
<b>2400 kN</b>	12 eixos de 200 kN ou 10 eixos de 240 kN ou 6 eixos de 200 kN (espaçados em 12m) + 6 eixos de 200 kN	2400/200 2400/240 2400/200/200
<b>3000 kN</b>	15 eixos de 200 kN ou 12 eixos de 240 kN + 1 eixo de 120 kN ou 8 eixos de 200 kN (espaçados em 12m) + 7 eixos de 200 kN	3000/200 3000/240 3000/200/200
<b>3600 kN</b>	18 eixos de 200 kN ou 15 eixos de 240 kN ou 9 eixos de 200 kN (espaçados em 12m) + 9 eixos de 200 kN	3600/200 3600/240 3600/200/200

(Fonte: Adaptado EN 1991-2:2003)

Tabela 4- Geometria do modelo 3 definido pelo Eurocode.

<b>Peso total</b>	<b>Eixos de 150 kN</b>	<b>Eixos de 200 kN</b>	<b>Eixos de 240 kN</b>
<b>600 kN</b>	n = 4x150 e = 1,50m		
<b>900 kN</b>	n = 6x150 e = 1,50m		
<b>1200 kN</b>	n = 8x150 e = 1,50m	n = 6x200 e = 1,50m	
<b>1500 kN</b>	n = 10x150 e = 1,50m	n = 1x100 + 7x200 e = 1,50m	
<b>1800 kN</b>	n = 12x150 e = 1,50m	n = 9x200 e = 1,50m	
<b>2400 kN</b>		n = 12x200 e = 1,50m n = 6x200 + 6x200 e = 5x1,50m + 12,00m + 5x1,50m	n = 10x240 e = 1,50m
<b>3000 kN</b>		n = 15x200 e = 1,50m n = 8x200 + 7x200 e = 7x1,50m + 12,00m + 6x1,50m	n = 1x120 + 12x240 e = 1,50m
<b>3600 kN</b>		n = 18x200 e = 1,50m	n = 12x240 e = 1,50m n = 8x240 + 7x240 e = 7x1,50m + 12,00m + 6x1,50m

Sendo: (n = Número de eixos; e = espaçamento entre eixos).

(Fonte: Adaptado EN 1991-2:2003)



No Modelo 4, a representação da carga de multidão é dada por uma carga uniformemente distribuída de 5 kN/m<sup>2</sup>. Cada país Europeu estabelece parâmetros particulares de acordo com a realidade local. Entretanto no EN 1991-2:2003 a amplificação dinâmica já é incluída nos valores da carga móvel. A amplificação considerada pelo Eurocódigo inclui aspectos como velocidade permitida na pista, frequência natural da ponte, continuidade da estrutura e comprimento do vão.

### 3.4 EFEITOS DE FRENAGEM E ACELERAÇÃO

A NBR 7188 (ABNT, 2013) define que as forças horizontais devidas aos efeitos de frenagem e aceleração aplicadas no nível do pavimento correspondem a um percentual da carga característica dos veículos aplicados sobre o tabuleiro, na posição mais desfavorável, concomitantemente com a respectiva carga, conforme equação 8:

$$H_f = 0,25 \times B \times L \times CNF \quad (6)$$

Sendo:

$H_f \geq 135$  kN;

A = largura efetiva, expressa em metros (m), da carga distribuída de 5 kN/m<sup>2</sup>;

L = comprimento concomitante, expresso em metros (m), da carga distribuída.

No desenvolvimento deste trabalho, não serão analisados os carregamentos referentes aos efeitos da frenagem e aceleração.

### 3.4 AÇÃO DO VENTO

Segundo QUADROS (2013), devido à alta rigidez da superestrutura, os esforços devido ao vento agem diretamente nos aparelhos de apoio como forças. Uma vez que o trabalho se limita à análise da superestrutura, o efeito causado pela ação do vento pode ser desconsiderado.

### 3.5 COMBINAÇÕES

#### 3.5.1 NORMA BRASILEIRA

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), define-se um carregamento pela combinação de ações cujas probabilidades de atuarem simultaneamente sobre a estrutura não são desprezíveis. A fim de que sejam determinados os casos mais desfavoráveis para a estrutura, recomenda ainda que as ações sejam combinadas de diferentes maneiras, de modo que a segurança seja verificada para todos os possíveis estados limites da estrutura.

##### 3.5.1.1 COMBINAÇÕES ÚLTIMAS

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), uma combinação pode ser classificada como normal, especial ou de construção e excepcional.

As combinações últimas normais são dadas pela equação 7:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q [F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j} F_{Qj,k}] \quad (7)$$

Sendo:

$F_d$  = valores de cálculo das ações;

$\gamma_{gi}$  = coeficiente de ponderação para ações permanentes;

$F_{Gi,k}$  = valor característico das ações permanentes;

$\gamma_q$  = coeficiente de ponderação para ações variáveis diretas;

$F_{Q1,k}$  = valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação;

$\Psi_{0j} F_{Qj,k}$  = valor reduzido de combinação de cada uma das demais ações variáveis.

As combinações últimas especiais ou de construção são dadas pela equação 8:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q [F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j,ef} F_{Qj,k}] \quad (8)$$

Sendo:

$F_d$  = valores de cálculo das ações;

$\gamma_{gi}$  = coeficiente de ponderação para ações permanentes;

$F_{Gi,k}$  = valor característico das ações permanentes;

$\gamma_q$  = coeficiente de ponderação para ações variáveis diretas;

$F_{Q1,k}$  = valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação;

$\Psi_{0f,ef}$  = fator de combinação efetivo de cada uma das demais variáveis que podem agir concomitantemente com a ação principal  $F_{Q1}$ , durante a situação transitória.

As ações últimas excepcionais são obtidas pela equação 9:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + \gamma_q \sum_{j=1}^n \Psi_{0j,ef} F_{Qj,k} \quad (9)$$

Sendo:

$F_d$  = valores de cálculo das ações;

$\gamma_{gi}$  = coeficiente de ponderação para ações permanentes;

$F_{Gi,k}$  = valor característico das ações permanentes;

$F_{Q,exc}$  = valor da ação transitória excepcional;

$\gamma_q$  = coeficiente de ponderação para ações variáveis diretas;

$\Psi_{0f,ef}$  = fator de combinação efetivo de cada uma das demais variáveis que podem agir concomitantemente com a ação principal  $F_{Q1}$ , durante a situação transitória.

### 3.5.1.2 COMBINAÇÕES DE UTILIZAÇÃO

De acordo com a NBR 8681 (ABNT, 2003), são consideradas nas combinações de utilização todas as ações permanentes, inclusive as deformações impostas permanentes, e as ações variáveis correspondentes a cada um dos tipos de combinação. Nas combinações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes  $\Psi_2 F_{Qk}$ , conforme descrito na equação 10.

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \Psi_{2j} F_{Qj,k} \quad (10)$$

Sendo:

$F_d$  = valores de cálculo das ações;

$F_{Gi,k}$  = valor característico das ações permanentes;

$\Psi_{2j} F_{Qj,k}$  = valor reduzido de combinação quase permanente de uma ação variável.

Nas combinações frequentes de serviço, a ação variável principal  $F_{Q1}$  é tomada com seu valor frequente  $\Psi_1 F_{Q1,k}$  enquanto as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase-permanentes  $\Psi_2 F_{Qk}$ , conforme descrito na equação 11.

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \Psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=1}^n \Psi_{2j} F_{Qj,k} \quad (11)$$

Sendo:

$F_d$  = valores de cálculo das ações;

$F_{Gi,k}$  = valor característico das ações permanentes;

$\Psi_1 F_{Q1,k}$  = valor reduzido de combinação frequente da ação variável principal;

$\Psi_{2j} F_{Qj,k}$  = valor reduzido de combinação frequente das demais ações variáveis.

### 3.5.1.3 COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO PARA COMBINAÇÕES ÚLTIMAS

A NBR 8681 (ABNT, 2003) define que os processos de construção de estruturas, dos elementos construtivos permanentes não estruturais e dos equipamentos fixos determinam a variabilidade da respectiva ação correspondente. Segundo a NBR 8681 (ABNT, 2003), os processos mais controlados admitem coeficientes de ponderação menores, enquanto processos menos controlados fazem necessário o uso de coeficientes maiores.

A seguir, são apresentados na tabela 5 os valores do coeficiente de ponderação a serem considerados para cada uma das ações permanentes, consideradas separadamente; a tabela 6 fornece os valores do coeficiente de ponderação a considerar nos casos em que, numa combinação, todas as ações forem agrupadas.

Tabela 5- Ações permanentes diretas consideradas separadamente.

Combinação	Tipo de ação	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Peso próprio de estruturas metálicas	1,25	1,0
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,30	1,0
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,35	1,0
	Elementos construtivos industrializados <sup>1)</sup>	1,35	1,0
	Elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	1,40	1,0
	Elementos construtivos em geral e equipamentos <sup>2)</sup>	1,50	1,0
Especial ou de construção	Peso próprio de estruturas metálicas	1,15	1,0
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,20	1,0
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,25	1,0
	Elementos construtivos industrializados <sup>1)</sup>	1,25	1,0
	Elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	1,30	1,0
	Elementos construtivos em geral e equipamentos <sup>2)</sup>	1,40	1,0
Excepcional	Peso próprio de estruturas metálicas	1,10	1,0
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,15	1,0
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,15	1,0
	Elementos construtivos industrializados <sup>1)</sup>	1,15	1,0
	Elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	1,20	1,0
	Elementos construtivos em geral e equipamentos <sup>2)</sup>	1,30	1,0

1)

Por exemplo: paredes e fachadas pré-moldadas, gesso acartonado.

2)

Por exemplo: paredes de alvenaria e seus revestimentos, contrapisos.

(Fonte: NBR 8681 (ABNT, 2003))

Tabela 6- Ações permanentes diretas agrupadas.

Combinação	Tipo de ação	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Grandes pontes <sup>1)</sup>	1,30	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral <sup>2)</sup>	1,35	1,0
	Edificações tipo 2 <sup>3)</sup>	1,40	1,0
Especial ou de construção	Grandes pontes <sup>1)</sup>	1,20	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral <sup>2)</sup>	1,25	1,0
	Edificações tipo 2 <sup>3)</sup>	1,30	1,0
Excepcional	Grandes pontes <sup>1)</sup>	1,10	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral <sup>2)</sup>	1,15	1,0
	Edificações tipo 2 <sup>3)</sup>	1,20	1,0

1)

Grandes pontes são aquelas em que o peso próprio da estrutura supera 75% da totalidade das ações permanentes.

2)

Edificações tipo 1 são aquelas onde as cargas acidentais superam 5 kN/m .

3)

Edificações tipo 2 são aquelas onde as cargas acidentais não superam 5 kN/m .

(Fonte: NBR 8681 (ABNT, 2003))

### 3.5.1.4 COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO PARA AS AÇÕES VARIÁVEIS

De acordo com a NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003):

Os coeficientes de ponderação  $\gamma_q$  das ações variáveis majoram os valores representativos das ações variáveis que provocam efeitos desfavoráveis para a segurança da estrutura. As ações favoráveis que provocam efeitos favoráveis não serão consideradas nas combinações de ações, admitindo-se que sobre a estrutura atuem apenas as parcelas de ações variáveis que produzam efeitos desfavoráveis. As ações variáveis que tenham parcelas favoráveis e desfavoráveis, que fisicamente não possam atuar separadamente, devem ser consideradas conjuntamente como uma ação única.

A seguir, são apresentados na tabela 7 os valores do coeficiente de ponderação a serem considerados para cada uma das ações variáveis, consideradas separadamente; a tabela 6 fornece os valores do coeficiente de ponderação a considerar nos casos em que, numa combinação, todas as ações forem agrupadas.

Tabela 7- Ações variáveis consideradas separadamente.

Combinação	Tipo de ação	Coefficiente de ponderação
<b>Normal</b>	Ações truncadas <sup>1)</sup>	1,2
	Efeito de temperatura	1,2
	Ação do vento	1,4
	Ações variáveis em geral	1,5
<b>Especial ou de construção</b>	Ações truncadas <sup>1)</sup>	1,1
	Efeito de temperatura	1,0
	Ação do vento	1,2
	Ações variáveis em geral	1,3
<b>Excepcional</b>	Ações variáveis em geral	1,0

<sup>1)</sup>

Ações truncadas são consideradas ações variáveis cuja distribuição de máximos é truncada por um dispositivo físico de modo que o valor dessa ação não pode superar o limite correspondente. O coeficiente de ponderação mostrado nesta tabela se aplica a esse valor limite.

(Fonte: NBR 8681 (ABNT, 2003))

### 3.5.2 NORMA AMERICANA

De acordo com o ACI 318 (ACI, 2014), a resistência requerida deve ser no mínimo igual à combinação dos diversos tipos de carregamento considerados na norma e seus respectivos fatores ponderados de carga. Segue abaixo as expressões para se obter a resistência requerida, de acordo com as diretrizes normativas.

$$U = 1,4D \quad (12)$$

$$U = 1,2D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ ou } S \text{ ou } R) \quad (13)$$

$$U = 1,2D + 1,6(L_r \text{ ou } S \text{ ou } R) + (1,0L \text{ ou } 0,5W) \quad (14)$$

$$U = 1,2D + 1,0W + 1,0L + 0,5(L_r \text{ ou } S \text{ ou } R) \quad (15)$$

$$U = 1,2D + 1,0E + 1,0L + 0,2S \quad (16)$$

$$U = 0,9D + 1,0W \quad (17)$$

$$U = 0,9D + 1,0E \quad (18)$$

Sendo:

U = resistência requerida pelo elemento para suportar as cargas majoradas;

D = peso próprio da estrutura;

E = ação devido aos abalos sísmicos;

F = peso e pressão de fluidos com densidade definida;

H = cargas devido ao peso e pressão do solo, de água no solo ou outros materiais;

L = cargas móveis;

L<sub>r</sub> = cargas móveis em coberturas;

S = carga causada pela neve;

T = efeitos causados pelas variações de temperatura, retração e deformações do concreto;

W = carga devido à ação do vento.

A norma norte-americana recomenda fatores de carga para combinações de cargas específicas, os quais são baseados na probabilidade de ocorrência simultânea e relevância das cargas consideradas. Embora as combinações de cargas mais usuais estejam contempladas nas expressões propostas pela norma norte-americana, cabe ao projetista avaliar que outros casos passíveis de ocorrência precisam ser analisados.

### 3.5.3 NORMA EUROPEIA

#### 3.5.3.1 COMBINAÇÕES PARA SITUAÇÕES PERSISTENTES OU TRANSITÓRIAS

Segundo o EN 1990:2002, as combinações deverão basear-se no valor de cálculo da ação variável principal da combinação e nos valores de cálculo das ações variáveis que a

acompanham. Dessa forma, o EN 1990:2002 indica que a combinação para as situações persistentes ou transitórias é representada pela seguinte equação 19:

$$E_d = E\{\gamma_{G,j}G_{k,j}; \gamma_P P; \gamma_{Q,1}Q_{k,1}; \gamma_{Q,i}\Psi_{0,i,2,i} Q_{k,i}\} j \geq i > 1 \quad (19)$$

Onde a combinação de ações entre chaves { } (equação 20) pode ser expressa por:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (20)$$

Sendo:

$\gamma_{G,j}$  = coeficiente parcial relativo à ação permanente;

$G_{k,j}$  = valor característico da ação permanente;

$\gamma_P$  = coeficiente parcial relativo a ações de protensão;

$P$  = valor de cálculo de uma ação de protensão;

$\gamma_{Q,1}$  = coeficiente parcial relativo à ação variável principal;

$Q_{k,1}$  = valor característico da ação variável principal;

$\gamma_{Q,i}$  = coeficiente parcial relativo às demais ações variáveis;

$\Psi_{0,i} Q_{k,i}$  = valor reduzido de combinação de cada uma das demais ações variáveis.

O EN 1990:2002 considera, ainda, a combinação para situações de projeto acidentais, que englobam as situações durante a ocorrência explícita de um acidente (como incêndio ou impacto) e após a ocorrência do acidente. No escopo deste trabalho, no entanto, esta abordagem não será considerada.

### 3.5.3.2 COMBINAÇÕES DE UTILIZAÇÃO DAS AÇÕES

Segundo o EN 1990:2002, a combinação quase permanente para os estados limites de serviço é representada pela equação 21:

$$E_d = E\{G_{k,j}P; \Psi_{2,i} Q_{k,i}\} j \geq i > 1 \quad (21)$$

onde a combinação de ações entre chaves { } (chamada de combinação quase permanente) pode ser expressa pela equação 22:



$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (22)$$

Sendo:

$G_{k,j}$  = valor característico de uma ação permanente;

$O$  = valor representativo de uma ação de protensão;

$\Psi_{2,i} Q_{k,i}$  = valor reduzido de combinação quase permanente de uma ação variável.

Segundo o EN 1990:2002, a combinação frequente para os estados limites de serviço é representada pela equação 23:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; \Psi_{1,1} Q_{k,1}; \Psi_{2,i} Q_{k,i}\} j \geq 1; i > 1 \quad (23)$$

Onde a combinação de ações entre chaves { } (chamada de combinação frequente) pode ser expressa pela equação 24:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (24)$$

Sendo:

$G_{k,j}$  = valor característico de uma ação permanente;

$P$  = valor representativo de uma ação de protensão;

$\Psi_{1,1} Q_{k,1}$  = valor reduzido de combinação frequente de uma ação variável;

$\Psi_{2,i} Q_{k,i}$  = valor reduzido de combinação quase permanente de uma ação variável.

De acordo com o EN 1990:2002, a combinação característica para os estados limites de serviço é representada pela seguinte expressão (equação 25):

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; Q_{k,1}; \Psi_{0,i} Q_{k,i}\} j \geq 1; i > 1 \quad (25)$$

Onde a combinação de ações entre chaves { } (chamada de combinação característica) pode ser expressa pela equação 26:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (26)$$

Sendo:

$G_{k,j}$  = valor característico de uma ação permanente;

$P$  = valor representativo de uma ação de protensão;

$Q_{k,1}$  = valor característico da ação variável principal;

$\Psi_{0,i}Q_{k,i}$  = valor reduzido de combinação de cada uma das demais ações variáveis.

### 3.5.3.3 FATORES PARCIAIS PARA AÇÕES E COMBINAÇÕES

Os valores dos fatores de combinação e de redução para ações variáveis em pontes rodoviárias recomendados pelo EN 1990:2002 estão representados na tabela 8.

Tabela 8- Valores dos fatores de combinação ( $\Psi_0$ ) e de redução ( $\Psi_1$  e  $\Psi_2$ ) para as ações variáveis em pontes rodoviárias segundo a norma europeia.

Ação	Grupo de cargas	Componentes da carga	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Cargas de tráfego	gr1a (Modelo de carga 1)	<i>Tandem system</i>	0,75	0,75	0
		Cargas uniformemente distribuídas	0,4	0,4	0
		Cargas de passeio e ciclovia	0,4	0,4	0
	gr1b (Modelo de carga2)	Eixo único	0	0,75	0
	gr2	Forças horizontais	0	0	0
	gr3	Carga de pedestres	0	0,4	0
	gr4 (Modelo de carga4)	Carga de multidão	0	-	0
gr5 e gr6 (Modelo de carga 3)	Veículos especiais	0	0	0	
Ação do vento	Fwk	Persistente	0,6 0,8	0,2	0
		De construção		-	0
Temperatura	$T_k$		0,6	0,6	0,5
Carga de neve	$Q_{Sn,k}$		0,8	-	-
Cargas de construção	$Q_c$		1,0	-	1

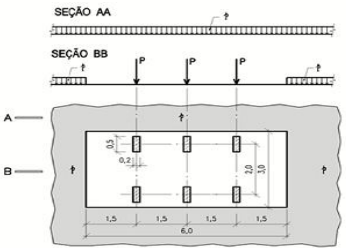
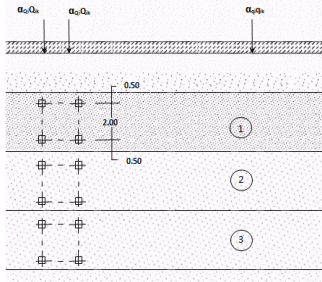
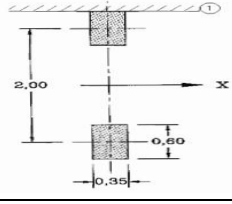
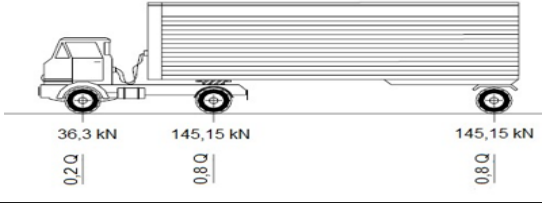
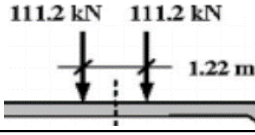
(Fonte: EN 1990:2002+A1:2005)

### 3.6 COMPARAÇÃO ENTRE AS NORMAS

As normas tem suas diferentes considerações sobre as ações dos carregamentos móveis, porém pode ser constatada uma uniformidade de critérios em relação às divisões de faixas trafegáveis entre as normas da AASHTO e EUROCODE. Além disso, todas as normas estão sempre buscando o aperfeiçoamento do seu veículo padrão mais aproximado à realidade, referente a cada país.

A NBR 7188:2013 e a AASTHO (2012) definem um trem tipo específico, que são ponderados por coeficientes, a fim de contemplar o efeito das cargas dinâmicas. Entretanto, a norma Eurocode 1 (2003) propõe quatro modelos de carga, destinados a estabelecer os efeitos de tráfego de veículos, no qual o efeito das cargas dinâmicas já é contemplado nos modelos de carga, associados com as verificações de estado limite último e algumas verificações de serviço. A seguir na tabela 9 estão apresentadas as principais características dos carregamentos de cada norma supracitada.

Tabela 9- Comparação entre as normas.

NORMA	VEÍCULO	PESO TOTAL	GEOMETRIA/ ARRANJO
NBR 7188:2013	TB-45	450 kN	 <p>P = 75 kN, três eixos de carga afastados entre si em 1,5 m, com área de ocupação de 18,0 m<sup>2</sup>, circundada por uma carga uniformemente distribuída constante p = 5 kN/m<sup>2</sup></p>
Eurocode 1 (2003)	Modelo de Carga 1	Sistema Tandem - Carga por eixo e uniformemente distribuída	 <p>A carga por eixo e a uniformemente distribuída varia de acordo com a faixa de tráfego.</p> <p>Q<sub>máx</sub> = 300 kN q<sub>máx</sub> = 9 kN/m</p>
	Modelo de Carga 2	Carga por eixo simples - 400kN	 <p>A distância entre pneus é fixada em 2,00 m. A área de contato dos pneus é definida em 0,35 m na direção longitudinal e 0,60 m na direção transversal</p>
	Modelo de Carga 3	Veículos Especiais 600 kN - 3600 kN	A geometria varia de acordo com a carga por eixo, existindo eixos com: 150 kN, 200 kN, e 240 kN
	Modelo de Carga 4	Carga de Multidão	Consiste em uma carga uniformemente distribuída, incluindo os efeitos dinâmicos das cargas móveis, de 5 kN/m <sup>2</sup>
	Para obter a carga de projeto o Eurocode 1 (2003) divide o trecho trafegável em faixas de projeto, de acordo com a dimensão do tabuleiro, geralmente com 3,00 m		
AASHTO - LRFD (2012)	Design Truck - HS20-44 + Carga distribuída	327 kN + 9,52 kN/m	
	Design Tandem + Carga distribuída	113,40 kN + 9,52 kN/m	
Considerar uma carga distribuída de 9,52 kN/m e uma carga de multidão de 3,59 kN/m <sup>2</sup>			

(Fonte: Autor, 2023)

As normas estudadas definem faixas de tráfego ao longo do tabuleiro e também preveem a passagem simultânea de mais de um trem-tipo. Porém a probabilidade de ocorrência de um carregamento crítico simultâneo e atuando em todas as faixas carregadas também é levada em consideração, aplicando-se coeficientes de redução conforme as dimensões do tabuleiro.

A NBR 7188 (2013) apresenta dois coeficientes de impacto, sendo um deles o coeficiente de impacto vertical (CIV) e o outro o coeficiente de impacto adicional (CIA). A norma brasileira esclarece que o CIV amplifica a ação da carga estática (veículo tipo e carga distribuída) simulando o efeito dinâmico da carga em movimento e a suspensão dos veículos automotores, enquanto o CIA é destinado à majoração da carga móvel característica (veículo tipo e carga distribuída) devido à imperfeição e/ou descontinuidade da pista de rolamento no caso de juntas de dilatação, extremidades das obras, estruturas de transição e acessos.

A NBR 7188 (2013) apresenta ainda o coeficiente de número de faixas (CNF), que é considerado para levar em conta a probabilidade da carga móvel (veículo tipo e carga distribuída) ocorrer em função do número de faixas.

Nos Estados Unidos, segundo a ASHTO LRFD *Bridges Design Specifications* (2012) os coeficientes de impacto são denominados como fatores de impacto (IM), e as normas vigentes determinam as expressões correspondentes, nas quais é considerado o comprimento do vão que produz a máxima solicitação na seção. Os normativos ainda reforçam que não são aplicados coeficientes de impacto à carga móvel distribuída e para análise de elementos que constituem as juntas do tabuleiro o fator de impacto vale 75%.

O Código Europeu, EN 1991-1:2003 tem distintos coeficientes de impacto. Cada país europeu estabelece parâmetros particulares de acordo com a realidade local. No referido código, a amplificação dinâmica já é incluída nos valores da carga móvel. O critério da Europa inclui aspectos como velocidade permitida na pista, frequência natural da ponte, continuidade da estrutura e comprimento do vão.

As abordagens seguidas pelas normas brasileiras e internacionais diferem ainda no que diz respeito à metodologia de aplicação da carga móvel. A norma brasileira oferece um método de aplicação mais simples, considerando um único veículo, enquanto as normas internacionais, aplicam duas cargas móveis, o veículo tipo e uma carga uniformemente distribuída.

### 3.7 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS (MEF) EM ESTRUTURAS

O MEF é uma técnica numérica que basicamente consiste em encontrar soluções aproximadas para equações diferenciais parciais, dividindo um corpo em pequenas partes conhecidas como

elementos finitos. Formulações obtidas a partir do MEF sobre as leis e princípios que regem o comportamento do corpo geralmente resultam em um conjunto de equações simultâneas que podem ser resolvidas por procedimentos diretos ou iterativos (ZIENKIEWICZ E TAYLOR,2000).

Segundo (REZENDE ET AL, 2006), a modelagem numérica de um sistema físico qualquer consiste em simulá-lo por meio de uma aproximação matemática. Faz-se uso de um conjunto de elementos finitos inter-relacionados, os quais representam de maneira satisfatória o sistema de interesse.

A finalidade da análise de elementos finitos segundo (CAVALCANTE, 2016) é determinar a resposta por meio de deslocamentos e tensões de determinada estrutura para um definido conjunto de cargas e condições de contorno. Corresponde a um procedimento de análise onde a estrutura – sua geometria, propriedades do material, condições de contorno e cargas – é bem definida com o objetivo de determinar a sua resposta.

O MEF em síntese trata o problema contínuo como discreto. No problema contínuo a subdivisão do corpo é continuamente indefinida e o problema é estudado apenas por uma abstração matemática de um infinitesimal, gerando equações diferenciais complexas. Já no problema discreto, objetiva-se dividir o corpo em um número finito de variáveis, nos quais se aplicam conceitos numéricos a fim de se atingir as respostas (CAVALCANTE, 2016).

A ideia básica do MEF é dividir o corpo em elementos finitos, geralmente denominados apenas por elementos, unidos por nós, e obter uma solução. Na figura 8 pode-se observar a geração da malha de elementos finitos, esse processo ocorre a partir da discretização da estrutura em elementos finitos que podem assumir diversas geometrias, a exemplo das geometrias triangular ou retangular. Dessa forma, é gerada uma malha de elementos finitos, que por sua vez pode ser refinada aumentando-se o número de elementos da malha ou alterando a geometria dos elementos finitos, a fim de se obter resultados mais exatos que convergem para a solução aproximada do problema real (FISH; BELYTCHKO, 2009).

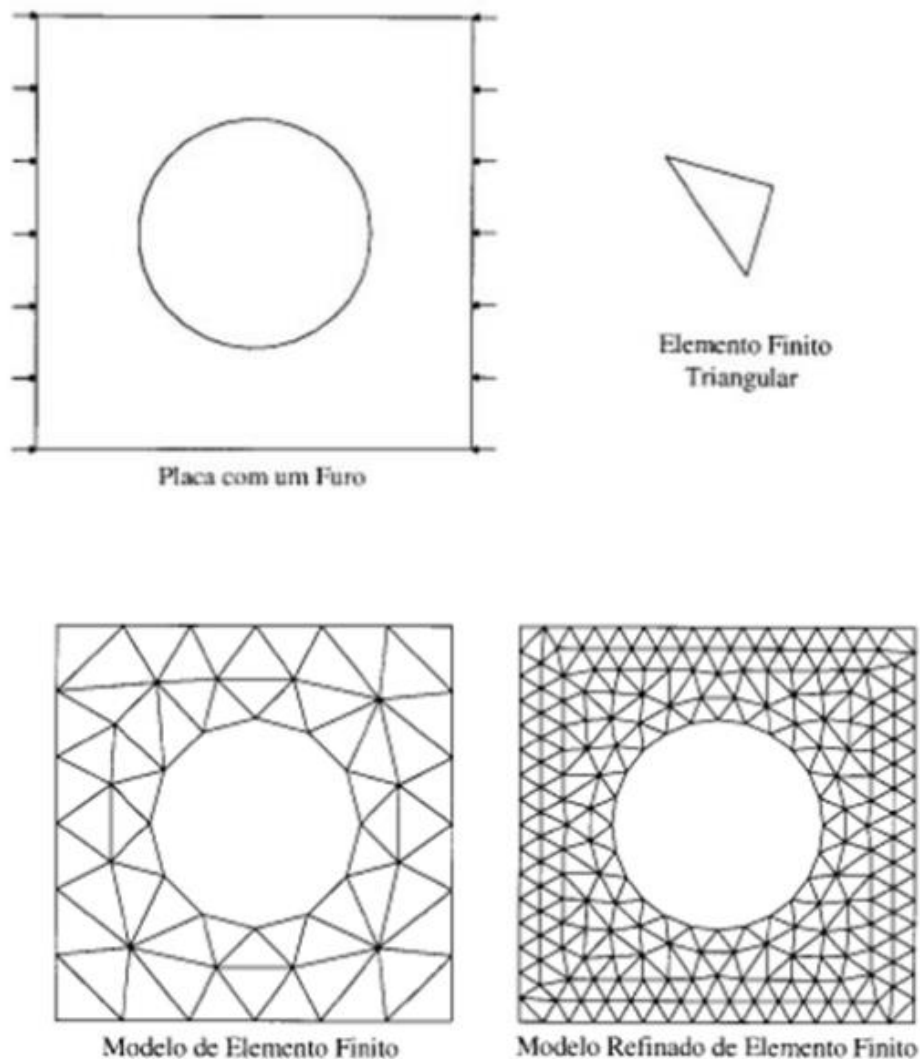


Figura 8- Geometria, cargas e malha. (Fonte: Fish e Belytshko, 2009).

A malha representa a união das subdivisões dos elementos, desse modo a eficiência da malha dependerá da adaptação do refinamento feito. O refinamento é uma importante etapa, pois define como será a subdivisão dos elementos, de modo que sua boa execução irá influenciar na qualidade da malha (GIL, 2014).

Quando aplicamos o MEF nas análises de pontes, existem algumas questões e problemas comuns que necessitam ser observados (FU e WANG, 2015). Estas questões incluem:

- 1- Quais tipos de elementos devem ser usados para a modelagem das estruturas;
- 2- Quando um modelo 2D é suficiente e quando um modelo 3D é necessário; e
- 3- Como interpretar corretamente resultados do MEF a partir da perspectiva da engenharia de pontes, especialmente quando a estrutura é modelada como elementos de placa.

Os elementos de pórtico ou barra geral são elementos lineares com apenas dois nós. Esses elementos se comportam como uma viga podendo estar sob tração ou compressão axial ou uma combinação de viga e elementos de treliça. A maior parte dos pacotes de MEF combinam os comportamentos de vigas, treliças e elementos submetidos a torção como um elemento de quadro – a maior parte dos elementos usados em análises de pontes.

### 3.7.1 CSIBRIDGE

O CsiBridge é uma ferramenta para modelagem, análise e projeto de estruturas de pontes. Ele foi desenvolvido pela Computers and Structures Inc., uma empresa americana. Usando o CsiBridge é possível definir geometrias de pontes complexas, condições de contorno e casos de carga (KOTTALIL *et al*, 2019). O software cria modelos de espinha, casca ou objetos sólidos que são atualizados automaticamente e conforme a definição da ponte os parâmetros são alterados. O CsiBridge permite a execução do projeto de uma ponte com os seguintes recursos:

- Análise Dinâmica e Estática
- Método de Energia, para Controle de Deriva
- Análise Linear e Não Linear
- Análise de faixas segmentadas
- Análise P-Delta
- Análise de Parâmetros
- Análise de inadimplência

O software contém provisão para linhas de layout, vãos, encontros, pilares, lajes, casos de carga (carga de veículo, carga em movimento, carga de parapeito, carga de material, etc). As principais etapas envolvidas no processo de modelagem incluem: Criar a(s) linha(s) de layout: As linhas de layout são linhas de referência usadas para definir o alinhamento horizontal e vertical da ponte e das faixas de rodagem. As linhas de layout são definidas usando estações para distância, rumos para alinhamento horizontal e níveis para alinhamento vertical. As linhas de layout podem ser retas, dobradas ou curvas, tanto horizontal quanto verticalmente. A principais etapas de modelagem e análise estão descritas na figura 9 a seguir.

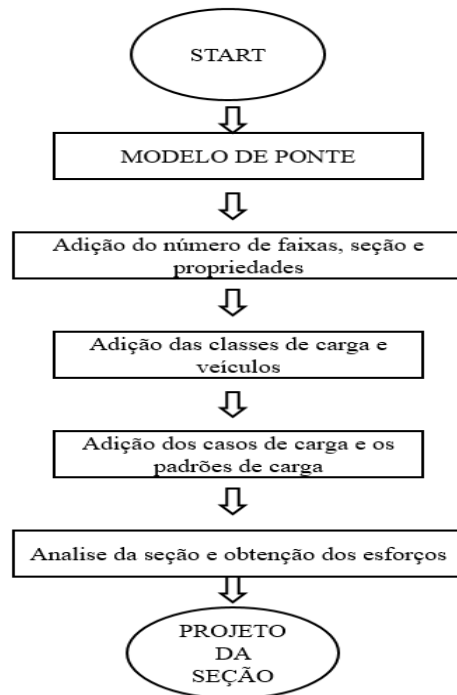


Figura 9- Fluxo de Modelagem no CSiBridge. (Fonte: Adaptado Dhanotia (2017)).

Segundo o *CSi Analysis Reference Manual* (2013), o elemento de barra ou pórtico (frame element) é um componente que pode ser usado para modelar vigas, pilares e treliças em um plano bidimensional ou tridimensional. O elemento de casca ou shell element é um tipo de objeto de área que é usado para discretizar membranas, placas e cascas planas ou tridimensionais.

#### 4- METODOLOGIA

O presente trabalho propõe uma análise de como os diferentes critérios adotados por cada uma das normas pode influenciar no resultado final do dimensionamento da estrutura, sendo então estabelecida uma comparação entre os três casos, para cada um dos modelos elaborados. O trabalho será realizado através das etapas apresentadas a seguir e descritas na EAP (Estrutura analítica de Projeto), apresentada na figura 10.

- a) Revisão bibliográfica (estudo das normativas brasileira, americanas e europeia, avaliando os efeitos dos carregamentos móveis descritos nas respectivas metodologias descritas nas normas nacional, americana e europeia).
- b) Definição dos carregamentos adotados de acordo com a norma brasileira;
- c) Definição dos carregamentos adotados de acordo com a norma norte-americana;
- d) Definição dos carregamentos adotados de acordo com a norma europeia;



- e) Análise comparativa dos carregamentos e coeficientes de cálculo;
- f) Definição e modelagem da geometria da estrutura de concreto armado que atenda às solicitações calculadas para os três casos com uso do *CSiBridge*;
- g) Dimensionamento da superestrutura de ponte segundo a norma brasileira com o uso do *CSiBridge*;
- h) Dimensionamento da superestrutura de ponte segundo a norma norte-americana o uso do *CSiBridge*;
- i) Dimensionamento da superestrutura de ponte segundo a norma europeia com o uso do *CSiBridge*;
- j) Análise comparativa dos esforços e armaduras;
- k) Análise do efeito dos coeficientes empregados na norma brasileira e normas internacionais;
- l) Considerações finais.

A construção do modelo da ponte selecionada, utilizando o software de elementos finitos CsiBridge® que é uma extensão do SAP2000®, voltada para análise de pontes. A modelagem por meio do método dos elementos finitos é proposta pelo fato desse método, em comparação aos métodos analíticos usuais, apresentar resultados mais exatos, tendo em vista que este método permite abordagem mais aproximada do comportamento real da estrutura, por considerar menos simplificações que a verificação analítica durante o processo de cálculo.

A superestrutura foi discretizada em um modelo de grelha composta por barras, elementos finitos de placa e restrições de apoios, os quais representam, respectivamente, as vigas, a laje e os apoios que compõem o tabuleiro da obra. A laje foi modelada sendo considerada apoiada diretamente sobre as vigas. Dessa forma, as vigas são analisadas como retangulares, sem considerar mesa colaborante. Foi utilizado o *software CsiBridge* para a obtenção dos diagramas dos esforços nos elementos estruturais analisados, através dos quais foi possível realizar o dimensionamento e uma segunda análise com o *software*.

As etapas de análise de um modelo são:

- a) Geração da geometria, características das propriedades mecânicas das barras, elementos finitos e restrições dos apoios;
- b) Discretização dos carregamentos da estrutura, tais como peso próprio, sobrecargas, cargas móveis;

- c) Discretização dos coeficientes de segurança, tais como coeficiente de impacto vertical, coeficiente de número de faixas, coeficiente de impacto adicional, coeficiente de múltipla presença, e coeficientes de ajuste.
- d) Análise do modelo;
- e) Verificação e análise dos resultados.

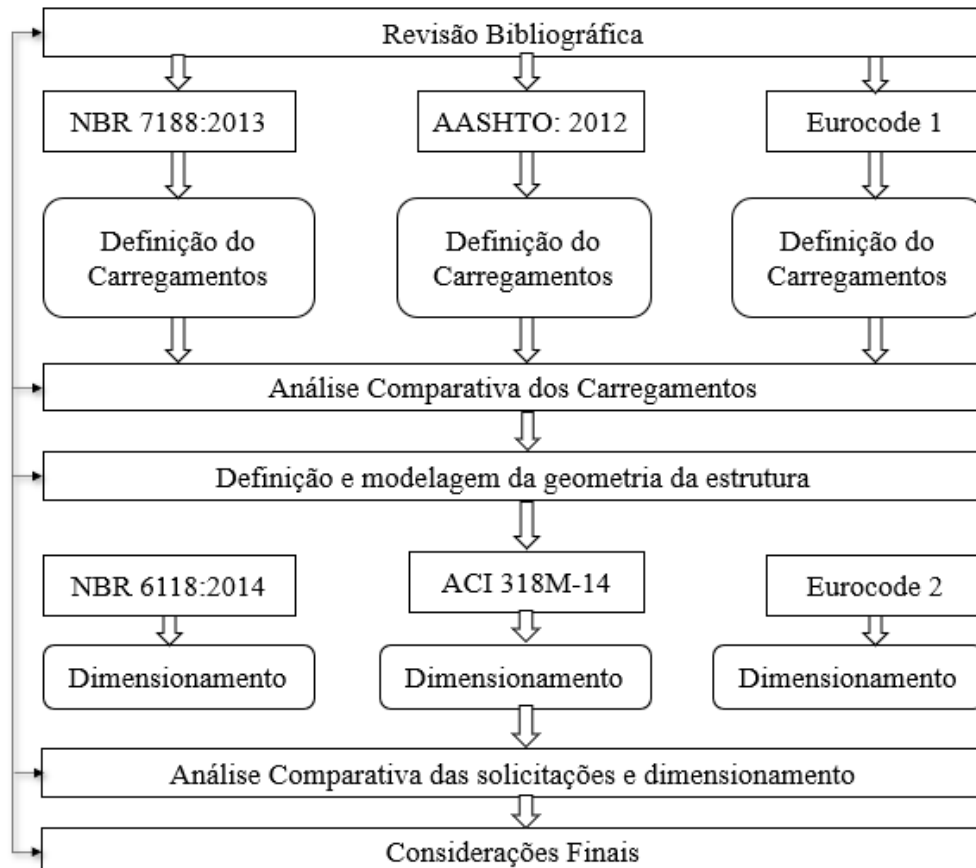


Figura 10- Estrutura analítica do projeto de pesquisa.

#### 4.1 GEOMETRIA DOS MODELOS

Uma vez que este trabalho versa sobre a comparação entre as abordagens propostas, não foram previstas vigas transversinas durante a definição da geometria da estrutura. As vigas longarinas possuem seção transversal com 30 cm de largura e 150 cm de altura, as vigas transversinas 30 cm de largura e 120 cm de altura e a laje possui 20 cm de espessura.

A análise engloba três abordagens, cada uma seguindo as premissas de uma das três normativas propostas (norma brasileira, norma europeia e norma americana). Conforme consta na figura 11, o tabuleiro é constituído de quatro longarinas e duas transversinas representadas por elementos de casca, tal como a laje do tabuleiro.

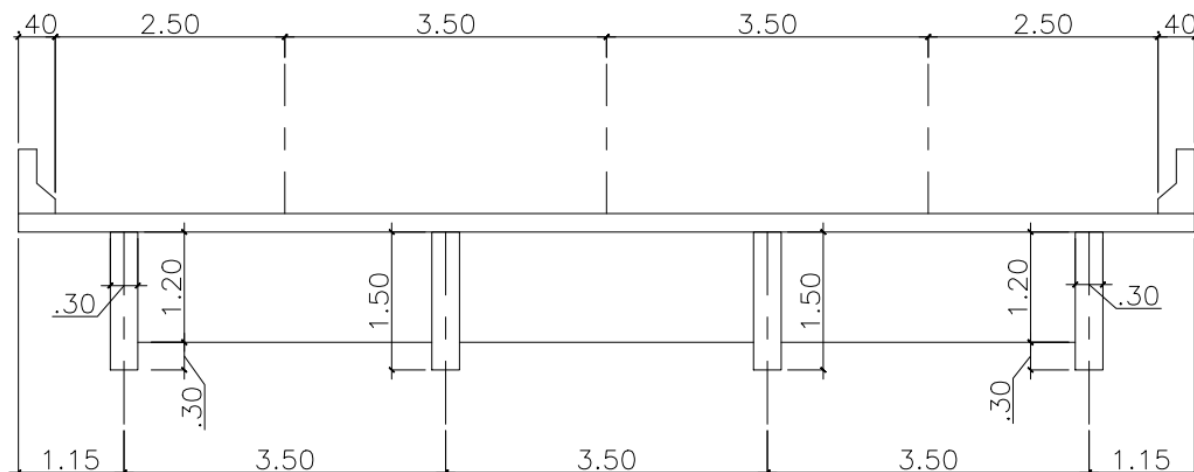


Figura 11- Seção transversal da superestrutura (medidas em metros).

Para a modelagem e dimensionamento da estrutura foi empregado o software comercial de análise estrutural *CSiBridge*. A ponte foi idealizada com elementos de área e casca, com todo modelo utilizando concreto fck 40 como material.

#### 4.2 DISCRETIZAÇÃO DO MODELO

A superestrutura foi discretizada em um modelo de grelha composta por barras, elementos finitos de placa e restrições de apoios, os quais representam, respectivamente, as vigas, a laje e os apoios que compõem o tabuleiro da obra. A laje foi modelada apoiada sobre as vigas. Dessa forma, as vigas são analisadas como retangulares, sem considerar mesa colaborante. Foi utilizado o *software CSiBridge* para a obtenção dos diagramas dos esforços nos elementos estruturais analisados, através dos quais foi possível realizar o dimensionamento e uma segunda análise com o *software CSiBridge*.

Conforme consta na figura 12, no apoio à esquerda foram travados os movimentos de translação nos eixos Z (sentido longitudinal da estrutura) e Y (eixo "y"), ficando liberadas a translação em X (sentido transversal da estrutura) e as rotações em X, Y e Z. No apoio à direita, foram travadas as translações e liberadas as rotações em X, Y e Z.



Figura 12- Modelo de ponte no CSiBridge.

#### 4.3 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Considerou-se, tanto para as vigas quanto para a laje, concreto com resistência característica à compressão ( $f_{ck}$ ) igual a 40 MPa, cujo módulo de elasticidade secante ( $E_{cs}$ ) é de 28688MPa. O aço utilizado é do tipo CA-50, cujo valor de resistência à tração ( $f_{yk}$ ) é igual a 500 MPa. Para o peso específico do concreto armado, será adotado o valor de 25 kN/m<sup>3</sup>.

#### 4.4 CARREGAMENTOS

As ações permanentes, tal como o peso próprio da estrutura é calculado pelo *CSiBridge* em função das definições de geometria e propriedades estabelecidas. Além disso, temos o peso próprio da pavimentação de 10 cm e peso específico de 24 KN/m<sup>3</sup> na faixa de rolamento e defensas de concreto, conforme a tabela 10.

Tabela 10- Ações Permanentes.

AÇÕES PERMANENTES		
PESO PRÓPRIO	Peso Próprio da Pavimentação e Recapeamento	4.4 KN/m <sup>2</sup>
	Peso Próprio defensas	27.8 KN/m <sup>2</sup>

Foram analisadas as ações variáveis compreendidas pelas cargas móveis, determinadas de acordo com cada uma das normas em estudo. As normas para dimensionamento de pontes rodoviárias indicam que os elementos da estrutura devem ser dimensionados pelo arranjo de cargas que produzirão as piores solicitações (momentos, cortantes etc.). Para tal, devem ser calculadas as linhas de influência para cada tipo de resultado, em vários pontos ao longo da ponte.

O fundamento do cálculo é a divisão de cada faixa em n divisões, número definido pelo usuário. As cargas foram aplicadas a essas faixas, de modo que foram calculadas as linhas de influência e os respectivos arranjos críticos de carga.

#### 4.4.1 NBR 7188

Para a norma Brasileira fez-se a divisão de toda a extensão transversal de rolamento em 8 faixas. A disposição das faixas foi definida de acordo com o apresentado na figura 13.

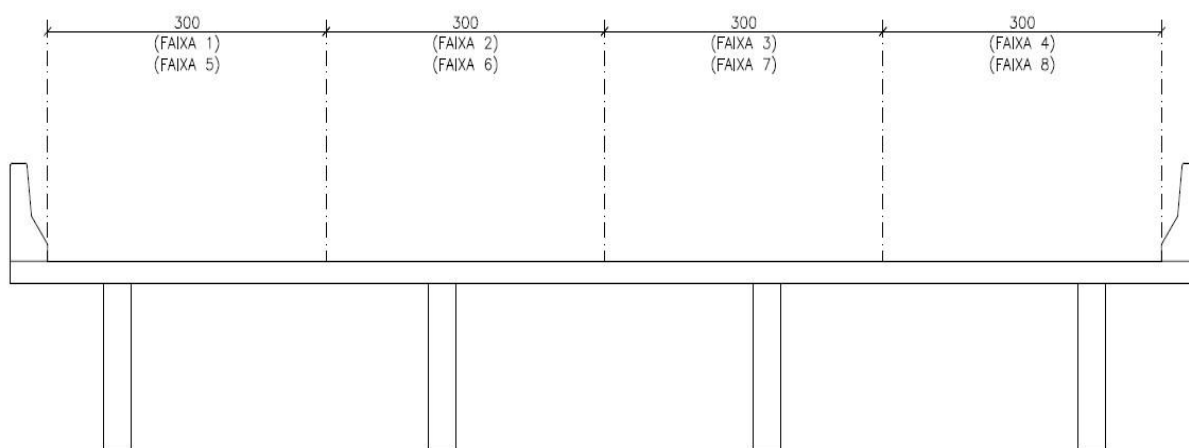


Figura 13- Faixas 1 a 8, definidas para o modelo segundo a norma brasileira (medidas em centímetros).

Os carregamentos referentes ao veículo tipo e à carga de multidão foram definidos conforme o preconizado pela NBR 7188 (ABNT, 2013). As informações sobre os eixos de cargas e sobre a área ocupada pelo veículo tipo, bem como as distâncias entre os eixos e entre rodas, são apresentadas na tabela 11.

O carregamento referente ao veículo tipo foi então atribuído às faixas, de modo a permutar longitudinal e transversalmente, entre elas. Analisando as linhas de influência e os respectivos arranjos críticos de carga, define-se o pior ponto de aplicação do carregamento. Na tabela 12, são apresentadas as informações que se referem à carga de multidão.

Tabela 11- Carregamento referente ao veículo tipo, segundo o preconizado pela NBR 7188.

<b>Veículo:TB-45</b>		
Distância transversal de ocupação de veículo tipo		3.00 m
Distância longitudinal de ocupação de veículo tipo		6.00 m
Rodas por eixo		2
Distância transversal entre rodas		2.00 m
Distância entre eixos		1.50 m
Eixo 1	Peso da roda 1	75 KN
	Peso da roda 2	75 KN
Eixo 2	Peso da roda 3	75 KN
	Peso da roda 4	75 KN
Eixo 3	Peso da roda 5	75 KN
	Peso da roda 6	75 KN

Tabela 12- Carregamento referente à carga de multidão segundo o preconizado pela NBR 7188.

<b>Carga de Multidão</b>		<b>5.00 KN/m<sup>2</sup></b>
Nº da Faixa	Largura da faixa	Carga
1	0.75	3.75 KN/m
2	3.5	17.50 KN/m
3	3.5	17.50 KN/m
4	3.5	17.50 KN/m
5	0.75	3.75 KN/m

#### 4.4.2 AASHTO LRFD

Para a norma Americana, fez-se a divisão de toda a extensão transversal de rolamento em 8 faixas. A disposição das faixas foi definida de acordo com o apresentado na figura 14.

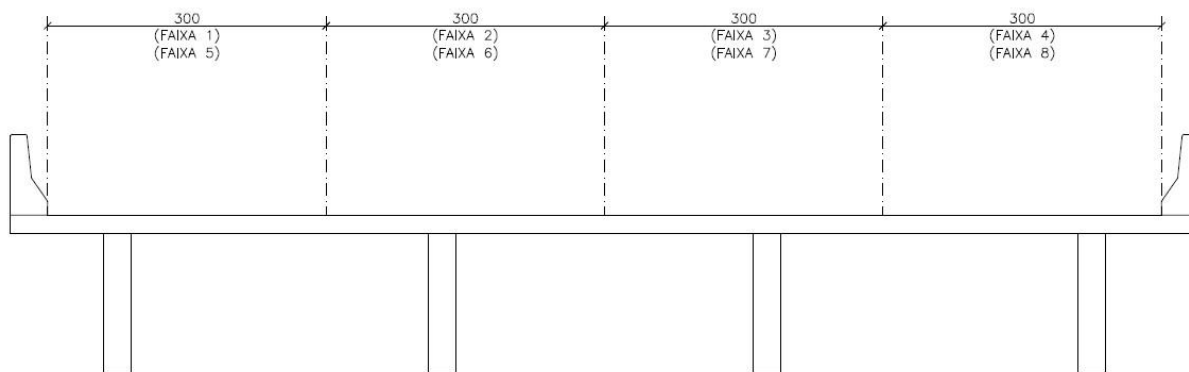


Figura 14- Faixas 1 a 8, definidas para o modelo segundo a norma americana (medidas em centímetros).

Os carregamentos referentes ao veículo tipo e à carga de multidão foram definidos conforme o preconizado pela *LRFD Bridge Design Specifications* (AASHTO, 2012). Dessa forma, foram definidos os carregamentos referente a dois tipos de veículo tipo – *design truck* e *design tandem* –, a fim de verificar a situação crítica.

As cargas móveis de veículos de projeto padrão da AASHTO, HL-93, são usadas como carga de tráfego para as análises CSiBridge. Os efeitos extremos de força, momento e cisalhamento em vigas para este exemplo, em qualquer localização de qualquer viga, são os maiores das 3 configurações de veículos:

- HL-93K: Design Truck e Design lane load;
- HL-93M: Design Tandem e Design lane load;
- HL-93S: 90% dos dois Design Truck e 90% do design lane load;

Foram adotadas duas configurações de veículos tipo. Primeiro, fez-se o arranjo considerando um veículo tipo *design truck* por faixa; posteriormente, considerou-se um veículo tipo *design tandem* por faixa. As informações sobre os eixos de cargas, bem como as distâncias entre os eixos e entre rodas, preconizadas para cada um dos veículos tipo propostos pela *LRFD Bridge Design Specifications*, são apresentadas nas tabelas 13 e 14.

Tabela 13- Carregamento referente ao veículo tipo design truck, segundo o preconizado pela AASHTO LRFD.

<b>Veículo tipo design truck</b>		
Rodas por eixo		2
Distância transversal entre rodas		1.83 m
Distância entre eixos		4.27 m
Eixo 1	Peso da roda 1	18.15 KN
	Peso da roda 2	18.15 KN
Eixo 2	Peso da roda 3	72.58KN
	Peso da roda 4	72.58KN
Eixo 3	Peso da roda 5	72.58KN
	Peso da roda 6	72.58KN

Tabela 14- Carregamento referente ao veículo tipo design tandem, segundo o preconizado pela AASHTO LRFD.

<b>Veículo tipo design tandem</b>		
Rodas por eixo		2
Distância transversal entre rodas		1.83 m
Distância entre eixos		1.22 m
Eixo 1	Peso da roda 1	55.63 KN
	Peso da roda 2	55.63 KN
Eixo 2	Peso da roda 3	55.63 KN
	Peso da roda 4	55.63 KN

Conforme preconizado pela *LRFD Bridge Design Specifications* (AASHTO, 2012), aplica-se uma carga uniformemente distribuída de 9,52 kN/m a cada uma das vias dedicadas, conforme apresentado na tabela 15.

Tabela 15- Carregamento referente à carga design lane load, preconizado pela AASHTO LRFD, atribuído às faixas 5, 6, 7 e 8.

<b>Nº de Faixa</b>	<b>Largura da faixa (m)</b>	<b>Carga linear (KN/m)</b>
5	3.00	9.52
6	3.00	9.52
7	3.00	9.52
8	3.00	9.52



Além disso, a *LRFD Bridge Design Specifications* (AASHTO, 2012) determina que seja aplicada, a todo o tabuleiro, uma carga referente à ocupação de pedestres no valor de 3,59 kN/m<sup>2</sup>. Na tabela 16 são apresentadas as informações referentes a esse carregamento.

Tabela 16- Carregamento referente à carga de multidão, preconizado pela AASHTO LRFD, atribuído às faixas 5, 6, 7 e 8.

Carga de Multidão		3.59 KN/m <sup>2</sup>
Nº da Faixa	Largura da faixa (m)	Carga (KN/m)
5	3.00	10.77
6	3.00	10.77
7	3.00	10.77
8	3.00	10.77

#### 4.4.3 EN 1991-2:2003

Para a norma Europeia, fez-se a divisão de toda a extensão transversal de rolamento em 8 faixas, considerando uma configuração diferente da norma brasileira. A disposição das faixas foi definida de acordo com o apresentado na figura 15.

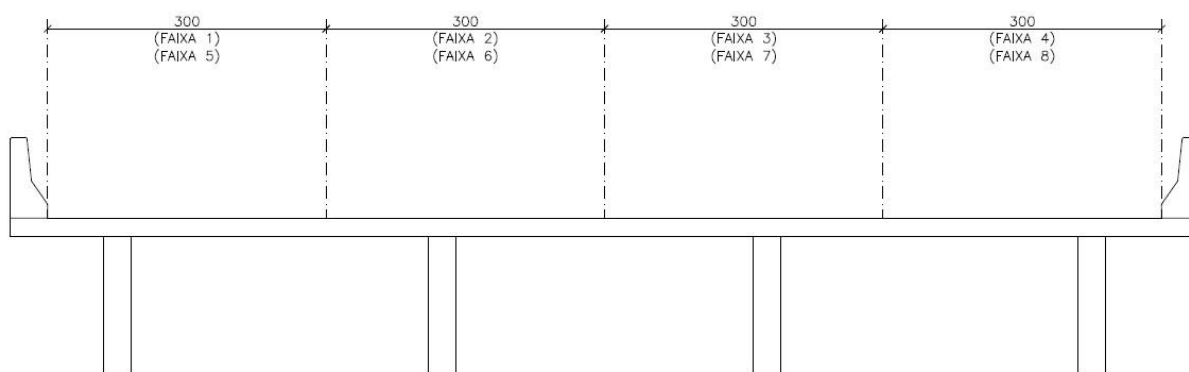


Figura 15- Faixas 1 a 8, definidas para o modelo segundo a norma europeia (medidas em centímetros).

Os carregamentos referentes ao veículo tipo e à carga de multidão foram definidos conforme o preconizado pelo EN 1991-2:2003. Dessa forma, para cada uma das vias dedicadas é considerada a atuação de um sistema tandem. O arranjo é feito de modo a produzir os efeitos mais desfavoráveis. As informações sobre os eixos de cargas, bem como as distâncias entre os eixos e entre rodas, preconizadas para cada um dos veículos tipos propostos pelo EN 1991-2:2003, são apresentadas na tabela 17.

Tabela 17- Carregamento referente ao veículo tipo (VT1, VT2 e VT3), segundo o preconizado pelo EN 1991-2:2003.

Características		Veículo tipo 1	Veículo tipo 2	Veículo tipo 3
Rodas por eixo		2	2	2
Distância transversal entre rodas		2.00 m	2.00 m	2.00 m
Distância entre eixos		1.22 m	1.22 m	1.22 m
Eixo 1	Peso da roda 1	150 KN	100 KN	50 KN
	Peso da roda 2	150 KN	100 KN	50 KN
Eixo 2	Peso da roda 3	150 KN	100 KN	50 KN
	Peso da roda 4	150 KN	100 KN	50 KN

Cada veículo tipo permuta longitudinal e transversalmente apenas na faixa ao qual foi atribuído, e o programa então define o pior ponto de aplicação dos carregamentos, conforme disposto na tabela 18.

Tabela 18- Faixas de aplicação dos veículos tipos.

Nº de Faixa	Veículo tipo	Carga por eixo
1	VT1	300 KN
2	VT2	200 KN
3	VT3	100 KN
4	–	–

Na tabela 19, são apresentadas as informações que se referem às cargas uniformemente distribuídas. Define-se um carregamento por metro linear, a ser atribuído às faixas.

Tabela 19- Carregamento referente à carga de uniformemente distribuída, segundo o preconizado pelo EN 1991-2:2003.

Nº de Faixa	Veículo tipo Correspondente	Largura da faixa	Carga	Carga linear
5	VT1	3.00 m	9.00 KN/m <sup>2</sup>	27.00 KN/m
6	VT2	3.00 m	2.50 KN/m <sup>2</sup>	7.50 KN/m
7	VT3	3.00 m	2.50 KN/m <sup>2</sup>	7.50 KN/m
8	–	3.00 m	2.50 KN/m <sup>2</sup>	7.50 KN/m

Além disso, o EN 1991-2:2003 instrui que deve ser aplicada, a todo o tabuleiro, uma carga referente à ocupação de pedestres. Para tal, adota-se o modelo de carga 4, descrito em 3.2.2.1.3, que indica um valor de 5 kN/m<sup>2</sup> para a carga de multidão, conforme a tabela 20.

Tabela 20- Carregamento referente à carga de multidão, segundo o preconizado pelo EN 1991-2:2003.

<b>Carga de Multidão</b>		<b>5.00 KN/m<sup>2</sup></b>
Nº da Faixa	Largura da faixa (m)	Carga (KN/m)
5	3.00	15.00
6	3.00	15.00
7	3.00	15.00
8	3.00	15.00

#### 4.5 COMBINAÇÕES

As combinações foram definidas levando-se em consideração as descrições normativas indicadas e explicadas no item 3.3 deste trabalho. As combinações referentes à norma brasileira são apresentadas na tabela 21.

Tabela 21- Combinações definidas para o modelo referente à NBR 7188.

<b>Peso próprio</b>	<b>Guarda-rodas</b>	<b>Pavimento</b>	<b>Veículo tipo</b>	<b>Multidão</b>
1.35	1.35	1.35	1.50	1.05
1.35	1.35	1.35	1.05	1.50
1.00	1.00	1.00	0.30	0.40
1.00	1.00	1.00	0.50	0.40
1.00	1.00	1.00	0.30	0.60
1.00	1.00	1.00	1.00	0.60
1.00	1.00	1.00	0.50	1.00

As combinações referentes à norma europeia são apresentadas na tabela 22.

Tabela 22 - Combinações definidas para o modelo referente ao EN 1991-2:2003.

<b>Peso próprio</b>	<b>Guarda-rodas</b>	<b>Pavimento</b>	<b>Veículo tipo</b>	<b>UDL</b>	<b>Multidão</b>
1.05	1.05	1.05	1.35	0.54	0.00
1.05	1.05	1.05	1.01	1.35	0.00
1.05	1.05	1.05	1.01	0.54	1.35
1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
1.00	1.00	1.00	0.75	0.00	0.00
1.00	1.00	1.00	0.00	0.40	0.00
1.00	1.00	1.00	1.00	0.40	0.00
1.00	1.00	1.00	0.75	1.00	0.00
1.00	1.00	1.00	0.75	0.40	1.00

Nas tabelas 23 e 24 são apresentadas as combinações referentes à norma americana.

Tabela 23 - Combinações definidas para o modelo referente à AASHTO LRFD, quando analisado o veículo tipo *truck*.

<b>Peso próprio</b>	<b>Guarda-rodas</b>	<b>Pavimento</b>	<b>Veículo tipo <i>truck</i></b>	<b><i>Lane load</i></b>	<b>Multidão</b>
1.40	1.40	1.40	0.00	0.00	0.00
1.20	1.20	1.20	1.60	1.60	1.60

Tabela 24 - Combinações definidas para o modelo referente à AASHTO LRFD, quando analisado o veículo tipo *tandem*.

<b>Peso próprio</b>	<b>Guarda-rodas</b>	<b>Pavimento</b>	<b>Veículo tipo <i>tandem</i></b>	<b><i>Lane load</i></b>	<b>Multidão</b>
1.40	1.40	1.40	0.00	0.00	0.00
1.20	1.20	1.20	1.60	1.60	1.60

## 4.6 MODELAGEM

Conforme mencionado no escopo deste trabalho será analisada a ação variável compreendida pela carga móvel, determinada de acordo com cada uma das normas em estudo.

Para o cálculo da carga móvel, foi utilizado o *software CSiBridge*. As normas para dimensionamento de pontes rodoviárias indicam que os elementos da estrutura devem ser dimensionados pelo arranjo de cargas que produzirão as piores solicitações (momentos, cortantes etc.). Para tal, devem ser calculadas as linhas de influência para cada tipo de resultado, em vários pontos ao longo da ponte.

- Inicialmente, é definido o modelo geométrico, que é então carregado com todas as cargas (peso próprio, pavimentação etc.), exceto as cargas de veículo e cargas de multidão. O modelo é então calculado estaticamente;
- Calculadas as cargas permanentes, define-se, as faixas, as cargas nas faixas e os carregamentos;
- O cálculo é orientado pelo usuário, que, seguindo o preconizado pelas normas, especifica parâmetros, como o número de faixas que podem ser carregadas simultaneamente e os valores atribuídos para as cargas;

O fundamento do cálculo é a divisão de cada faixa em  $n$  divisões, número definido pelo usuário. As cargas são aplicadas a essas faixas, de modo que podem então ser calculadas as linhas de influência e os respectivos arranjos críticos de carga.

O dimensionamento e análise da área de aço para a superestrutura foi feito através do software *CsiBridge*. Onde foram definidos os parâmetros de projeto específicos e então aplicados ao modelo da ponte durante um ciclo automatizado de análise. As principais etapas envolvidas no processo de modelagem foram:

1. - Definição do Modelo: Vigas (longarinas) e laje;
2. - Definição das propriedades dos materiais;
3. - Definir seções dos componentes estruturais;
4. - Devidir a laje em uma malha (mesh);
5. - Definir os Caregamentos (Loads Patterns);

6. - Definir cargas de veículos;
7. - Definir padrões de carga;
8. - Definir faixas na ponte;
9. - Atribuir as cargas Permanentes e Veículos tipos
10. - Definir casos de carga para análise.
11. - Determinar os apoios da estrutura
12. - Realizar a simulação de análise
13. - Verificar Esforços e armaduras após análise.

Para a análise do dimensionamento, vários coeficientes de cálculo foram variados e as quantidades de resposta como momento fletor, força de cisalhamento e torção foram analisados. O estudo foi realizado para vigas longarinas e laje de tabuleiro que formam o principal componente estrutural da superestrutura para o caso linear e o caso dinâmico.

Após a criação do modelo e a definição das cargas permanentes atuantes na superestrutura, o modelo foi calibrado e validado. Com o modelo calibrado e validado, são definidos os carregamentos móveis e as faixas de tráfego estabelecidas em cada uma das normativas. No Apêndice A deste trabalho, é apresentado todo o processo de modelagem da ponte, com as definições adotadas na geração do modelo explicadas detalhadamente.

## **5- RESULTADOS E DISCUSSÕES**

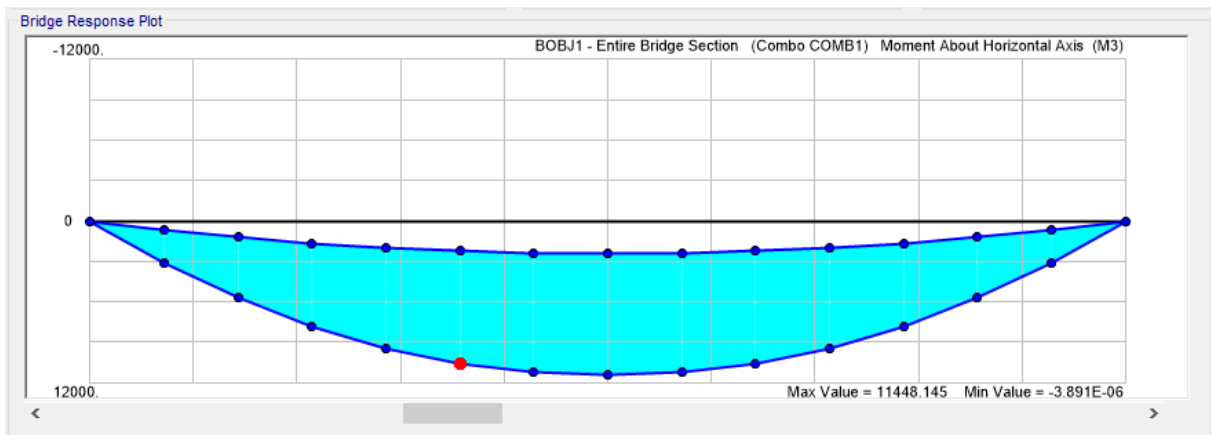
A seguir serão apresentadas as solicitações referentes a cada um dos carregamentos impostos à estrutura, bem como aquelas geradas pela envoltória das combinações estabelecidas para os casos propostos para cada norma. Assim, com os valores dos esforços máximos, foram avaliadas as diferenças de solicitações ocasionadas pelas ações dos trens-tipo, considerando as normas internacionais e a norma brasileira, aferindo-se as diferentes solicitações geradas entre os veículos de projeto.

## 5.1 SOLICITAÇÕES

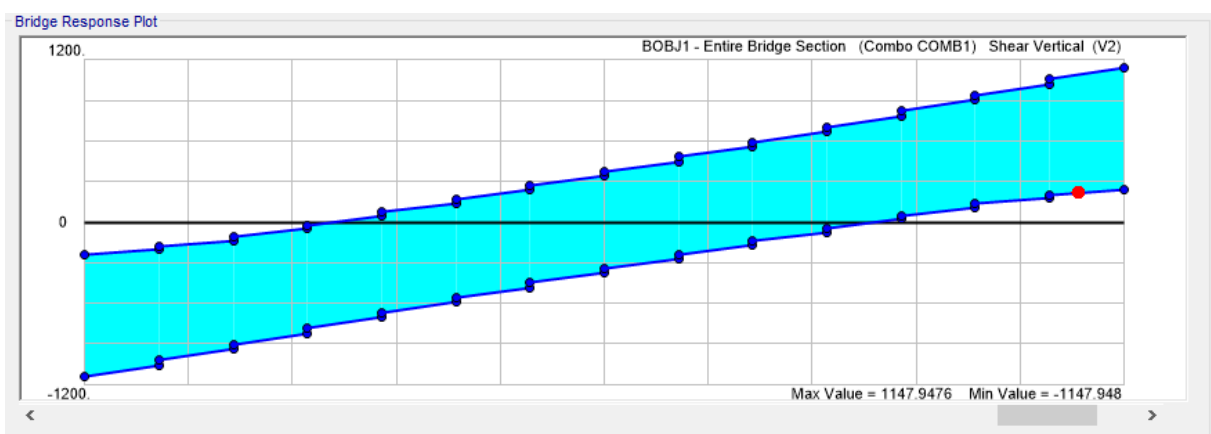
Foram observados maiores valores de solicitações para as vigas centrais. Portanto, por se caracterizarem como o caso crítico, a análise a seguir é feita para estas vigas. O carregamento referente à carga móvel foi aplicado de maneira que o veículo tipo permutasse em um dos lados do tabuleiro; assume-se, devido à simetria da superestrutura, as mesmas solicitações para o lado adjacente.

### 5.1.1 VIGAS LONGARINAS

As solicitações foram combinadas de modo que fossem obtidos os valores das solicitações máximas causadas pelos carregamentos. Na figura 16 a seguir são apresentados os diagramas típicos obtidos para as envoltórias dos esforços.



(a)



(b)

Figura 16 - (a) Diagrama de momento fletor  $M^B$  em torno de “Y”; (b) Diagrama do cortante  $V^S$ .

Na tabela 25 a seguir, são apresentados os valores máximos de solicitação obtidos para cada um dos carregamentos a que está submetida a estrutura para cada vão (*hs*) analisado, sendo  $M^B$  o momento fletor e  $V^S$  o esforço cortante, para as longarinas.

Tabela 25- Solicitações nas vigas longarinas impostas pelos carregamentos previstos em cada norma.

VÃO <i>hs</i>	NBR 7188		AASHTO HL - 93K		AASHTO HL - 93M		AASHTO HL - 93S		EUROCODE 1	
	$M^B$ (KN.m)	$V^S$ (KN)	$M^B$ (KN.m)	$V^S$ (KN)	$M^B$ (KN.m)	$V^S$ (KN)	$M^B$ (KN.m)	$V^S$ (KN)	$M^B$ (KN.m)	$V^S$ (KN)
20 m	4675,9	980,5	3394,1	736,0	3332,3	717,7	2596,1	427,7	4051,7	790,1
25 m	7289,1	1197,1	5313,3	898,2	5182,5	875,0	4438,2	571,0	6463,6	990,6
30 m	9388,6	1342,3	6857,5	1005,3	6675,9	979,8	5941,6	667,1	8450,2	1132,4
35 m	12233,8	1506,5	8914,1	1122,1	8666,0	1094,7	7940,3	772,2	11328,4	1314,3
40 m	15636,1	1681,4	11377,7	1247,1	11065,0	1218,3	10391,0	887,3	14594,1	1486,0
45 m	19474,2	1858,7	14138,8	1373,4	13764,7	1343,4	13170,3	1003,8	18275,5	1659,1

De maneira geral percebe-se que a normativa brasileira apresenta maiores valores que as normas internacionais, tanto para os momentos fletores  $M^B$  quanto para os esforços cortantes  $V^S$ . A norma europeia apresenta solicitações que correspondem a 80% - 95% daquelas apresentadas pela norma brasileira, enquanto a norma americana apresenta valores em torno de 40% - 70%, variando para cada vão analisado. Percebe-se que com o aumento do comprimento do vão a variação dos valores das solicitações diminuem para os carregamentos da norma americana, ou seja, apresentam valores próximos uns dos outros, todavia a variação dos valores das solicitações aumentam para os carregamentos da norma europeia conforme a figura 17.

Onde,  $\lambda$  é a razão percentual entre os esforços calculados pelas normas internacionais comparados com a norma brasileira, ou seja,  $\lambda_{AASHTO}^{M^B}$  é a razão entre o momento fletor calculado pela AASHTO e o momento fletor da NBR 7188 e  $\lambda_{AASHTO}^{V^S}$  é a razão entre o esforço cortante calculado pela AASHTO e NBR 7188.



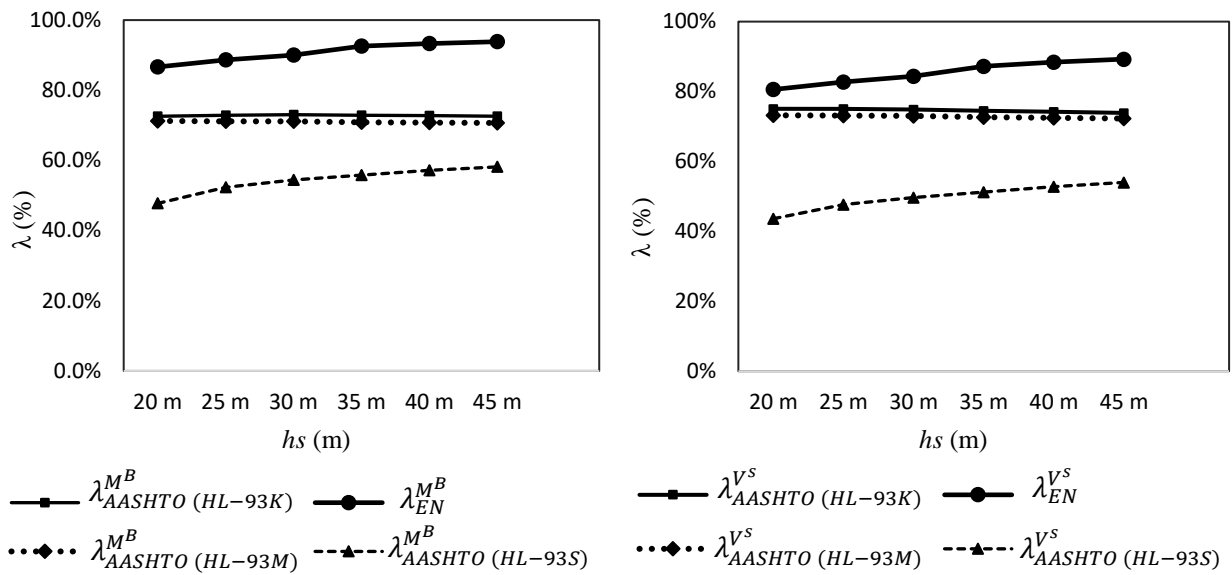


Figura 17- Variação percentual do momento fletor e esforço cortante das normas internacionais comparadas a norma brasileira NBR 7188.

### 5.1.2 VIGAS TRANSVERSINAS

Considerando o modelo adotado neste trabalho, as solicitações foram combinadas de acordo com o exposto no item 4.5. Da envoltória obtida a partir das solicitações geradas pelas combinações de ações, obtiveram-se os valores das solicitações máximas causadas pelos carregamentos, conforme apresentado na figura 18.

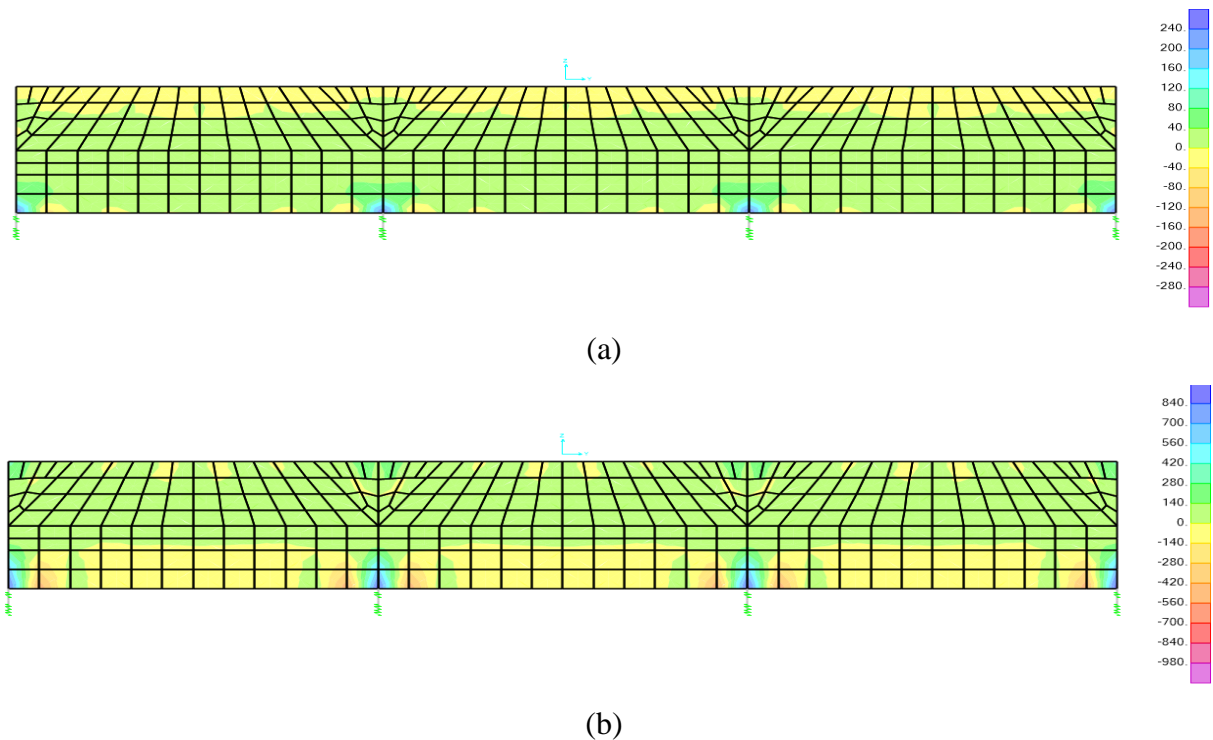


Figura 18- (a) Diagrama de momento fletor  $M^B$  em torno de “Y”; (b) Diagrama do cortante  $V^S$  gerados pela envoltória de combinações.

Na tabela 26, são apresentados os valores máximos de momentos  $M^B$  e esforço cortante  $V^S$ , obtidos para cada um dos carregamentos a que está submetida a estrutura para cada vão  $hs$  analisado.

Tabela 26 - Solicitações nas vigas transversinas impostas pelos carregamentos previstos em cada norma.

VÃO $hs$	NBR 7188		AASHTO HL - 93K		AASHTO HL - 93M		AASHTO HL - 93S		EUROCODE 1	
	$M^B$ (KN.m)	$V^S$ (KN)	$M^B$ (KN.m)	$V^S$ (KN)	$M^B$ (KN.m)	$V^S$ (KN)	$M^B$ (KN.m)	$V^S$ (KN)	$M^B$ (KN.m)	$V^S$ (KN)
20 m	259,6	238,4	150,7	225,8	146,2	206,4	55,9	44,0	243,5	228,4
25 m	305,5	246,1	212,3	229,3	185,7	206,8	71,4	51,7	306,4	249,7
30 m	343,8	252,8	256,4	243,4	223,0	210,2	81,0	56,6	361,5	271,6
35 m	385,9	275,4	287,6	255,7	246,7	222,3	89,5	57,0	442,8	306,3
40 m	454,3	289,0	338,9	272,8	291,3	232,7	99,3	62,4	542,1	340,2
45 m	523,8	304,0	389,0	289,6	335,5	247,1	109,0	67,8	646,2	376,1

A norma europeia apresenta os maiores valores de esforços, seguida da norma brasileira e americana respectivamente, onde o maiores esforços da AASHTO são gerados pelos carregamentos HL-93K, HL-93M e HL-93S em ordem decrescente de valores. Na figura 19 a seguir, é possível identificar a razão percentual dos esforços  $\lambda$  obtida pelas normas internacionais em relação a NBR 7188.

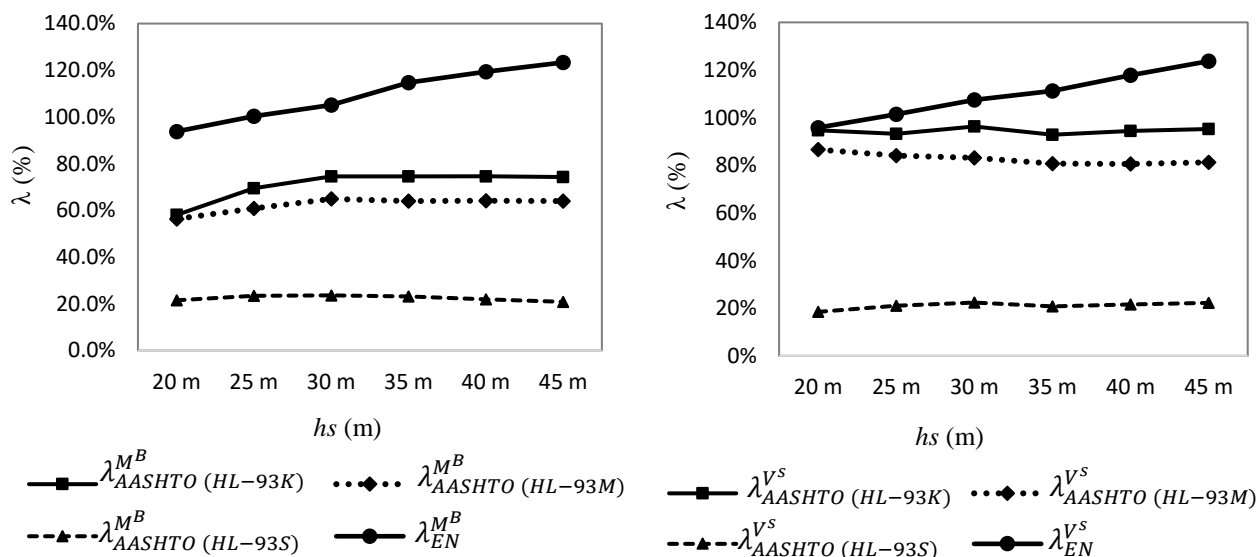


Figura 19- Variação percentual do momento fletor e esforço cortante das normas internacionais comparadas a norma brasileira NBR 7188.

## 5.2 DIMENSIONAMENTO

Para o dimensionamento dos elementos, teve-se como metodologia a utilização do *software CSiBridge* para obtenção dos esforços e planilhas para o cálculo da área de aço. A área de aço calculada para as vigas levou em conta a situação crítica, isto é, a viga mais solicitada para cada combinação de carga.

### 5.2.1 VIGAS LONGARINAS

Na tabela 27, são apresentadas as áreas de armaduras longitudinais e transversais a serem adotadas para as vigas longarinas de acordo com a normativa brasileira e as normativas internacionais.

Tabela 27 - Armaduras nas vigas longarinas calculadas para cada norma.

VÃO <i>hs</i>	NBR 6118		EUROCODE 2		AASHTO HL - 93K		AASHTO HL - 93M		AASHTO HL - 93S	
	$\rho_{NBR}^h$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_{NBR}^t$ (cm <sup>2</sup> /m)	$\rho_{EN}^h$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_{EN}^t$ (cm <sup>2</sup> /m)	$\rho_{NBR}^h$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_{NBR}^t$ (cm <sup>2</sup> /m)	$\rho_{EN}^h$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_{EN}^t$ (cm <sup>2</sup> /m)	$\rho_{EN}^h$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_{EN}^t$ (cm <sup>2</sup> /m)
20 m	78,95	16,12	66,93	11,45	55,68	10,13	54,67	9,68	36,04	4,13
25 m	126,46	21,43	110,25	16,37	89,63	14,10	87,11	13,53	63,05	6,08
30 m	168,07	24,99	148,77	19,84	117,86	16,73	114,30	16,10	85,58	8,44
35 m	230,53	29,01	209,58	24,30	158,26	19,59	153,20	18,92	117,36	11,01
40 m	317,22	33,29	290,25	28,50	210,50	22,65	203,73	21,95	158,66	13,84
45 m	451,22	37,64	405,49	32,75	277,72	25,75	267,21	25,01	209,55	16,69

Em relação à armadura longitudinal  $\rho_{NBR}^h$  calculada para as vigas, a área de aço obtida pela normativa brasileira apresenta os maiores valores, seguida da norma europeia  $\rho_{EN}^h$  e americana  $\rho_{AASHTO}^h$ . Para o cálculo da armadura transversal, a norma brasileira  $\rho_{NBR}^t$  também se apresenta os maiores valores de área de aço. A norma europeia, especifica a necessidade de uma área de estribos  $\rho_{EN}^t$  variando em torno de 70% - 90% da norma brasileira de acordo com o comprimento do vão *hs*, enquanto a norma americana apresenta uma variação  $\rho_{AASHTO}^t$  de 30% - 70%, para os carregamentos HL-93K, HL-93M e HL-93S, conforme a figura 20 abaixo.

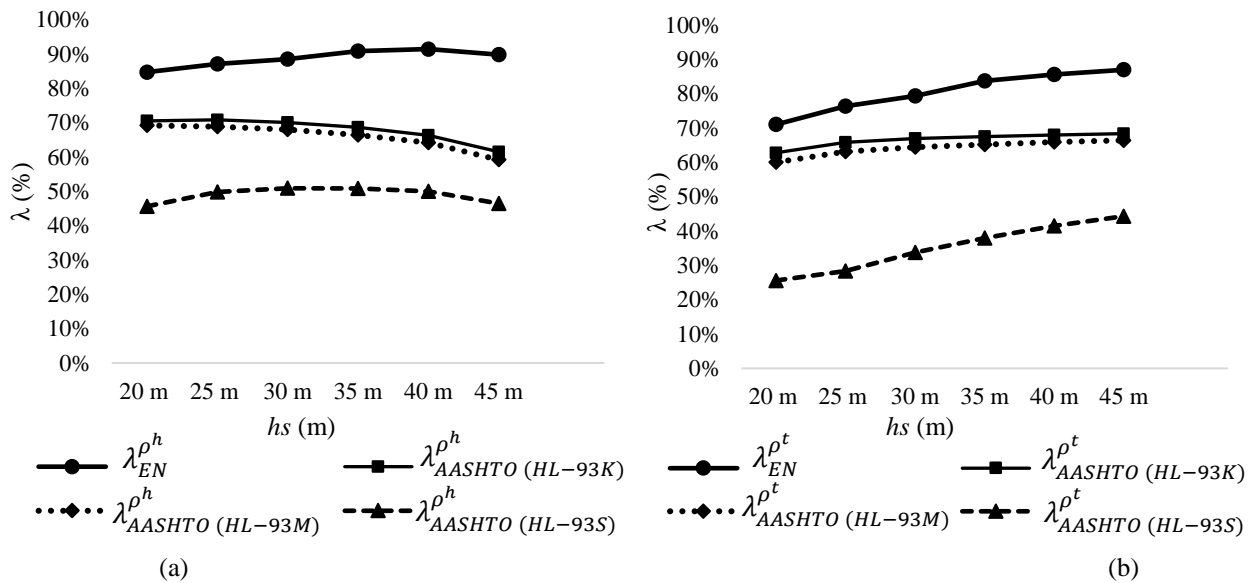


Figura 20- (a)Variação da armadura longitudinal das vigas longarinas com base na Norma Brasileira; (b) Variação da armadura transversal das vigas longarinas com base na Norma Brasileira NBR 6118.

### 5.2.2 VIGAS TRANSVERSINAS

Na tabela 28, são apresentadas as áreas de armaduras  $\rho$  a serem adotadas para as vigas transversinas de acordo com a normativa brasileira  $\rho_{NBR}$  e as normativas internacionais  $\rho_{EN}$  e  $\rho_{AASHTO}$ .

Tabela 28- Armaduras longitudinal e transversal nas vigas transversinas calculadas para cada norma.

VÃO $h_s$	NBR 6118		EUROCODE 2		AASHTO HL - 93K		AASHTO HL - 93M		AASHTO HL - 93S	
	$\rho_{NBR}^h$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_{NBR}^t$ (cm <sup>2</sup> /m)	$\rho_{EN}^h$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_{EN}^t$ (cm <sup>2</sup> /m)	$\rho_{NBR}^h$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_{NBR}^t$ (cm <sup>2</sup> /m)	$\rho_{EN}^h$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_{EN}^t$ (cm <sup>2</sup> /m)	$\rho_{EN}^h$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_{EN}^t$ (cm <sup>2</sup> /m)
20 m	5,18	3,32	4,86	2,85	2,99	2,72	2,90	1,84	1,13	1,25
25 m	6,10	3,68	6,12	3,84	4,23	2,89	3,70	1,86	1,44	1,20
30 m	6,87	3,99	7,23	4,88	5,11	3,55	4,45	2,03	1,64	1,16
35 m	7,72	5,06	8,87	6,51	5,74	4,13	4,92	2,61	1,81	1,65
40 m	9,10	5,69	10,86	8,11	6,77	4,93	5,82	3,11	2,01	1,96
45 m	10,51	6,40	12,97	9,79	7,78	5,72	6,71	3,80	2,21	2,52

Com o aumento do comprimento do vão  $h_s$  o eurocode exibe maiores valores de armadura longitudinal  $\rho_{EN}^h$ , seguida da NBR e AASHTO, o mesmo comportamento é observado para a armadura transversal. De maneira geral, a área de aço calculada para a AASHTO  $\rho_{AASHTO}$ , corresponde a cerca de 30% a 90 % do valor da NBR 6118  $\rho_{NBR}$ , enquanto o Eurocode2  $\rho_{EN}$  supera os valores obtidos pela NBR 6118, conforme a figura 21. Observa-se ainda que a armadura calculada para a norma americana AASHTO pelos carregamentos HL-93K, HL-93M e HL-93S apresenta uma variação entre os valores, onde o carregamento HL-

93K apresenta os maiores esforços e conseqüentemente as maiores armaduras longitudinal e transversal para a norma em questão.

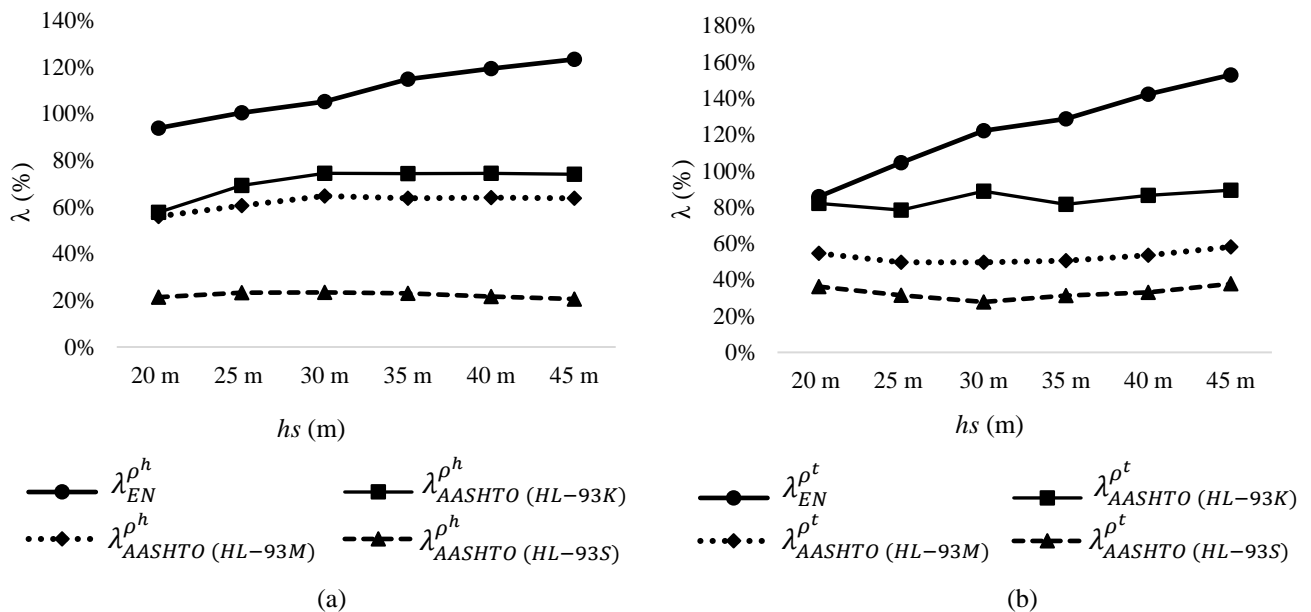


Figura 21- (a)Variação da armadura longitudinal das vigas transversinas com base na Norma Brasileira; (b) Variação da armadura transversal das vigas com base na Norma Brasileira NBR 6118.

### 5.3 PONDERAÇÃO DOS CARREGAMENTOS

Além das considerações de dimensionamento aplicados para cada norma individualmente, considerou-se a permutação da aplicação dos carregamentos distribuídos e veículos tipo padrão entre as normas, ou seja, permutou-se os carregamentos entre as normas considerando a geometria e distribuição de cargas por faixa. Além disso todas as demais considerações normativas e aplicação de coeficientes permaneceu inalterada para cada modelo, modificando apenas os veículos tipo padrão. As simulações para obtenção das solicitações foram realizadas no software CSiBridge, e posteriormente realizou-se o dimensionamento com o auxílio de planilhas.

#### 5.3.1 VIGAS LONGARINAS

A fim de aprofundar-se na análise dos resultados obtidos para o dimensionamento das vigas longarinas e transversinas, optou-se por uma abordagem alternativa. Considerando a permutação da aplicação dos carregamentos entre as normas, é possível obter valores máximos de solicitações para cada um dos carregamentos a que está submetida a estrutura para cada vão analisado, e observar o impacto causado na variação dos esforços e armaduras.

Tendo em vista que a geometria, coeficientes e disposição dos carregamentos permanecem inalterados, considerou-se para a norma americana o HL-93K como carregamento padrão, visto

que a substituição por carregamentos das demais normas nos demais padrões de carga americanos (HL-93M e HL-93S) retornaria o mesmo valor. As tabelas 29, 30 e 31 a seguir apresentam os esforços obtidos com a variação dos carregamentos normativos.

Tabela 29 - Solicitações nas vigas longarinas aplicando os carregamentos da NBR 7188 nas demais normas.

VÃO <i>hs</i>	AASHTO HL - 93K		EUROCODE 1	
	$M_{NBR-AASHTO}^B$ (HL-93K)	$V_{NBR-AASHTO}^S$ (HL-93K)	$M_{NBR-EN}^B$	$V_{NBR-EN}^S$
	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN)
20 m	4949,22	1067,97	4245,66	863,25
25 m	7492,46	1271,27	6816,35	1071,68
30 m	9512,17	1405,16	8580,26	1212,60
35 m	12259,02	1558,62	11136,55	1363,63
40 m	15518,02	1710,36	13972,42	1498,90
45 m	19193,80	1886,56	17135,44	1636,52

Tabela 30 - Solicitações nas vigas longarinas aplicando os carregamentos da AASHTO LRFD nas demais normas.

VÃO <i>hs</i>	NBR 7188		EUROCODE 1	
	$M_{AASHTO-NBR}^B$	$V_{AASHTO-NBR}^S$	$M_{AASHTO-EN}^B$	$V_{AASHTO-EN}^S$
	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN)
20 m	3388,26	711,73	3534,20	711,14
25 m	5425,27	885,82	5563,07	874,74
30 m	7090,79	1006,50	7227,02	991,06
35 m	9297,29	1135,02	9561,43	1133,71
40 m	11959,51	1273,41	12237,07	1270,49
45 m	14954,12	1413,10	15236,22	1407,73

Tabela 31 - Solicitações nas vigas longarinas aplicando os coeficientes do EN 1991-2:2003 nas demais normas.

VÃO <i>hs</i>	NBR 7188		AASHTO HL - 93K	
	$M_{EN-NBR}^B$	$V_{EN-NBR}^S$	$M_{EN-AASHTO}^B$ (HL-93K)	$V_{EN-AASHTO}^S$ (HL-93K)
	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN)
20 m	4815,88	1045,46	5253,89	1180,59
25 m	7321,82	1251,29	7706,74	1373,27
30 m	9325,72	1388,80	9651,44	1501,64
35 m	12022,96	1542,78	12267,99	1645,71
40 m	15242,55	1706,75	15358,83	1795,03
45 m	18865,22	1872,95	18834,80	1954,47

Aplicando os carregamentos padrão (TB-45 e carga de multidão) utilizados pela norma brasileira (NBR 7188), nas normas internacionais (AASHTO e Eurocode 1), percebe-se um aumento nos esforços cortantes  $V^S$  e momentos fletores  $M^B$  aplicados nas estruturas analisadas, entretanto essa diferença diminui com o aumento do comprimento do vão  $hs$  do tabuleiro. Isso deve-se a diminuição do valor do coeficiente de impacto vertical com o aumento do comprimento do vão conforme a figura 22. Quando se aplica o carregamento da (AASHTO HL-93K) na norma Brasileira e no Eurocode 1, observa-se uma redução tanto dos momentos fletores quanto dos esforços contantes (figura 23).

Todavia quando aplicados os carregamentos do eurocode na norma Brasileira (NBR 7188) ocorre uma redução dos momentos fletores e um aumento dos esforços cortantes, enquanto para a (AASHTO) ocorre um aumento de ambos os esforços, que diminuem proporcionalmente ao comprimento do vão  $hs$  do tabuleiro, ou seja, quanto maior o vão  $hs$  menor a redução  $\lambda_{AASHTO-NBR}^{M^B}$  ou aumento  $\lambda_{AASHTO-EN}^{M^B}$  dos esforços, conforme a figura 24.

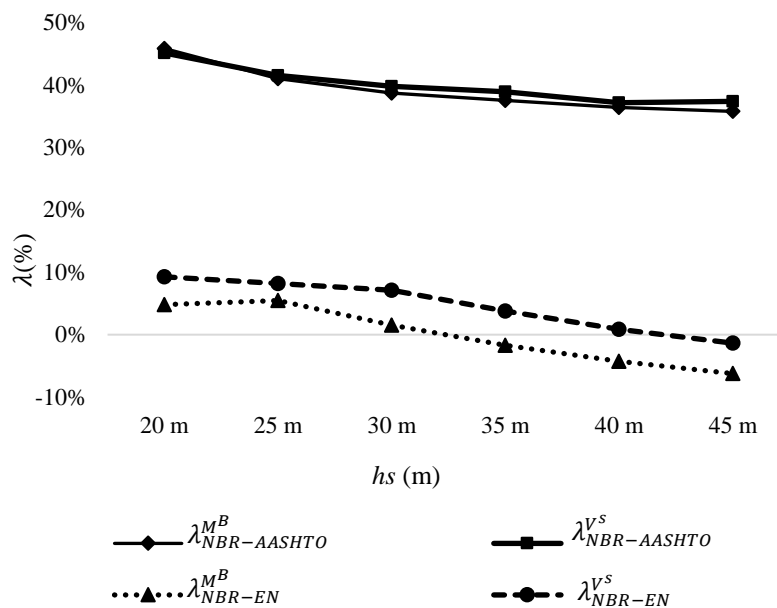


Figura 22- Variação das solicitações nas vigas longarinas aplicando os carregamentos da norma brasileira (NBR 7188) na AASHTO LRFD e EM 1991-2:2003.

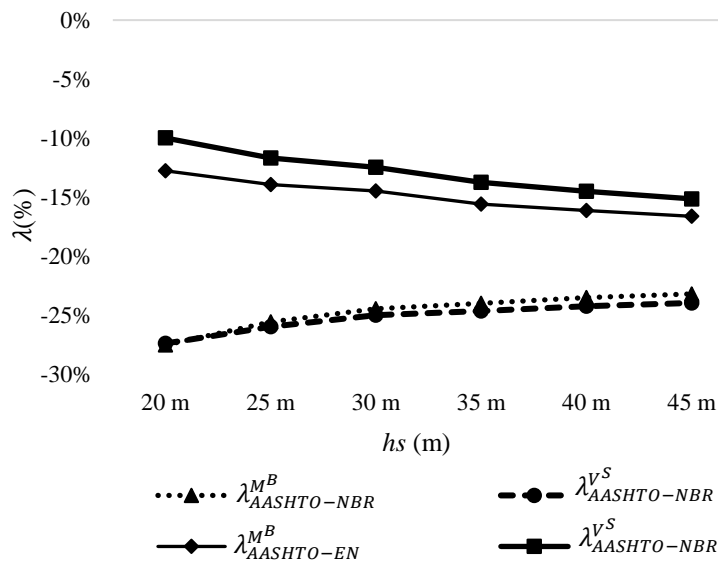


Figura 23- Variação das solicitações nas vigas longarinas aplicando os carregamentos da norma Americana (AASHTO LRFD) na NBR 7188 e EN 1991-2:2003.

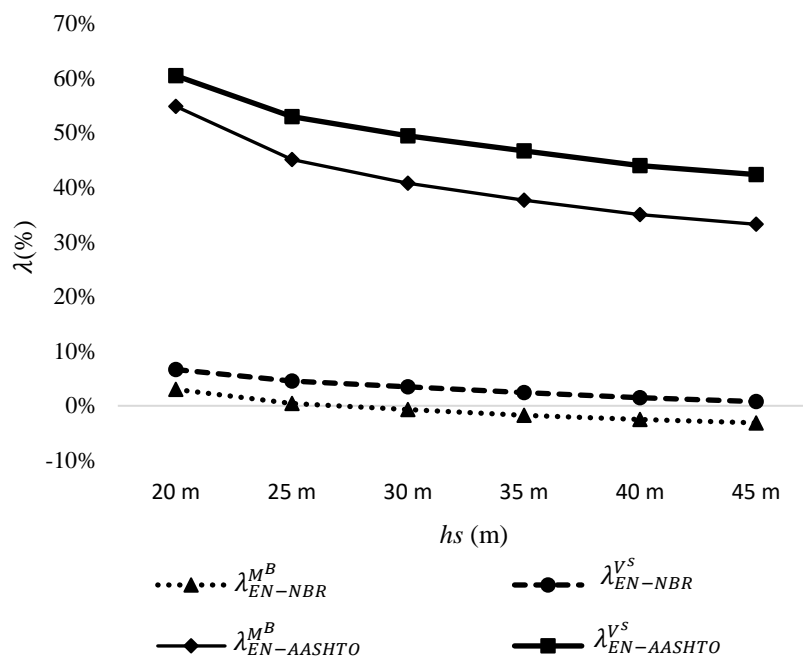


Figura 24- Variação das solicitações nas vigas longarinas aplicando os carregamentos da norma Europeia (EM 1991-2:2003) na NBR 7188 e AASHTO LRFD.

De maneira geral percebe-se que a normativa brasileira e europeia tem uma tendência de majorar os esforços com a aplicação dos seus carregamentos, enquanto a norma americana reduz os esforços. Com a aplicação dos carregamentos da norma brasileira NBR 7188 e do Eurocode 1 na AASHTO, percebe-se um aumento no valor dos esforços, onde os mesmos



superam os calculados pela NBR 6118 e Eurocode 2, ou seja, os carregamentos da norma americana geram menores solicitações.

Com a permutação da aplicação dos carregamentos entre as normas, é possível observar o impacto causado na variação da armadura nas vigas longarinas. A figuras 25, 26 e 26 a seguir apresentam as armaduras  $\rho$  obtidas com a variação dos carregamentos normativos.

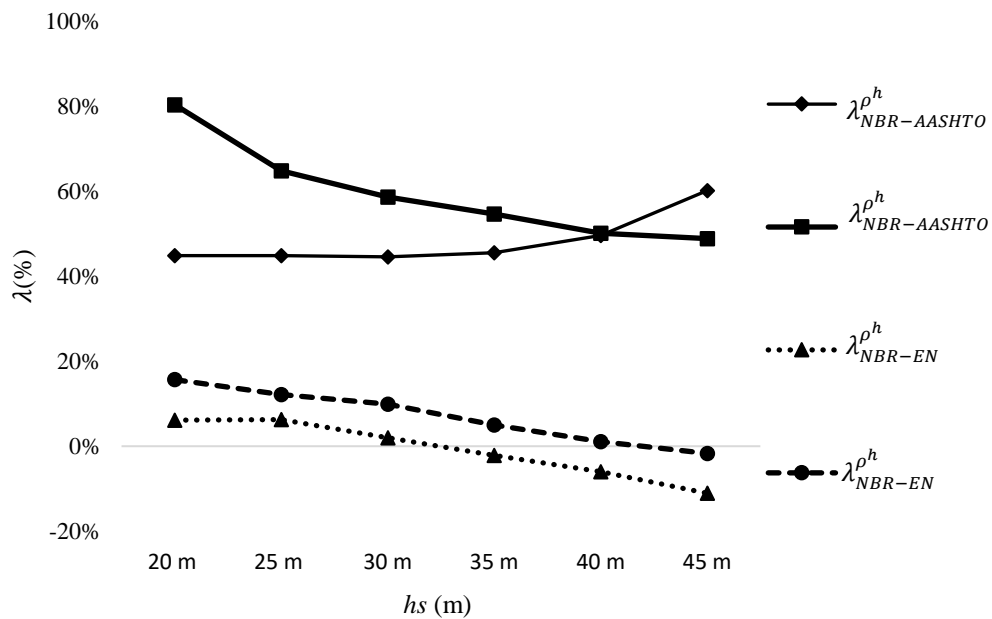


Figura 25 - Variação das armaduras nas vigas longarinas aplicando os carregamentos da norma brasileira NBR 7188.

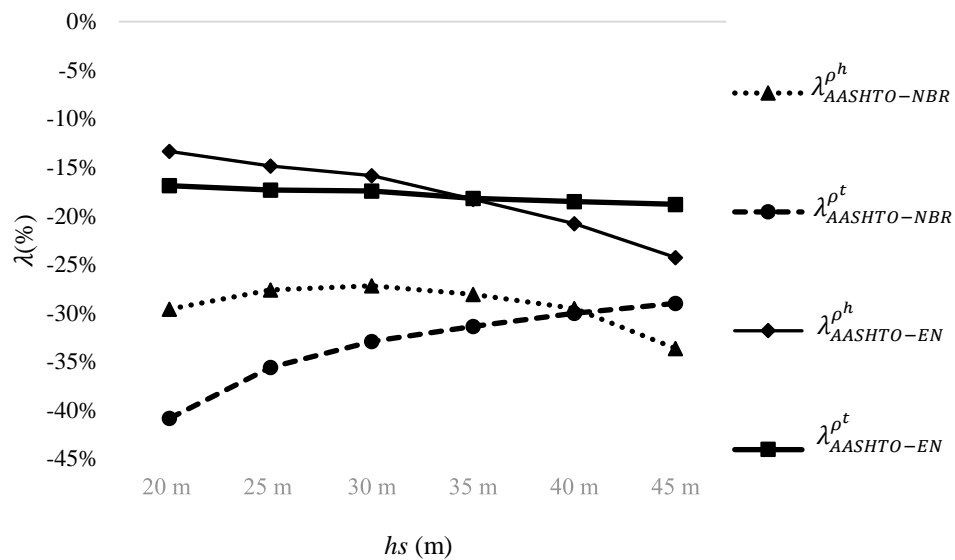


Figura 26 - Variação das armaduras nas vigas longarinas aplicando os carregamentos da norma Americana AASHTO LRFD.

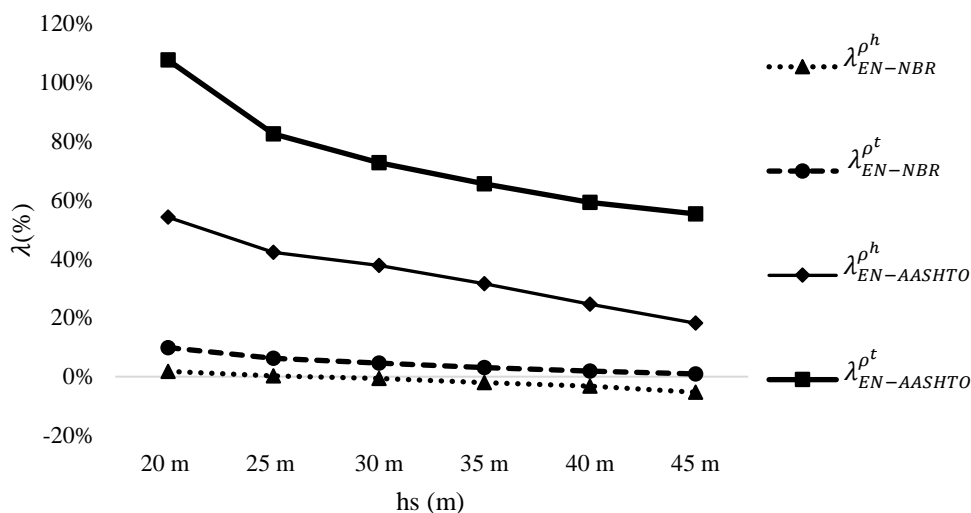


Figura 27 - Variação das armaduras nas vigas longarinas aplicando os carregamentos da norma Europeia EN 1991-2:2003.

De acordo com a figura 21, com a aplicação dos carregamentos da norma brasileira (NBR 7188), percebe-se um aumento das armaduras longitudinais ( $\lambda_{NBR-AASHTO}^h$  (HL-93K);  $\lambda_{NBR-EN}^h$ ) e transversais ( $\lambda_{NBR-AASHTO}^t$  (HL-93K);  $\lambda_{NBR-EN}^t$ ), entretanto essa diferença diminui com o aumento do comprimento do vão do tabuleiro. Quando aplicados os carregamentos do Eurocode 1 na norma Brasileira (NBR 7188) e na (AASHTO) (figura 22) ocorre uma redução das armaduras longitudinal da NBR 6118 e transversal da (AASHTO), e um aumento da armadura transversal da (NBR 6118) e longitudinal da (AASHTO), que diminuem de forma proporcional ao comprimento do vão  $hs$  do tabuleiro, ou seja, quanto maior o vão, menor a redução da armadura. Quando aplicado os carregamentos da (AASHTO) na norma Brasileira (NBR 6118) e no Eurocode 2, percebe-se uma redução tanto das armaduras longitudinais quanto das transversais, entretanto essa redução diminui com o aumento do comprimento do vão  $hs$ , no caso da armadura transversal da norma brasileira (figura 23). Observa-se ainda que a aplicação dos carregamentos das normas internacionais na norma brasileira causa uma redução da área de aço longitudinal para ambos os casos.

### 5.3.2 VIGAS TRANSVERSINAS

A seguir, estão apresentados, nas tabelas 32, 33 e 34 os esforços máximos encontrados para as vigas transversinas segundo o preconizado pela norma brasileira e pelas normas internacionais, após a permutação dos carregamentos de dimensionamento.

Tabela 32- Solicitações nas vigas transversinas aplicando os carregamentos da NBR 7188 nas demais normas.

VÃO <i>hs</i>	AASHTO HL - 93K		EUROCODE 2	
	$M_{NBR-AASHTO}^B$ (HL-93K)	$V_{NBR-AASHTO}^S$ (HL-93K)	$M_{NBR-EN}^B$	$V_{NBR-EN}^S$
	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN)
20 m	195,56	310,91	191,82	264,81
25 m	283,13	314,35	221,53	265,64
30 m	344,12	327,42	254,21	271,40
35 m	399,49	341,32	296,93	299,69
40 m	477,57	355,71	352,94	312,79
45 m	555,93	370,46	410,71	327,04

Tabela 33 - Solicitações nas vigas transversinas aplicando os carregamentos da AASHTO LRFD nas demais normas.

VÃO <i>hs</i>	NBR 7188		EUROCODE 1	
	$M_{AASHTO-NBR}^B$	$V_{AASHTO-NBR}^S$	$M_{AASHTO-EN}^B$	$V_{AASHTO-EN}^S$
	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN)
20 m	189,47	174,97	178,18	197,56
25 m	224,48	189,18	172,16	204,40
30 m	250,94	197,22	199,81	214,03
35 m	281,59	218,46	222,04	238,94
40 m	326,56	235,06	271,35	262,31
45 m	371,00	251,48	323,09	281,43

Tabela 34 - Solicitações nas vigas transversinas aplicando os coeficientes do EN 1991-2:2003 nas demais normas.

VÃO <i>hs</i>	NBR 7188		AASHTO HL - 93K	
	$M_{EN-NBR}^B$	$V_{EN-NBR}^S$	$M_{EN-AASHTO}^B$ (HL-93K)	$V_{EN-AASHTO}^S$ (HL-93K)
	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN)
20 m	314,35	348,49	355,53	467,29
25 m	353,26	355,30	356,84	474,79
30 m	381,68	360,83	397,37	480,69
35 m	413,45	381,30	429,55	500,49
40 m	478,41	391,90	506,46	512,33
45 m	542,98	403,44	581,88	523,99

Para as vigas transversinas, observa-se que a aplicação dos carregamentos da norma brasileira NBR 7188 no Eurocode 1, diminui os esforços obtidos, já para a AASHTO percebe-se um aumento no valor dos esforços, onde os mesmos variam de 30%-40% dos valores calculados originalmente (figura 28). Quando se aplica o carregamento da (AASHTO HL-93K) na norma

Brasileira e no Eurocode 1, observa-se uma redução tanto dos momentos fletores quanto dos esforços contantes (figura 29). Além disso, os carregamentos do Eurocode 1 quando aplicados na NBR 7188 e na AASHTO, aumentam o valor dos esforços cortantes  $V^S$  e momentos fletores  $M^B$ , todavia essa diferença diminui com o aumento do comprimento do vão  $hs$ , ou seja, quanto maior o vão  $hs$  menor o aumento dos valores das solicitações  $\lambda_{EN-AASHTO}^{M^B}$  ou aumento  $\lambda_{EN-NBR}^{M^B}$ , conforme a figura 30.

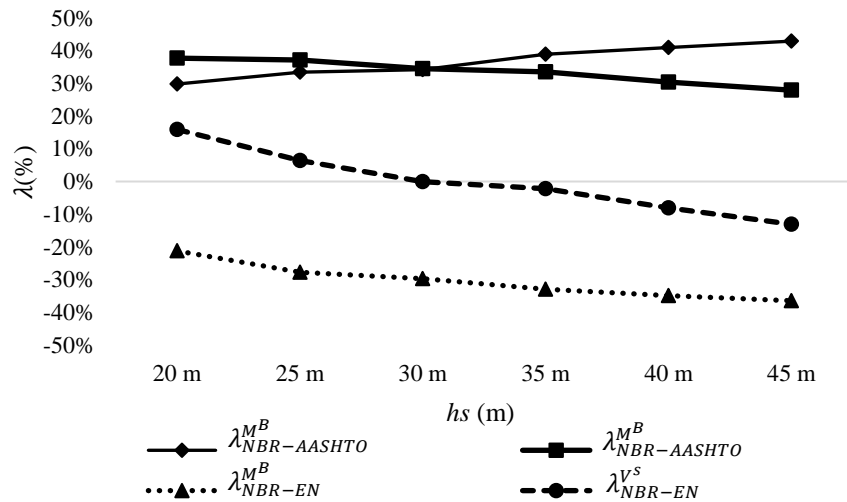


Figura 28- Variação das solicitações nas vigas transversinas aplicando os carregamentos da norma brasileira (NBR 7188) na AASHTO e EN 1991-2:2003.

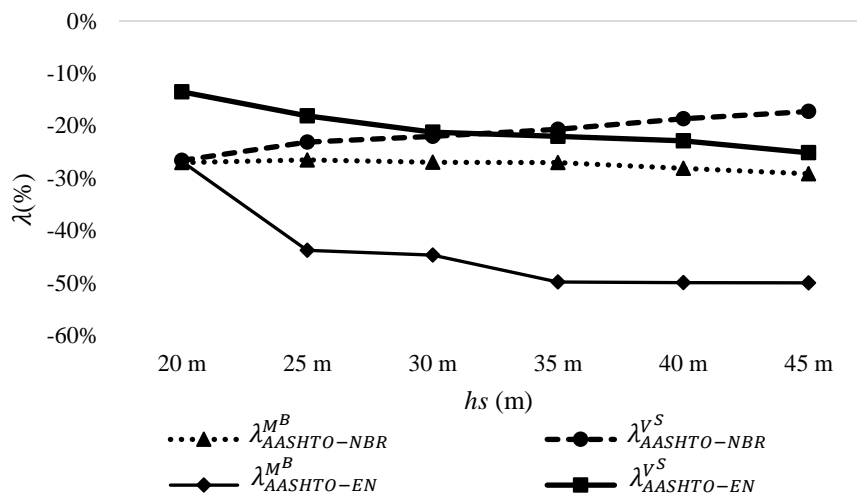


Figura 29 - Variação das solicitações nas vigas transversinas aplicando os carregamentos da norma Americana (AASHTO LRFD) na NBR 7188 e EN 1991-2:2003.

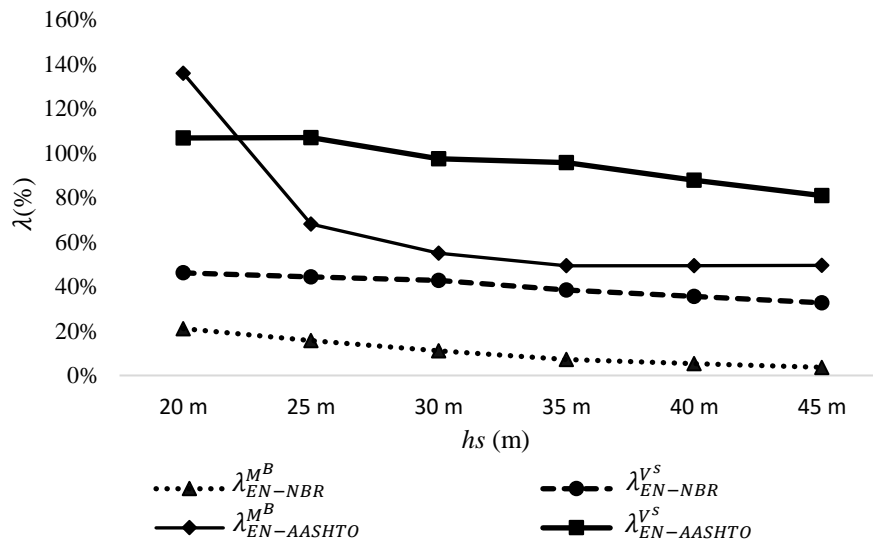


Figura 30 - Variação das solicitações nas vigas transversinas aplicando os carregamentos da norma Europeia (EN 1991-2:2003) na NBR 7188 e AASHTO LRFD.

Tal como observado para as vigas longarinas, percebe-se que a normativa brasileira e europeia tem uma tendência de majorar os esforços com a aplicação dos seus carregamentos, enquanto a norma americana reduz os esforços. Com a permutação da aplicação dos carregamentos entre as normas, é possível observar o impacto causado na variação da armadura nas vigas transversinas. As figuras 31, 32 e 33 a seguir apresentam as armaduras  $\rho$  obtidas com a variação dos carregamentos normativos.

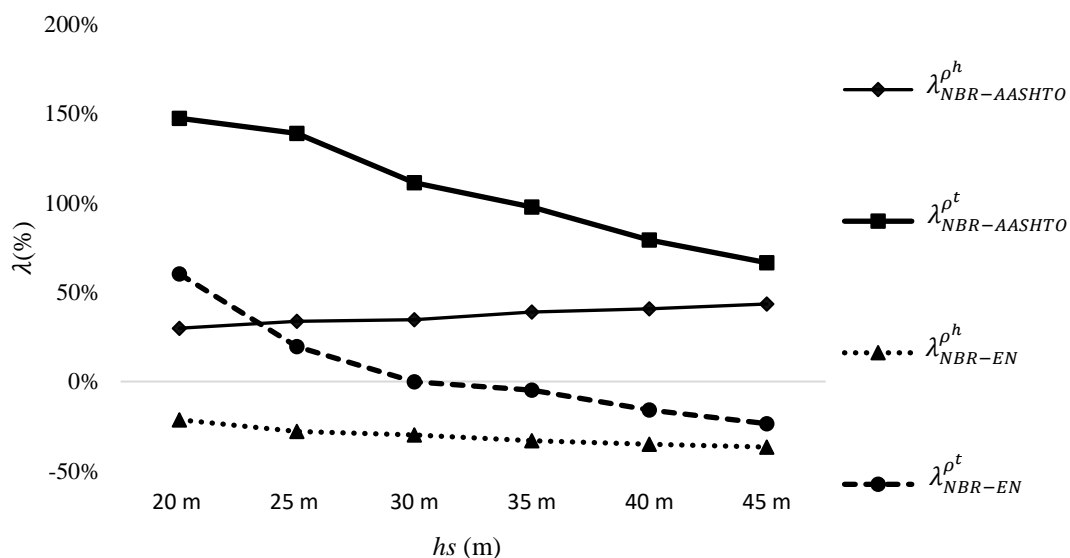


Figura 31 - Variação das armaduras nas vigas transversinas aplicando os carregamentos da norma brasileira NBR 7188.

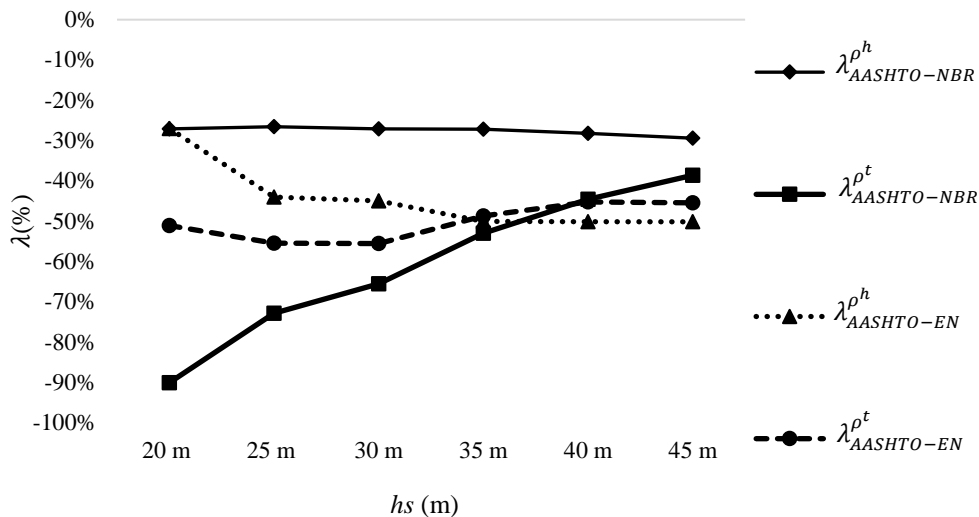


Figura 32 - Variação das armaduras nas vigas transversinas aplicando os carregamentos da norma Americana AASHTO LRFD.

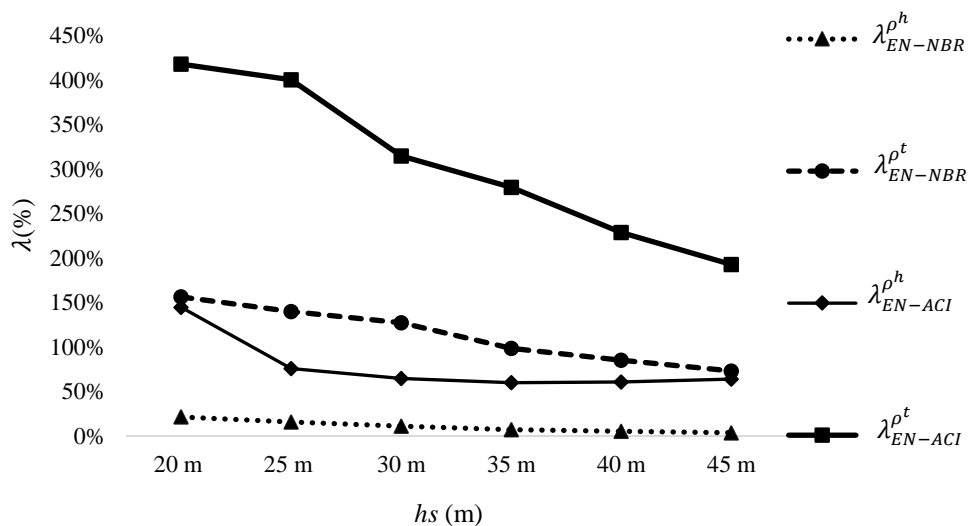


Figura 33 - Variação das armaduras nas vigas transversinas aplicando os carregamentos da norma Europeia EN 1991-2:2003.

Com a aplicação dos carregamentos da norma brasileira (NBR 7188), percebe-se um aumento das armaduras longitudinais ( $\lambda_{NBR-AASHTO(HL-93K)}^{\rho^h}$ ;  $\lambda_{NBR-EN}^{\rho^h}$ ) e transversais ( $\lambda_{NBR-AASHTO(HL-93K)}^{\rho^t}$ ;  $\lambda_{NBR-EN}^{\rho^t}$ ), entretanto essa diferença diminui com o aumento do comprimento do vão do tabuleiro (figura 31), para o caso do eurocode 2 os valores obtidos para a armadura longitudinal são inferiores aos valores calculados pela norma originalmente. Quando aplicados os carregamentos da (AASHTO) na norma Brasileira (NBR 6118) e no Eurocode 2, percebe-se uma redução tanto das armaduras longitudinais quanto das transversais,

entretanto essa redução diminui com o aumento do comprimento do vão  $h_s$ , no caso da armadura transversal, a situação contrária pode ser observada para a armadura longitudinal, (figura 32).

A aplicação dos carregamentos do Eurocode 1 na norma Brasileira (NBR 7188) e na (AASHTO) (figura 33) proporciona aumento da taxa de armadura longitudinal e transversal da NBR 6118 e da (AASHTO), entretanto esse aumento percentual é maior para o caso da norma americana onde as armaduras transversais superam até duas vezes o valor calculado pela norma originalmente. Esse aumento das taxas de armadura diminui de forma proporcional ao comprimento do vão  $h_s$  do tabuleiro, ou seja, quanto maior o vão, menor o aumento da armadura.

#### 5.4 PONDERAÇÃO DOS COEFICIENTES NORMATIVOS

Além das considerações de dimensionamento aplicados para cada norma individualmente, e da permutação entre os carregamentos normativos, considerou-se a permutação da aplicação dos coeficientes entre as normas, sendo o coeficiente de impacto adicional, coeficiente de número de faixas e coeficiente de impacto vertical pertencente a norma brasileira; o fator de múltipla presença, e fator dinâmico de impacto a norma Americana; e o fator de ajuste para as cargas dos eixos duplos e fator de ajuste para as cargas uniformemente distribuídas da norma Europeia. As simulações para obtenção das solicitações foram realizadas no software CSiBridge e posteriormente realizou-se o dimensionamento com o auxílio de planilhas.

##### 5.4.1 VIGAS LONGARINAS

Considerando a permutação da aplicação dos coeficientes entre as normas, é possível obter valores máximos de solicitações para cada um dos carregamentos a que está submetida a estrutura para cada vão analisado, e observar o impacto causado na variação dos esforços. As tabelas 35, 36 e 37 a seguir apresentam os esforços obtidos com a variação dos coeficientes normativos.

Tabela 35 - Solicitações nas vigas impostas pelos carregamentos previstos nas normas aplicando os coeficientes da NBR 7188.

VÃO	AASHTO HL - 93K		EUROCODE 1	
	$M_{NBR-AASHTO}^B$	$V_{NBR-AASHTO}^S$	$M_{NBR-EN}^B$	$V_{NBR-EN}^S$
	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN)
20 m	3667,94	811,45	4595,87	904,54
25 m	5631,80	971,49	7174,60	1109,47
30 m	7194,86	1074,82	9195,86	1246,90
35 m	9278,59	1188,29	12212,80	1433,52
40 m	11768,64	1309,04	15588,58	1604,88
45 m	14549,37	1433,37	19374,73	1777,17

Tabela 36 - Solicitações nas vigas impostas pelos carregamentos previstos nas normas aplicando os coeficientes da AASHTO LRFD.

VÃO	NBR 7188		EUROCODE 1	
	$M_{AASHTO-NBR}^B$	$V_{AASHTO-NBR}^S$	$M_{AASHTO-EN}^B$	$V_{AASHTO-EN}^S$
	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN)
20 m	4270,12	873,41	3888,40	755,75
25 m	6816,94	1090,39	6256,98	954,99
30 m	8872,01	1235,98	8209,66	1095,40
35 m	11661,64	1400,84	11032,92	1274,46
40 m	15008,13	1576,62	14251,90	1445,04
45 m	18791,44	1754,59	17885,66	1617,22

Tabela 37 - Solicitações nas vigas impostas pelos carregamentos previstos nas normas aplicando os coeficientes do EN 1991-2:2003.

VÃO	NBR 7188		AASHTO HL - 93K	
	$M_{EN-NBR}^B$	$V_{EN-NBR}^S$	$M_{EN-AASHTO}^B$	$V_{EN-AASHTO}^S$
	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN)
20 m	4444,03	919,29	3599,98	792,73
25 m	7019,29	1136,09	5567,14	956,62
30 m	9093,42	1281,51	7144,67	1064,49
35 m	11906,85	1446,09	9244,24	1182,06
40 m	15277,26	1621,53	11751,38	1306,26
45 m	19084,04	1799,20	14554,04	1434,05

Aplicando os coeficientes de impacto adicional (CIA), coeficientes de número de faixas (CNF), e coeficientes de impacto vertical (CIV) utilizados pela norma brasileira (NBR 7188), nos carregamentos das normas internacionais (AASHTO e Eurocode 1), percebe-se um aumento nos esforços cortantes  $V^S$  e momentos fletores  $M^B$  aplicados nas estruturas analisadas,



entretanto essa diferença diminui com o aumento do comprimento do vão  $h_s$  do tabuleiro. Isso deve-se a diminuição do valor do coeficiente de impacto vertical com o aumento do comprimento do vão conforme a figura 34. Quando aplicados o fator de múltipla presença e o fator dinâmico de impacto da (AASHTO) na norma Brasileira e no Eurocode 1, ocorre uma redução dos esforços cortantes e momentos fletores, observe a figura 35.

Todavia quando aplicados os coeficientes dinâmicos e de ajuste do Eurocode 1  $\alpha_{Q1}$  e  $\alpha_{q1}$  na norma Brasileira (NBR 7188) ocorre uma redução dos esforços cortantes e momentos fletores, enquanto para a (AASHTO) ocorre um aumento dos esforços, que diminuem proporcionalmente ao comprimento do vão  $h_s$  do tabuleiro, ou seja, quanto maior o vão  $h_s$  menor a redução  $\lambda_{AASHTO-NBR}^{MB}$  ou aumento  $\lambda_{AASHTO-EN}^{MB}$  dos esforços, conforme a figura 36. Isso ocorre pelo fato dos coeficientes utilizados tanto pela AASHTO quanto pelo Eurocode 1 causarem a minoração dos esforços.

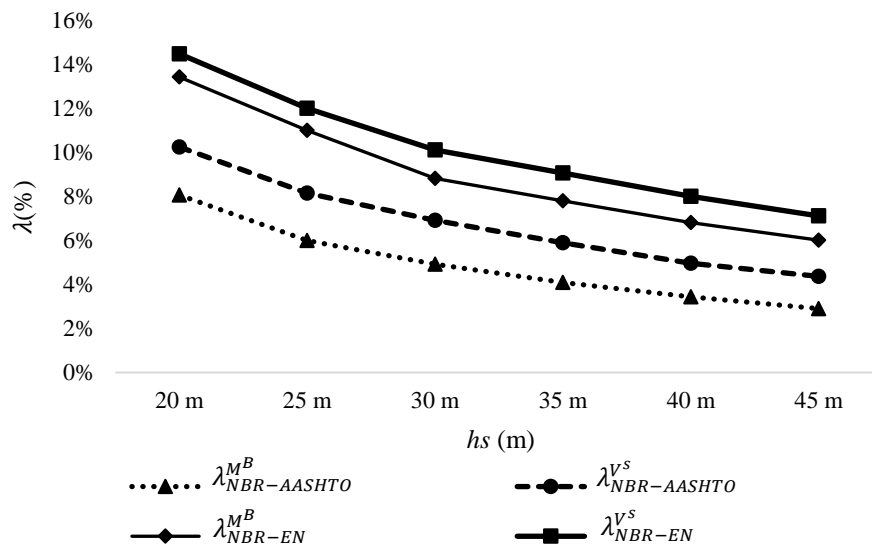


Figura 34- Variação das solicitações nas vigas aplicando os coeficientes da norma brasileira (NBR 7188) na AASHTO e

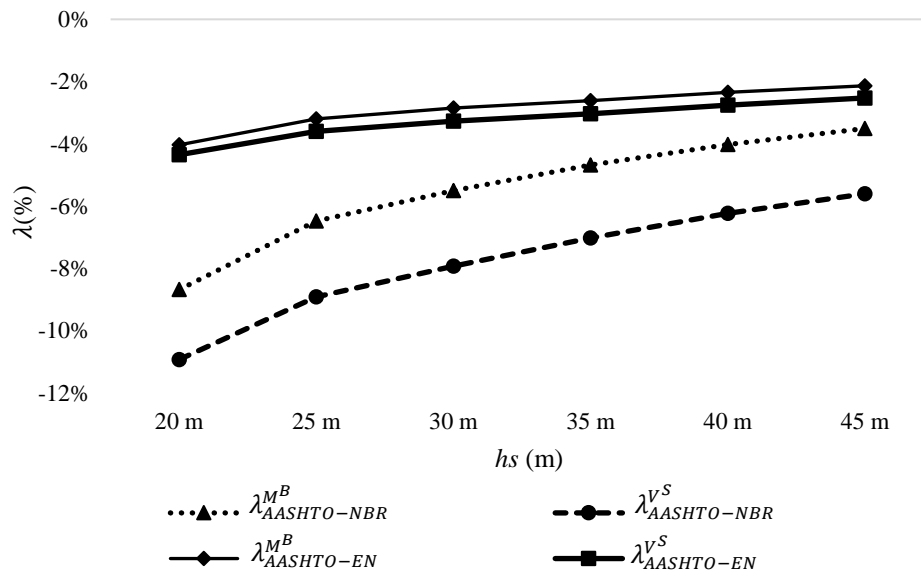


Figura 35 - Variação das solicitações nas vigas aplicando os coeficientes da norma Americana (AASHTO LRFD) na NBR 7188 e EN 1991-2:2003.

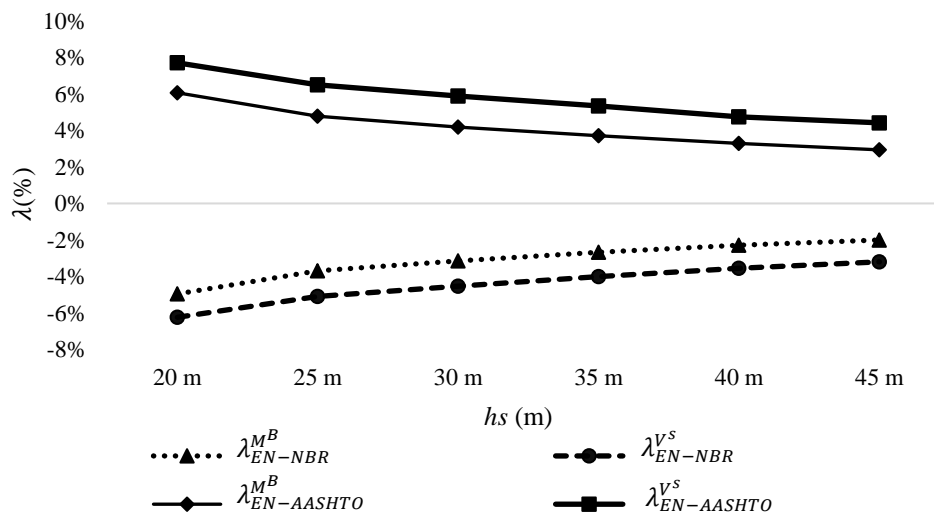


Figura 36 - Variação das solicitações nas vigas aplicando os coeficientes da norma Europeia (EN 1991-2:2003) na NBR 7188 e AASHTO LRFD.

De maneira geral percebe-se que os coeficientes da normativa brasileira quando aplicados as demais normas tem uma tendência a majorar as solicitações, ou seja os resultados obtidos são superiores aos obtidos por cada norma individualmente. Entretanto a normativa americana, tem uma tendência a reduzir os esforços, e mesmo com aplicação dos coeficientes de majoração da Norma Brasileira continuam com valores máximos de momento fletor variando em torno de 70-75% daqueles calculados com os carregamentos da NBR 7188.

Assim como para os carregamentos, com a permutação da aplicação dos coeficientes entre a normas, é possível observar o impacto causado na variação da armadura nas vigas. As figuras 37, 38 e 39 a seguir apresentam as armaduras  $\rho$  obtidas com a variação dos coeficientes normativos.

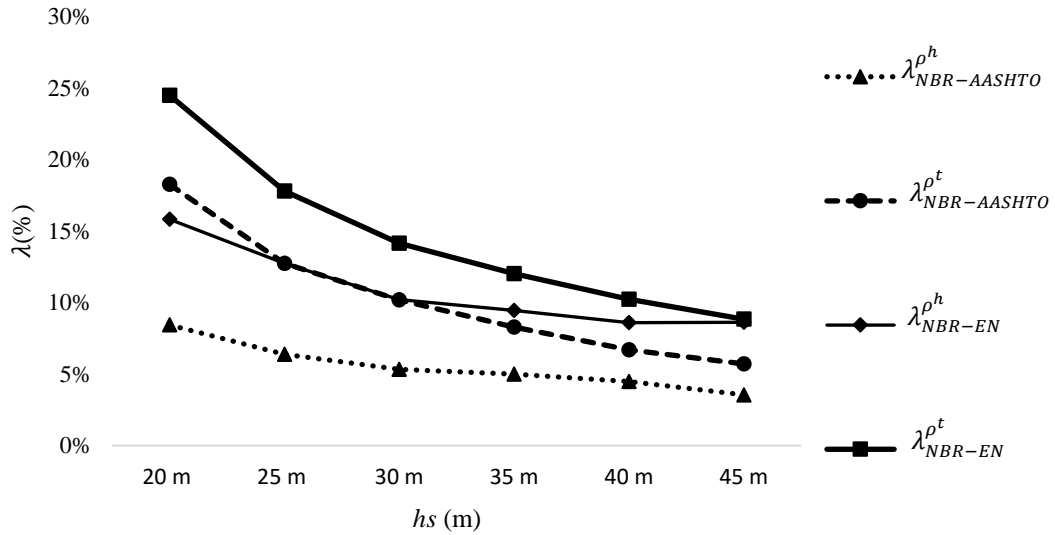


Figura 37 - Variação das armaduras longitudinais nas vigas aplicando os coeficientes da norma brasileira NBR 7188.

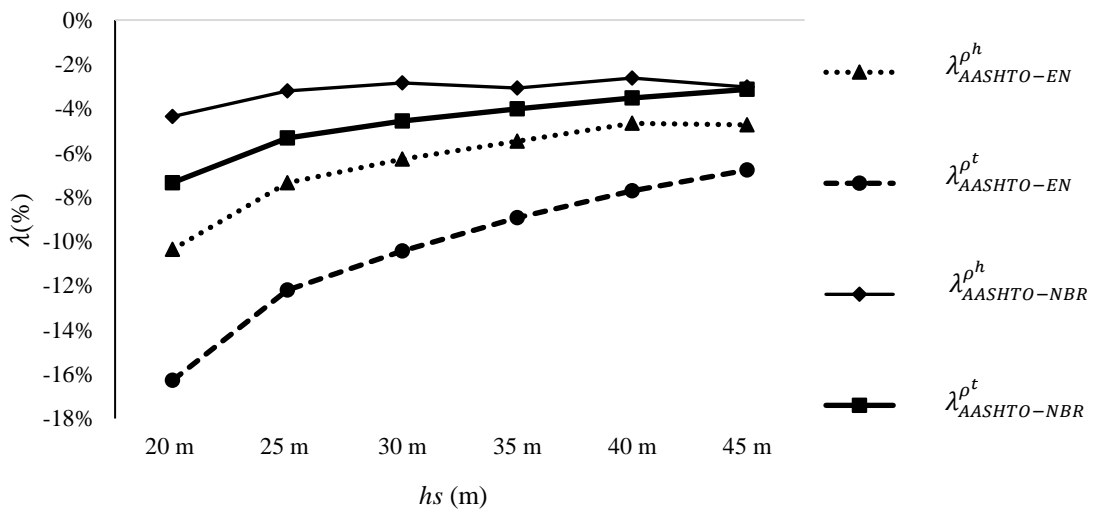


Figura 38 - Variação das armaduras longitudinais nas vigas aplicando os coeficientes da norma Americana AASHTO LRFD.

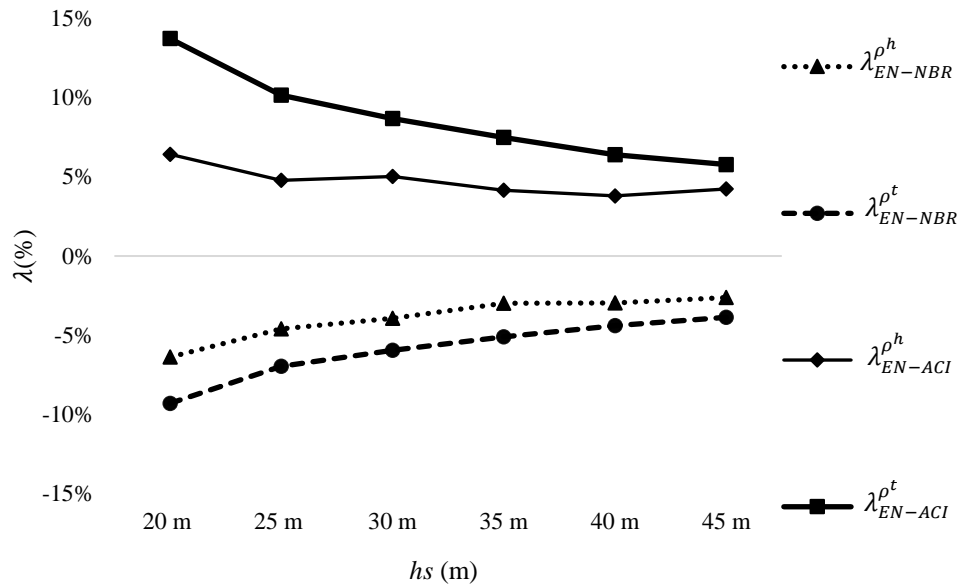


Figura 39 - Variação das armaduras longitudinais nas vigas aplicando os coeficientes da norma Europeia EN 1991-2:2003.

De acordo com a figura 21, com a aplicação dos coeficientes da norma brasileira (NBR 7188), percebe-se um aumento das armaduras longitudinais ( $\lambda_{NBR-AASHTO}^{\rho^h}$ ;  $\lambda_{NBR-EN}^{\rho^h}$ ) e transversais ( $\lambda_{NBR-AASHTO}^{\rho^t}$ ;  $\lambda_{NBR-EN}^{\rho^t}$ ), entretanto essa diferença diminui com o aumento do comprimento do vão do tabuleiro. Quando aplicado o fator de impacto e de múltipla presença da (AASHTO) na norma Brasileira (NBR 7188) e no Eurocode 1, ocorre uma redução no valor das taxas de armaduras longitudinais e transversais (figura 23). Todavia, quando aplicados os coeficientes de ajuste do Eurocode 1  $\alpha_{Q1}$  e  $\alpha_{q1}$  na norma Brasileira (NBR 6118) ocorre uma redução das armaduras, já quando aplicados na AASHTO ocorre um aumento da taxa de armadura, onde esse aumento ou redução diminui de forma proporcional ao comprimento do vão  $h_s$  do tabuleiro, conforme a (figura 22). Observa-se ainda que a aplicação dos coeficientes das normas internacionais nos carregamentos da norma brasileira causa uma redução da área de aço para ambos os casos.

#### 5.4.2 VIGAS TRANSVERSINAS

A seguir, estão apresentados, nas tabelas 38, 39 e 40 os esforços máximos encontrados para as vigas transversinas segundo o preconizado pela norma brasileira e pelas normas internacionais, após a permutação dos coeficientes de dimensionamento.

Tabela 38- Solicitações nas vigas transversinas aplicando os coeficientes da NBR 7188 nas demais normas.

VÃO	AASHTO HL - 93K		EUROCODE 1	
	$M_{NBR-AASHTO}^B$ (HL-93K)	$V_{NBR-AASHTO}^S$ (HL-93K)	$M_{NBR-EN}^B$	$V_{NBR-EN}^S$
	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN)
20 m	186,95	279,50	341,29	458,33
25 m	240,80	281,01	384,24	450,53
30 m	288,55	294,75	439,17	459,99
35 m	323,65	305,99	530,15	498,64
40 m	377,84	319,33	637,73	515,89
45 m	429,96	326,88	749,11	534,92

Tabela 39 - Solicitações nas vigas transversinas aplicando os coeficientes da AASHTO LRFD nas demais normas.

VÃO	NBR 7188		EUROCODE 1	
	$M_{AASHTO-NBR}^B$	$V_{AASHTO-NBR}^S$	$M_{AASHTO-EN}^B$	$V_{AASHTO-EN}^S$
	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN)
20 m	202,97	181,13	219,58	269,82
25 m	248,44	190,46	279,63	275,77
30 m	285,31	198,03	336,43	287,59
35 m	320,51	221,57	413,65	324,02
40 m	382,84	235,86	509,15	344,66
45 m	447,14	259,07	609,69	367,13

Tabela 40 - Solicitações nas vigas transversinas aplicando os coeficientes do EN 1991-2:2003 nas demais normas.

VÃO	NBR 7188		AASHTO HL - 93K	
	$M_{EN-NBR}^B$	$V_{EN-NBR}^S$	$M_{EN-AASHTO}^B$ (HL-93K)	$V_{EN-AASHTO}^S$ (HL-93K)
	(KN.m)	(KN)	(KN.m)	(KN)
20 m	227,24	205,62	176,99	268,42
25 m	272,90	214,33	234,99	270,77
30 m	310,36	221,52	283,76	283,67
35 m	348,54	244,65	320,24	297,13
40 m	413,47	258,61	376,11	312,16
45 m	480,01	278,09	430,43	327,30

Tal como observado para as vigas longarinas, aplicando-se os coeficientes utilizados pela norma brasileira (NBR 7188), nos carregamentos das normas internacionais (AASHTO e Eurocode 1), percebe-se um aumento nos esforços cortantes  $V^S$  e momentos fletores  $M^B$  aplicados nas estruturas analisadas, entretanto essa diferença diminui com o aumento do

comprimento do vão  $hs$  do tabuleiro. Isso deve-se a diminuição do valor do coeficiente de impacto vertical com o aumento do comprimento do vão conforme a figura 40. Quando aplicados os coeficientes da (AASHTO) na norma Brasileira e no Eurocode 1, ocorre uma redução dos esforços cortantes e momentos fletores (figura 41), entretanto quando aplicados os coeficientes do Eurocode 1 na norma Brasileira (NBR 7188) ocorre uma redução dos esforços, enquanto para a (AASHTO) ocorre um aumento dos esforços (figura 42).

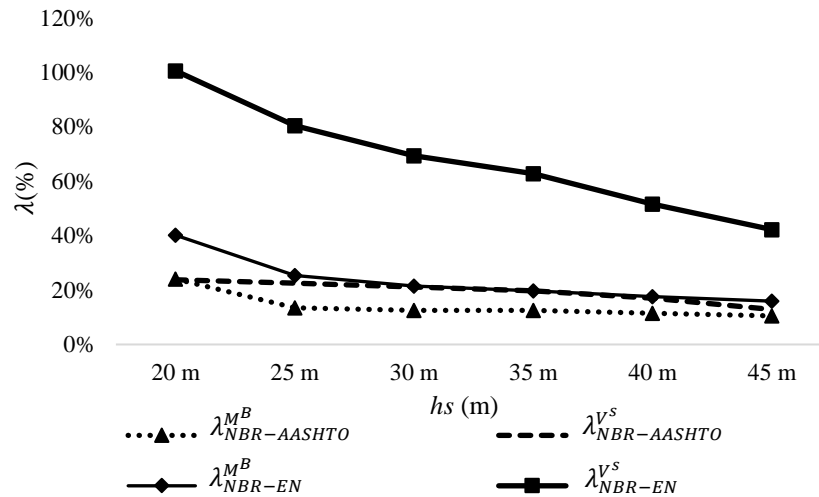


Figura 40- Variação das solicitações nas vigas aplicando os coeficientes da norma brasileira (NBR 7188) na AASHTO e EN 1991-2:2003

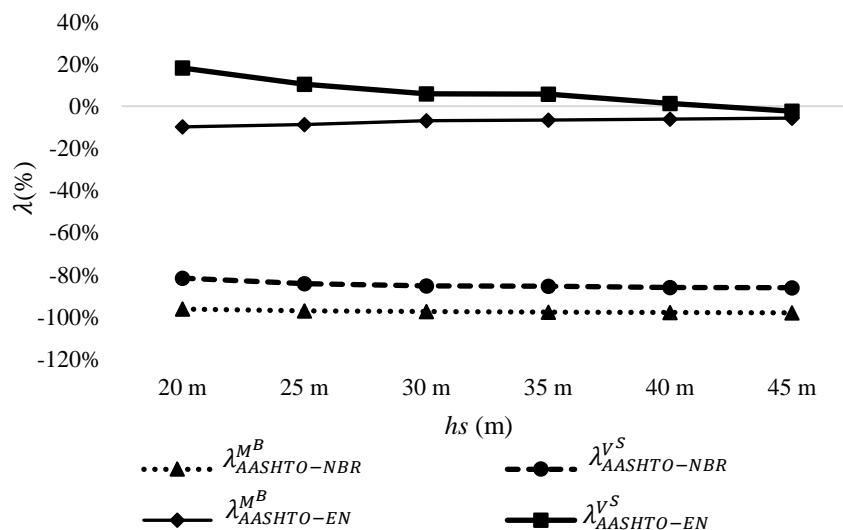


Figura 41 - Variação das solicitações nas vigas aplicando os coeficientes da norma Americana (AASHTO LRFD) na NBR 7188 e EN 1991-2:2003.

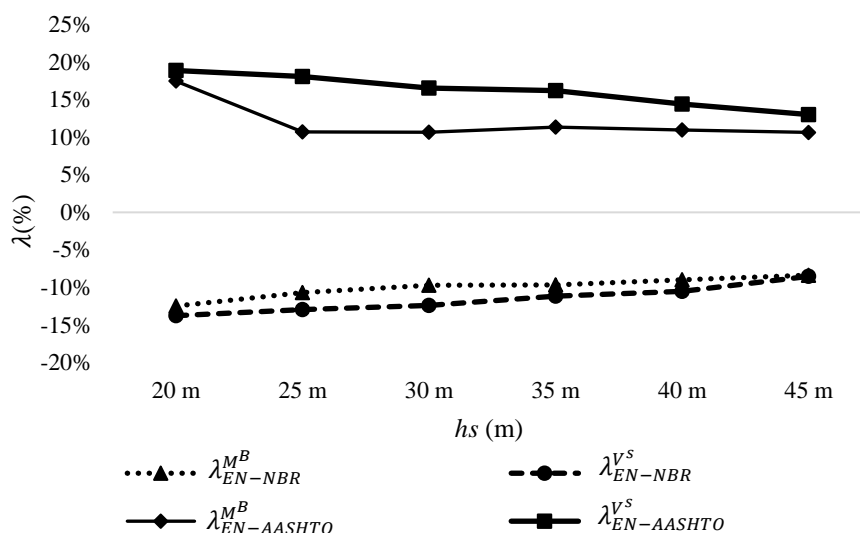


Figura 42 - Variação das solicitações nas vigas aplicando os coeficientes da norma Europeia (EN 1991-2:2003) na NBR 7188 e AASHTO LRFD.

É possível observar que os coeficientes da normativa brasileira quando aplicados as demais normas tem uma tendência a majorar as solicitações, enquanto a normativa americana, tem uma tendência a reduzir os esforços. Assim como para os carregamentos, com a permutação da aplicação dos coeficientes entre a normas, é possível observar o impacto causado na variação da armadura nas vigas transversinas. As figuras 43, 44 e 45 a seguir apresentam as armaduras  $\rho$  obtidas com a variação dos coeficientes normativos.

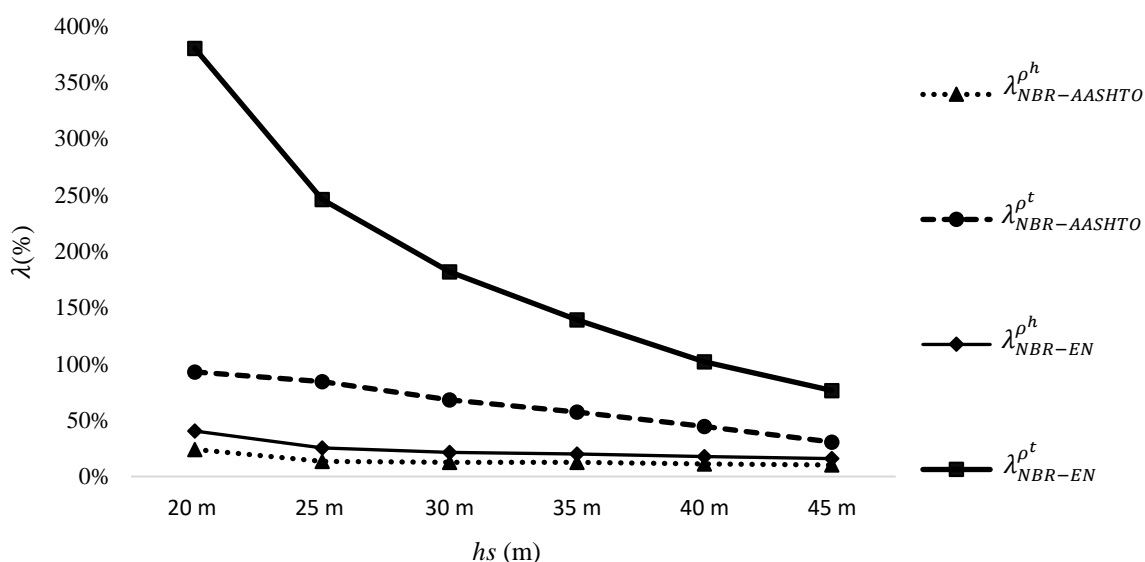


Figura 43 - Variação das armaduras longitudinais nas vigas aplicando os coeficientes da norma brasileira NBR 7188.

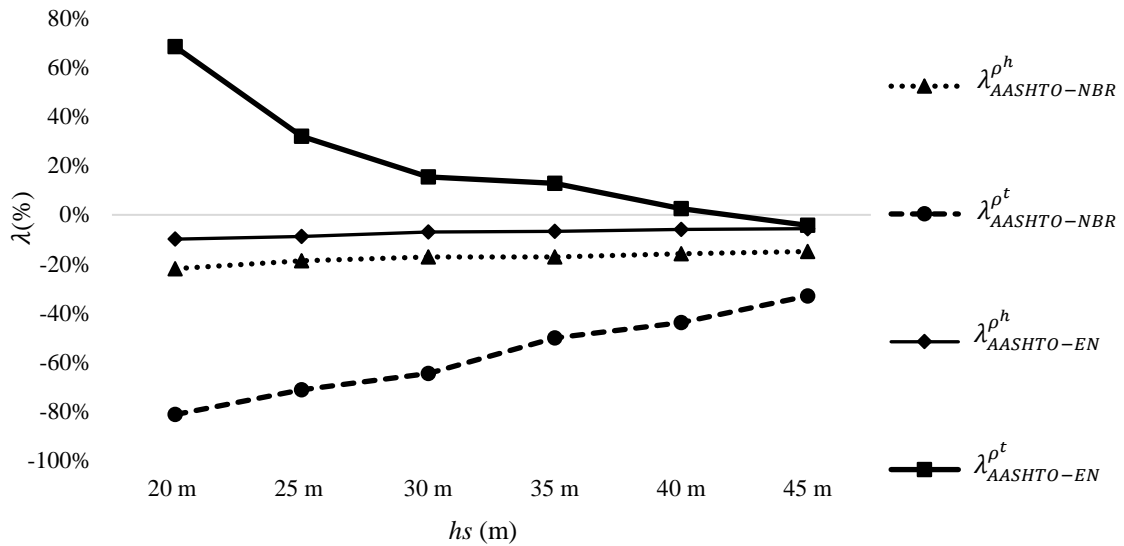


Figura 44 - Variação das armaduras longitudinais nas vigas aplicando os coeficientes da norma Americana AASHTO LRFD.

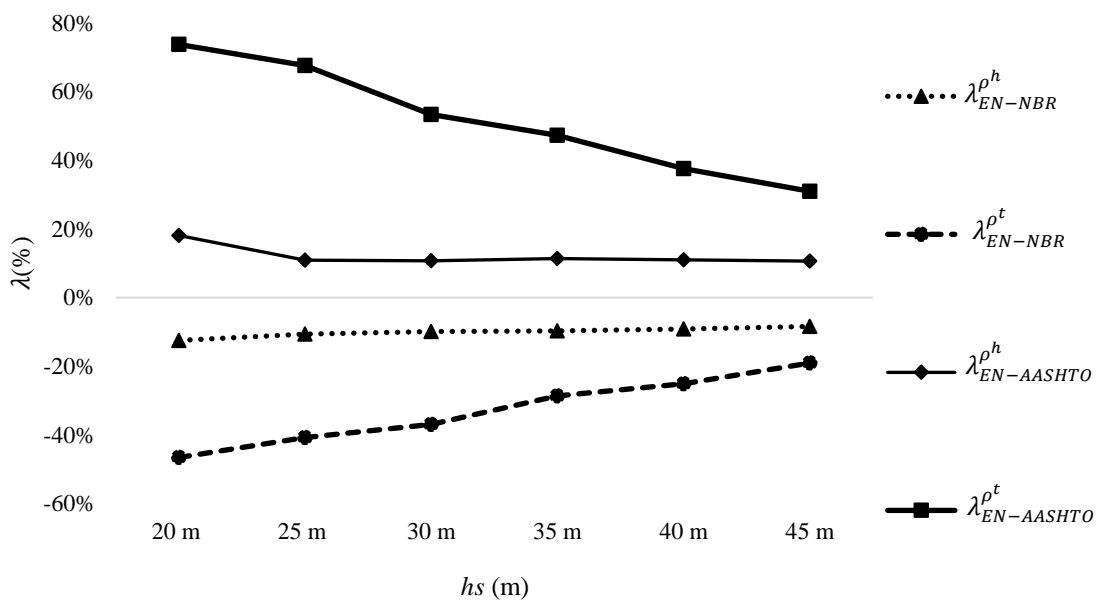


Figura 45 - Variação das armaduras longitudinais nas vigas aplicando os coeficientes da norma Europeia EN 1991-2:2003.

De acordo com a figura 43, com a aplicação dos coeficientes da norma brasileira (NBR 7188), percebe-se um aumento das armaduras longitudinais ( $\lambda_{NBR-AASHTO}^h$ ;  $\lambda_{NBR-EN}^h$ ) e transversais ( $\lambda_{NBR-AASHTO}^t$ ;  $\lambda_{NBR-EN}^t$ ), entretanto essa diferença diminui com o aumento do comprimento do vão do tabuleiro. Quando aplicado o fator de impacto e de múltipla presença da (AASHTO) na norma Brasileira (NBR 7188) e no Eurocode 1, ocorre uma redução no valor das taxas de armaduras longitudinais e transversais, mas ocorre um aumento da armadura transversal da norma europeia (figura 44).



Com a aplicação dos coeficientes de ajuste do Eurocode 1  $\alpha_{Q1}$  e  $\alpha_{q1}$  na norma Brasileira (NBR 6118) ocorre uma redução das armaduras, já quando aplicados na AASHTO ocorre um aumento da taxa de armadura, onde esse aumento ou redução diminui de forma proporcional ao comprimento do vão  $hs$  do tabuleiro, conforme a (figura 45). Observa-se ainda que a aplicação dos coeficientes da norma brasileira nos carregamentos das normas internacionais causa um aumento da área de aço para ambos os casos.

## 6- CONSIDERAÇÕES FINAIS

A principal diferença nas abordagens feitas pelas premissas normativas brasileira e internacionais – (norma europeia e norma americana) se dá pela metodologia de aplicação da carga móvel. A norma brasileira apresenta uma maneira de aplicação mais simplificada, considerando apenas um veículo, ainda que este possa ocupar qualquer posição no tabuleiro. As normas internacionais, por sua vez, apresentam dois carregamentos móveis, o veículo tipo e uma carga uniformemente distribuída. É possível verificar ainda que a norma europeia garante que três das quatro faixas de rolamento sejam carregadas, variando as cargas por eixo do veículo tipo de acordo com a disposição das faixas. Enquanto a norma americana analisa a ocupação por diferentes tipos de veículo (HL-93K, HL-93M e HL-93S), a fim de encontrar a situação mais crítica, fazendo uso de um coeficiente de múltipla presença e fator dinâmico de impacto.

Os coeficientes de impacto descritos pelas normas brasileiras NBR 7187:2021 e NBR 7188:2013 e de ponderação NBR 8681:2003, são utilizados a fim de realizar a verificação estrutural e estabelecer os carregamentos de cálculo para o estado limite último - ELU, ponderando os efeitos das cargas aplicadas sobre a superestrutura. Observou-se que as normas internacionais estudadas preveem coeficientes de impacto e de ponderação. Na norma europeia, o coeficiente de impacto é previsto no próprio modelo de carga, enquanto na norma americana é determinado por meio de uma carga dinâmica.

Analisando-se as solicitações obtidas para as vigas longarinas, a norma brasileira apresenta os maiores valores de esforços. Em relação às solicitações de momento fletor e esforço cortante calculadas para as vigas, a normativa européia apresenta solicitações que variam em torno de 90% daquelas apresentadas pela norma brasileira, enquanto as solicitações calculadas pela norma americana variam em torno de 50% a 70% para o momento fletor  $M^B$  de 45% a 75%

para esforço cortante  $V^S$ , onde o percentual aumenta de forma proporcional ao comprimento do vão. Além disso o veículo padrão de cálculo HL-93K da (AASHTO,2012) apresenta os maiores valores de solicitação, enquanto o veículo HL-93S apresentam os menores valores quando observa-se os três tipos de veículos da norma americana em análise.

Ao observar os resultados obtidos entre as razões  $\lambda$  das solicitações de momentos fletores máximos da norma brasileira para com a norma europeia, os resultados apresentam valores menores se comparados com a norma americana. Os resultados observados explicitam uma maior aproximação entre a norma brasileira e a norma europeia em se tratando dos momentos fletores máximos para o exemplo considerado. Para os valores de esforços cortantes máximos, as razões da norma brasileira com as duas normas internacionais, Eurocode 1 e AASHTO-LRFD, explicitam resultados semelhantes aos obtidos para os momentos fletores. As normas internacionais apresentam entre si valores de esforços cortantes máximos mais aproximados. Dessa forma, é possível identificar como os diferentes vãos, os critérios de carregamento e os coeficientes dotados por cada uma das normas pode influenciar no resultado final do dimensionamento da estrutura, por meio de uma análise comparativa entre os resultados.

A permutação dos carregamentos normativos, para obtenção das solicitações e dimensionamento das estruturas, permite visualizar o impacto dos carregamentos aplicados por cada norma. Quando aplicados os carregamentos da norma brasileira (NBR 7188) e do Eurocode 1, nas demais normas analisadas, percebe-se que ambos os carregamentos proporcionam um aumento nos esforços e armaduras calculadas originalmente pelos carregamentos padrões de cada norma. Além disso é possível observar que o aumento percentual de esforços e armaduras gerados pelos carregamento do eurocode é superior ao da norma brasileira, isso deve-se a geometria do carregamento em si e ao arranjo dos carregamentos quando aplicados sobre a estrutura. Quando aplicados os carregamentos da norma americana (AASHTO) nas demais normas, os esforços e armaduras gerados são inferiores aos valores calculados por cada norma individualmente.

É importante destacar que os carregamentos padrões da cada norma possuem relação direta com a geometria e distribuição dos carregamentos, logo os valores gerados correlaciona apenas os carregamentos. Quanto a permutação dos coeficientes de ponderação das cargas, para obtenção das solicitações e dimensionamento das estruturas, a norma brasileira (NBR 7188), aplica coeficientes de cálculo e segurança que majoram os esforços e armaduras, quando comparada com as normas internacionais analisadas, as quais apresentam coeficientes que reduzem os esforços e armaduras para os casos em estudo, quando comparadas com as normas brasileiras.

A normatização brasileira segue uma trajetória conservadora mostrando resultados relevantes quando comparada aos demais modelos normativos analisados no trabalho.

Analisando as vigas longarinas e transversinas os resultados gerados são semelhantes, variando apenas em proporção, visto que a aplicação dos carregamentos e disposição estrutural diferem entre si. Além disso o comportamento dos esforços cortantes e armaduras transversais das transversinas possuem uma variação percentual  $\lambda$  maior. Isso deve-se aos coeficientes de cálculo e impacto considerados pelas normas, gerando torção na região dos encontros.

Dessa forma ao final desta pesquisa foi possível identificar como os diferentes vãos, os critérios de carregamento e os coeficientes dotados por cada uma das normas pode influenciar no resultado final do dimensionamento da estrutura, por meio de uma análise comparativa entre os resultados. Assim fomentar melhores práticas executivas, controle tecnológico dos materiais e fiscalização quanto ao peso dos veículos nas rodovias nacionais. Novos estudos de casos devem ser realizados, de forma a representar uma maior variedade de sistemas e disposições estruturais, permitindo, assim, relacionar melhor as divergências e similaridades entre as respostas dos métodos analisados para cada instrução normativa.

Sugere-se que, para trabalhos futuros, aprimoramento dos modelos e enriquecimento das análises, sejam ainda abordadas as seguintes questões:

- Modelagem de pontes com apoios hiperestáticos e vão contínuos, com análise a torção.
- Modelagem e análise para reabilitação pontes, com vários vãos (pequeno a grande porte);
- Extrapolação dos dados do tráfego real dos veículos nas pontes, buscando reproduzir a tendência de aumento do volume de veículos e peso total;
- Extrapolação das análises para outras normas internacionais;
- Análise do efeito da presença de mais de um veículo sobre a ponte através da simulação de tráfego. Deve-se analisar a probabilidade de cruzamento de veículos, assim como o tráfego de mais de um veículo na mesma faixa.

## REFERÊNCIAS

- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. LRFD Bridge Design Specifications. 6ª ed. Washington, DC, 2012.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318: building code requirements for structural concrete and commentary. Farmington Hills, MI/USA, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: projeto de estruturas de concreto - procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123: forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.
- 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. NBR 7188: carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro, 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681: ações e segurança nas estruturas - procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- BARKER, Richard. & PUCKETT, Jay. Design of Highway Bridges: An LRFD Approach, 2006.
- CARNEIRO, Anselmo Leal; BITTENCOURT, Túlio Nogueira. Coeficientes de Impacto Normativos em Pontes Rodoviárias: Uma Avaliação da Norma Brasileira em relação aos Códigos Estrangeiros. In: Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, 10., 2018, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro: ABECE, 2018.
- CASTELLS, M. A sociedade em rede. São Paulo: Paz e Terra, 2000.
- CASTILLO, Sergio. Modelagem estática e sísmica da barragem de terra de Pomacocha. [Dissertação] Rio de Janeiro: PUC RIO, 2003.
- CAVALCANTE, G H. F. Contribuição ao estudo da influência de transversinas no comportamento de sistemas estruturais de pontes. Universidade Federal de Alagoas, Maceió, Alagoas, 2016.
- CNT Pesquisa de rodovias. – Brasília: CNT: SEST SENAT, 2021.
- COMPUTER & STRUCTURES, INC. CSI Analysis Reference Manual. USA. 2013.
- DENG, L.; YU, Y.; ZOU, Q.; CAI, C. S. State-of-the-Art Review of Dynamic Impact Factors of Highway Bridges. Journal of Bridge Engineering, ASCE, 2015.

- DHANOTIA, A. Analysis and Design of Steel I-Girder bridge using CSI-BRIDGE software. Master of Technology in Civil Engineering and submitted to the Department of Civil Engineering, Jaypee University of Information Technology, India, 2017.
- EUROCODE, basis of structural design. British Standards Institution, UK, 2002.
- EUROCODE 1, actions on structures - part 2: traffic loads on bridge. British Standards Institution, UK, 2002.
- EUROCODE 2, design of concrete structures - part 1: general rules and rules for buildings. British Standards Institution, UK, 2014.
- FU, C. C.; WANG, S. Computational Analysis and Design of Bridge Structures. Boca Raton: CRC Press, 2015.
- FERREIRA, L. M.; NOWAK, A. S.; EL DEBS, M. K. Development of truck weight limits for concrete bridges using reliability theory. Ibracon Structures and Materials Journal, São Paulo, v. 1, n. 4, p. 421-450. Dezembro, 2008.
- FISH, J.; BELYTCHKO T. Um primeiro curso em elementos finitos. 1 ed. Tradução LTC. Rio de Janeiro. 2009.
- GIL, F. S. L. Análise da qualidade de malha de elementos finitos e validação de situação de caso real de viga biapoada. 68p. Trabalho De Conclusão De Curso: Bacharelado em Engenharia Mecânica- Universidade Tecnológica Federal Do Paraná. Ponta Grossa, 2014.
- KOTTALIL, L. et al. Study on Cable Stayed Bridge using CSiBridge Software. International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET), ISSN: 2395-0056, v6. May, 2019.
- LUCHI, L. A.R. Revalidação do trem-tipo à luz das cargas reais nas rodovias brasileiras. 257p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, São Paulo, 2006.
- MENDES, P. T. C. Contribuições para um modelo de gestão de pontes de concreto aplicado à rede de rodovias brasileiras. Tese (Doutorado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2009.
- QUADROS, H. S. Projeto estrutural de ponte: comparativo de soluções com vigas seções T pré-moldada e caixão moldada in loco. 2013. 67f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2013.

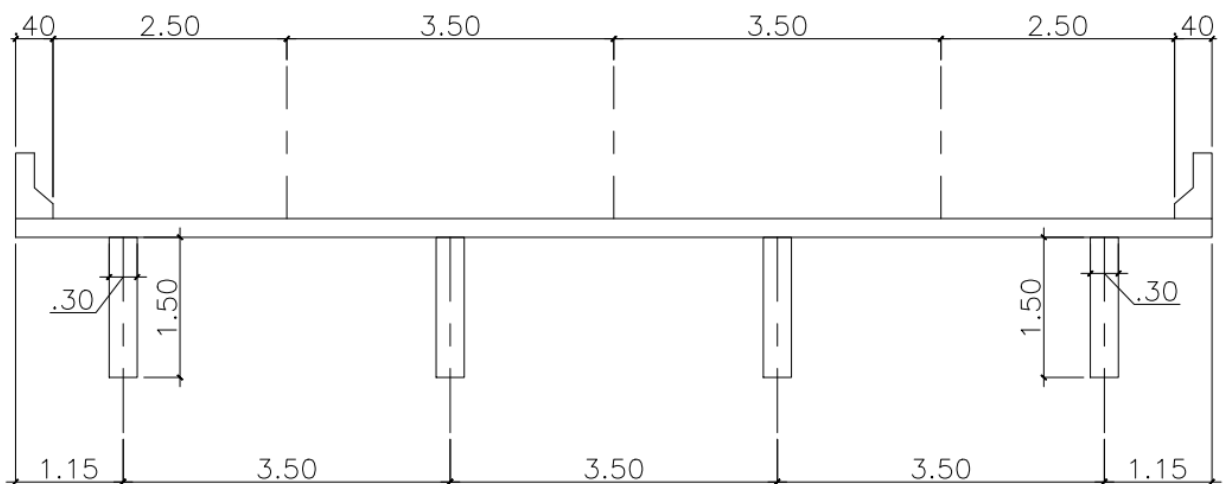
- RAMOS, S. T. L. Comparative analysis of verification methods of shipments in special engineering structures aiming at issuing a special transit authorization. 2022. 155p. Dissertation (Master in Civil Engineering) – Postgraduate Program in Civil Engineering, Federal University of Alagoas, Maceió.
- REZENDE, P.G.; MALITE, M.; NETO, J. M. Análise numérica de ligações parafusadas em chapas finas e perfis formados a frio. Semina: Ciências Exatas e Tecnológicas, v. 27, p. 23- 27. 2006.
- SANTOS. P. M. S. et al. Modelação em Elementos Finitos e Análise do Comportamento Dinâmico da Passagem Superior de Peões 3141. Universidade nova de Lisboa, Lisboa, Portugal, 2013.
- SOUZA, V. J. L. Contribuição ao projeto e dimensionamento da superestrutura de pontes rodoviárias em vigas mistas de aço e concreto. 166 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2012.
- SILVEIRA, M. R. Estradas de ferro no Brasil: das primeiras construções às parcerias público-privadas. Rio de Janeiro: Interciência, 2007.
- VITÓRIO, J. A. P. – Pontes Rodoviárias – Fundamentos, Conservação e Gestão, Livro editado pelo Conselho Regional de Engenharia, Arquitetura e Agronomia de Pernambuco, Recife, 2002.
- VITÓRIO, J. A. P., BARROS, R.M.M.C. – Análise dos danos Estruturais e das Condições de Estabilidade de 100 Pontes Rodoviárias no Brasil – Anais do 3º Congresso Nacional Sobre Segurança e Conservação de Pontes, Porto, Portugal, 2013.
- ZARPELLON, P. Estudo comparativo do projeto da superestrutura de ponte utilizando a norma brasileira e normas internacionais. 2017. 109f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2017.
- ZIENKIEWICZ, O. C., TAYLOR, R. L. The finite element method. (5. Ed.). Massachusetts: Butterworth-Heinemann, 2000.

## APÊNDICE A – DETALHAMENTO DA MODELAGEM

### A1. DADOS DA PONTE

Os modelos de pontes referem-se a uma estrutura de concreto armado, para diferentes vãos de tabuleiro (10 m; 14 m; 18 m; 20 m; 22 m; 26 m; e 30 m), e um vão transversal de 12,8 m. As vigas longarinas possuem seção transversal com 30 cm de largura e 150 cm de altura, e a laje possui 20 cm de espessura. O vão transversal é composto por duas defensas, um passeio, dois acostamentos e duas faixas de tráfego, com 3,5 m de extensão cada, a Figura A. 1 ilustra algumas dessas características.

Figura A. 1 – Vista da seção transversal



Fonte: Elaborado pelo autor, 2023.

### A2. CRIAR UM ARQUIVO NOVO

O processo de modelagem inicia-se com a criação de um arquivo novo, com a seleção das opções *file* → *New Model*, localizadas na barra de ferramentas superior do programa Csi Bridge®.

Cria-se um arquivo em branco, a fim de que se possa inserir as características da ponte a ser analisada. Seguido das unidades de medida que serão trabalhadas, neste exemplo utilizou-se as unidades referentes a peso em quilogramas (KG), comprimento em metros (m) e temperatura em graus Celsius (C°), por fim, define-se o material como *united state*.

### A3. CRIAÇÃO DA PONTE

As definições da ponte que foram estabelecidas anteriormente, referentes as etapas descritas nos itens A1, A2 serão neste item introduzidas no modelo. Essas definições tratam

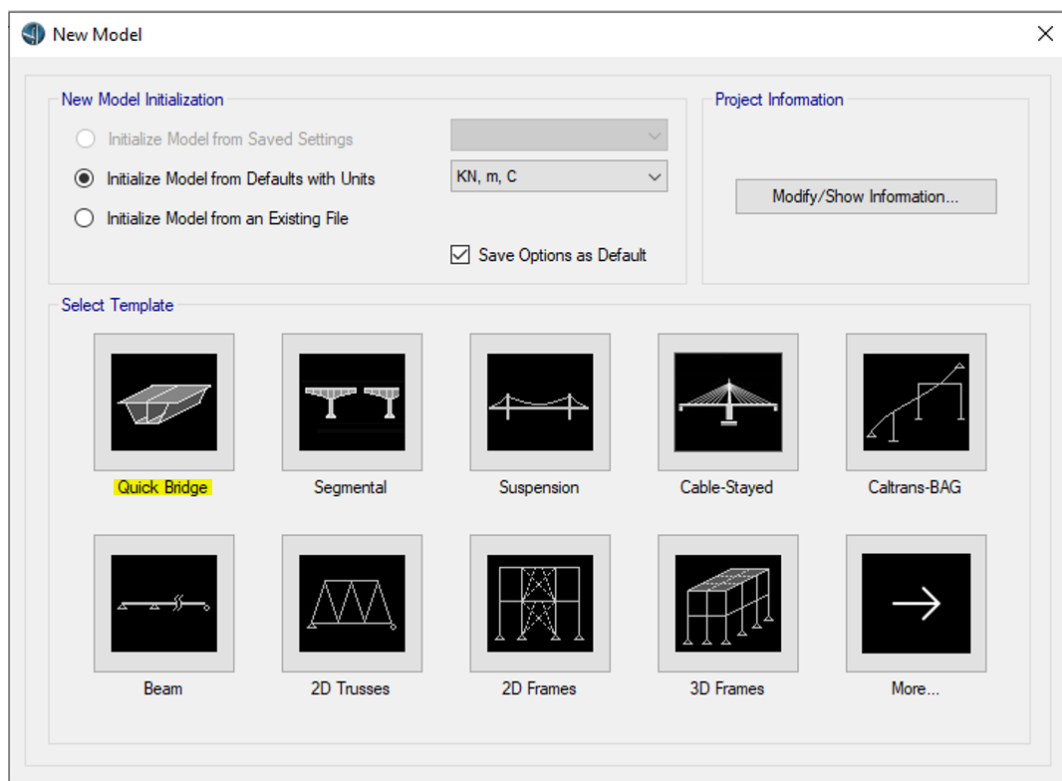
das propriedades geométricas e características da ponte. Posteriormente serão definidas as características dos materiais.

### Criar seção

Os três vãos da ponte e seus respectivos pontos de início e fim, devem ser inseridos no programa. Para criação dos vãos da ponte deve-se seguir as opções *file* → *New Model* → *Quick Bridge*, disponíveis na barra de ferramentas, conforme a figura A.2.

O comprimento de cada vão (*Width*) inserido no programa é ilustrado na Figura A. 3, onde observa-se a definição das longarinas que compunham o tabuleiro.

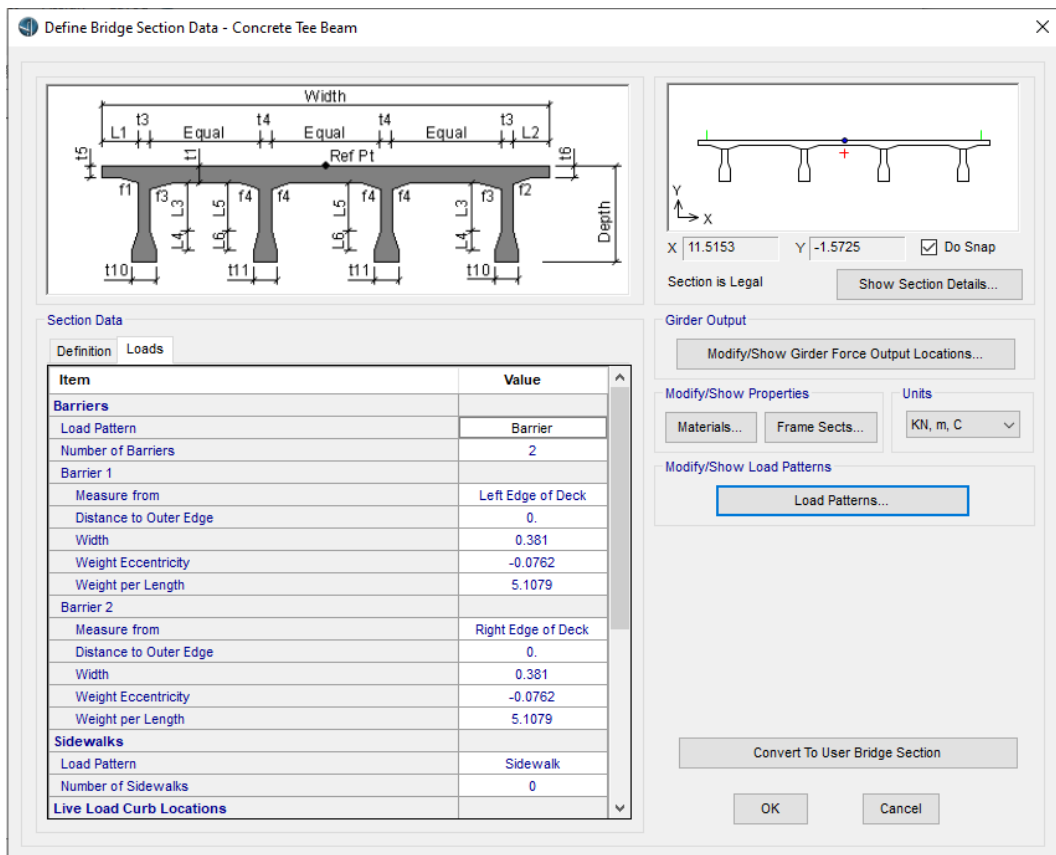
Figura A. 2 – Criação da seção transversal



Fonte: Elaborado pelo autor, 2023.



Figura A. 3 – Definição da seção transversal



Fonte: Elaborado pelo autor, 2023.

Com a seção criada prossegue-se com a modelagem das condições de contorno e prescrições normativas das mesmas, para completar a seção do tabuleiro conforme seção definida na Figura A.4.

Figura A. 4 – Condições de contorno e premissas normativas.

The image shows a software dialog box titled "Quick General Bridge Template". It is divided into several sections for configuring bridge parameters:

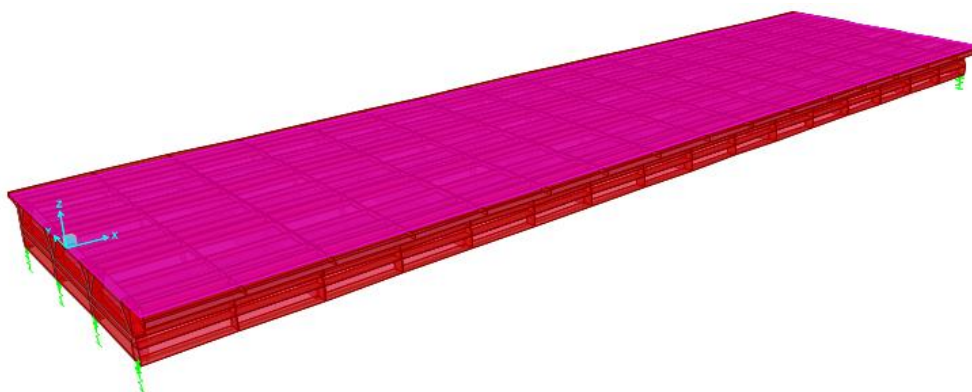
- Layout:** Includes radio buttons for "Basic" (selected) and "Detailed", an "Edit Layout..." button, and input fields for "Starting Station" (0.), "Initial Bearing" (N900000E), "Grade" (0.), "Radius" (0.), "Skew" (Default), "Superelevation" (0.), and "Span Lengths" (45.).
- Superstructure Data:** Features a dropdown for "Bridge Section Type" set to "Conc. Tee Beam" and an "Edit Section..." button.
- Substructure Data:** Contains buttons for "Edit Typical Abutment..." and "Edit Typical Bent...".
- Live Load:** Includes a dropdown for "Vehicle Library" set to "AASHTO - United States", a "Vehicles..." button, a "Select Vehicles for Live Load..." button, and an input field for "Typical Lane Width" set to 3.
- Analysis and Design:** Features checkboxes for "Auto Generate Load Cases" and "Auto Generate Design Requests" (both checked), radio buttons for "Bridge Design" (selected) and "Bridge Rating", a dropdown for "Bridge Design Code" set to "AASHTO LRFD 2012", a "Preferences..." button, and "OK" and "Cancel" buttons.

At the bottom right, there is a unit selection dropdown menu currently set to "KN, m, C".

Fonte: Elaborado pelo autor, 2023.

A laje é posicionada acima das longarinas e transversinas. A seção transversal definida pode ser observada na Figura A.5. Para cada vão de ponte analisado será criada uma nova ponte com as características definidas.

Figura A. 5 – Criação do vão da ponte.

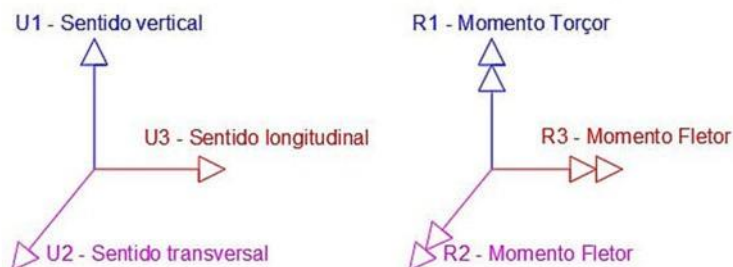


Fonte: Elaborado pelo autor, 2023.

### Definir Apoios

As propriedades do aparelho de apoio são definidas em *Assign* → *joints* → *Restraints*. Os graus de liberdades do aparelho de apoio são definidos na Figura A. 6. A identificação dos graus de liberdade é necessária para que se possa inserir corretamente as propriedades do aparelho de apoio no programa.

Figura A. 6 – Graus de liberdade do aparelho de apoio

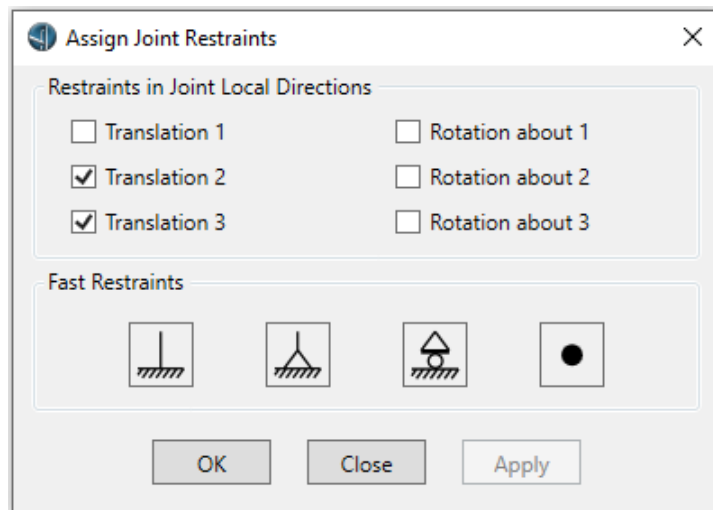


Fonte: Elaborada pelo autor, 2023.

Seis graus de liberdade são possíveis em qualquer apoio, três dos quais referem-se às translações nas direções U1, U2 e U3, sendo os restantes as rotações em torno desses três eixos R1, R2 e R3. Desde os primeiros aparelhos de apoio utilizados em obras de arte até os dias atuais, a tecnologia presente demonstra uma tipologia variada, podendo ser agrupada de acordo com os materiais que compõem os aparelhos de apoio ou em função dos movimentos permitidos por cada um, nas variadas direções consideradas, ou seja, o seu grau de liberdade

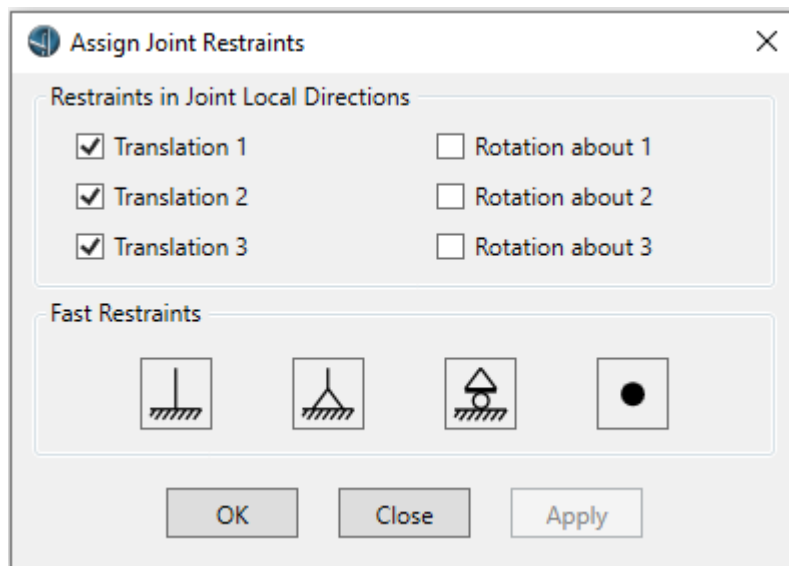
Os aparelhos de apoio presentes no lado esquerdo e direito do modelo, são representados na Figura A.7 e Figura A.8 respectivamente.

Figura A. 7 – Apoios a esquerda do modelo



Fonte: Elaborada pelo autor, 2023.

Figura A.8 – Apoios a direita do modelo



Fonte: Elaborada pelo autor, 2023.

#### A4. DEFINIR AS PROPRIEDADES BÁSICAS DOS MATERIAIS

As propriedades básicas são aquelas que definem o material que compõe os elementos constituintes da estrutura da ponte e suas características, definidas a partir da sequência das opções *Components* → *Materiais* → *Add new material*, localizadas na barra de ferramentas superior do programa.

O material utilizado para o processo de modelagem da estrutura da ponte é o concreto, com as características para cada elementos da ponte expressos na Tabela A. 1.

Tabela A. 1 – Materiais constituintes dos elementos da Ponte

Elemento	Laje	Transversina	Longarina
Peso específico ( $\rho$ ) – Tonf/m <sup>3</sup>	2,5	2,5	2,5
Coefficiente Poisson ( $\nu$ )	0,2	0,2	0,2
Resistência a compressão (Fck) – MPa	30	25	30
Módulo de Elasticidade secante (Esc) – kN/m <sup>2</sup>	28688000	28688000	28688000

Fonte: Elaborada pelo autor, 2023.

Não se considera a armadura passiva no modelo como componente da estrutura, a rigidez trabalhada é elástica linear, logo independe da armadura passiva adotada (CAVALCANTE, 2016). A Figura A. 9 ilustra a entrada de dados no programa e a definição dos materiais para os elementos constituintes da ponte, expressos na Tabela A. 1.

Figura A. 9 – Definindo o material 1 constituinte da ponte

Material Property Data

**General Data**

Material Name and Display Color: C40

Material Type: Concrete

Material Grade:

Material Notes: Modify/Show Notes...

**Weight and Mass**

Weight per Unit Volume: 25

Mass per Unit Volume: 2.5493

**Units**

KN, m, C

**Isotropic Property Data**

Modulus Of Elasticity, E: 28688000

Poisson, U: 0.2

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 1.000E-05

Shear Modulus, G: 11953333

**Other Properties For Concrete Materials**

Specified Concrete Compressive Strength,  $f_c$ : 40000

Expected Concrete Compressive Strength: 40000

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Fonte: Elaborado pelo autor, 2023.

## A5. DEFINIR AS PROPRIEDADES DA SEÇÃO TRANSVERSAL

A seção transversal é constituída pelos elementos que compõem a estrutura da ponte transversalmente, conforme ilustrado na Figura A. 1. Segundo El Debs e Takeya (2009), podem aparecer os seguintes elementos:

- Pista de rolamento - largura disponível para o tráfego normal dos veículos, que pode ser subdividida em faixas;
- Acostamento - largura adicional à pista de rolamento destinada à utilização em casos de emergência, pelos veículos;
- Defesa - elemento de proteção aos veículos, colocado lateralmente ao acostamento;

- Passeio - largura adicional destinada exclusivamente ao tráfego de pedestres;
- Guarda-rodas - elemento destinado a impedir a invasão dos passeios pelos veículos;
- Guarda corpo - elemento de proteção aos pedestres.

### Propriedades da Seção (*Frame sections*)

O acesso às propriedades da seção transversal é definido com base nas sequências das opções *Components* → *Sections properties* → *Frame sections*, localizadas na barra de ferramentas superior do programa. Nesta etapa são definidas as características geométricas e o material utilizado para cada elemento constituinte da ponte. A Tabela A. 2 demonstra um resumo dos elementos constituintes da estrutura, suas respectivas características geométricas e seus materiais.

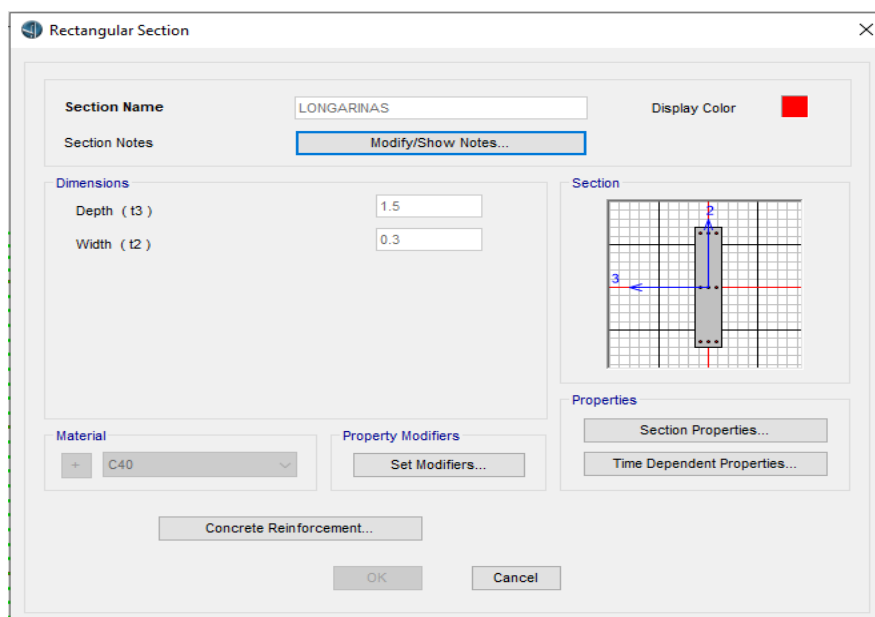
Tabela A. 2 – Materiais de cada elemento da ponte

Elemento	Transversina	Longarina
Material	C40	C40
Seção	Ver Figura A. 1.	Ver Figura A. 1.
Resistência a compressão (Fck) – kN/m <sup>2</sup>	40000	40000
Módulo de Elasticidade secante (Esc) – kN/m <sup>2</sup>	28688000	28688000

Fonte: Elaborada pelo autor, 2023.

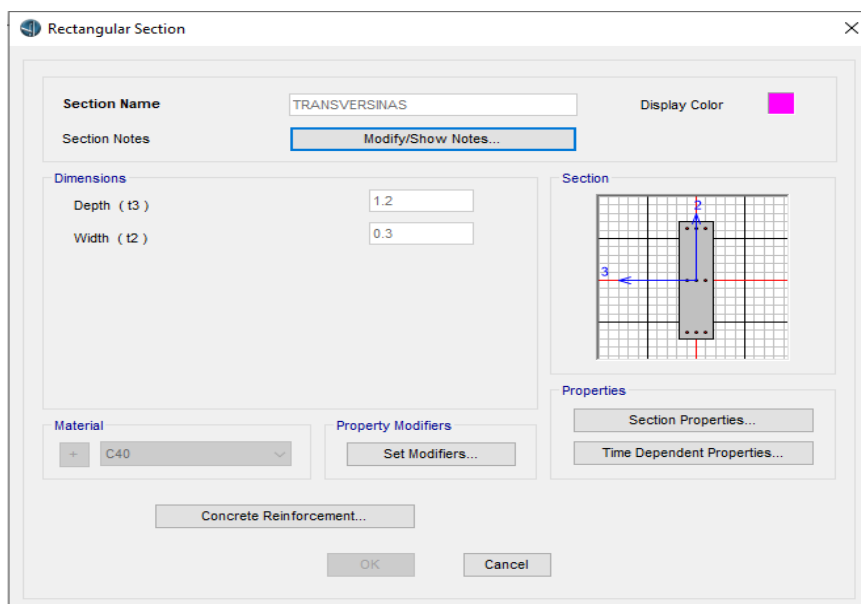
As janelas de entrada de dados relativos a geometria dos elementos da estrutura no programa, são exibidas na Figura A. 10, e Figura A. 11, correspondente aos seguintes elementos, respectivamente: longarina, transversina.

Figura A. 10 – Seção da Longarina



Fonte: Elaborado pelo autor, 2023.

Figura A. 11 – Seção da transversina



Fonte: Elaborado pelo autor, 2023.

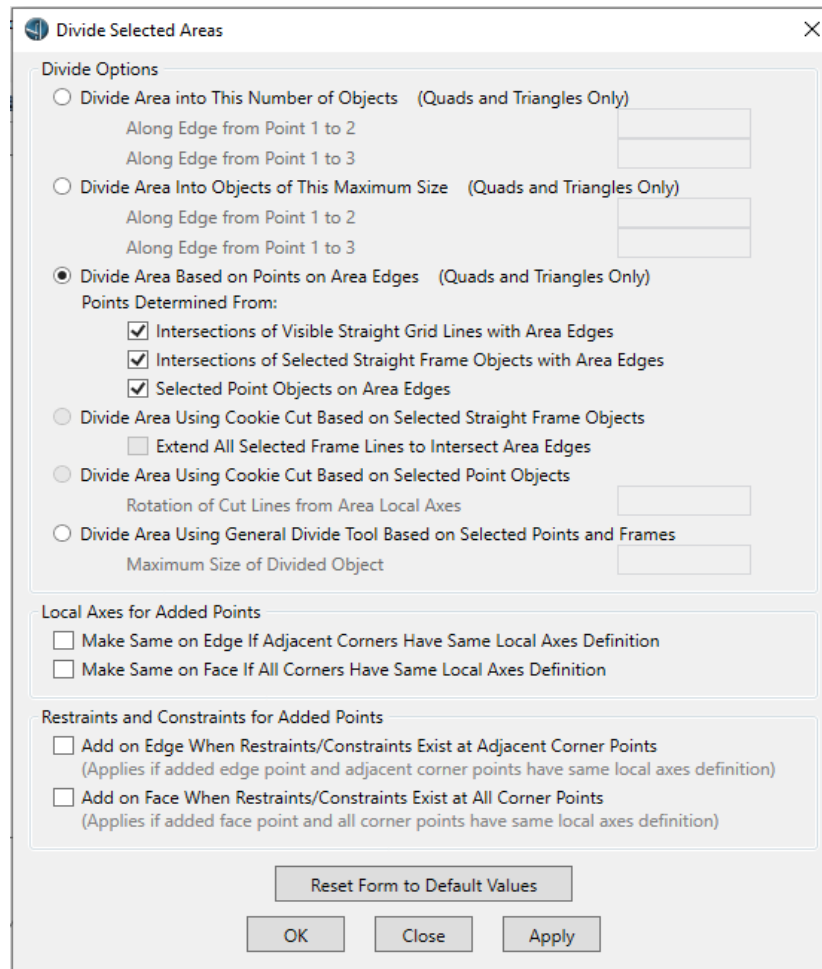
### Definir Malha (Mesh)

A malha (mesh) do tabuleiro da ponte é definida a partir da sequência das seguintes opções: *Edit* → *Area* → *Divide*. As linhas de *layout* são linhas de referência utilizadas para definir a malha que foi refinada automaticamente por meio dos pontos nas bordas da área do tabuleiro conforme a Figura A. 12. A malha também pode ser definida manualmente



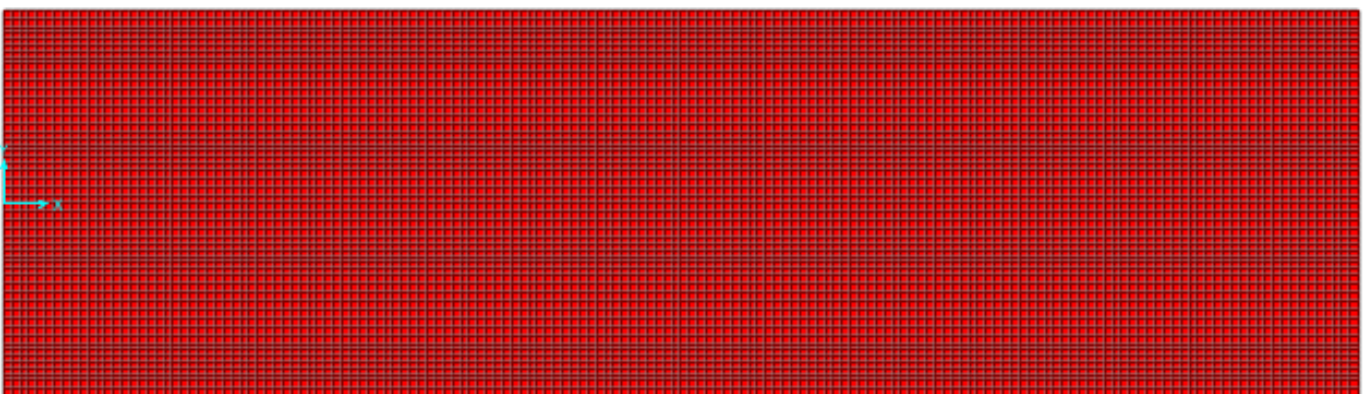
pelo usuário seguindo a mesma sequência no CSiBridge, *Edit* → *Area* → *Divide* → *Divide Area Quads*. Na figura Figura A. 13 é possível visualizar a malha após a definição.

Figura A. 12 – Definição da malha do tabuleiro



Fonte: Elaborado pelo autor, 2023.

Figura A. 13 – Malha no tabuleiro



Fonte: Elaborado pelo autor, 2023.

### Definir as cargas permanentes (*load patterns*)

Na aba *Loads*, faz-se a inserção dos carregamentos mais usuais da estrutura os *load patterns*, estes entram de forma relativamente automática na estrutura durante a modelagem do tabuleiro. Trata-se de cargas correspondentes às defensas (*barriers*), pavimentação (*wearing surface loads – DW*) e passeio (*sidewalk*) Tabela A. 3. São definidas as características desses carregamentos, como o número e as cargas correspondentes, Cargas permanentes (CP), Veículo-tipo, vento e frenagem, entre outras características.

Tabela A. 3 – Ações Permanentes

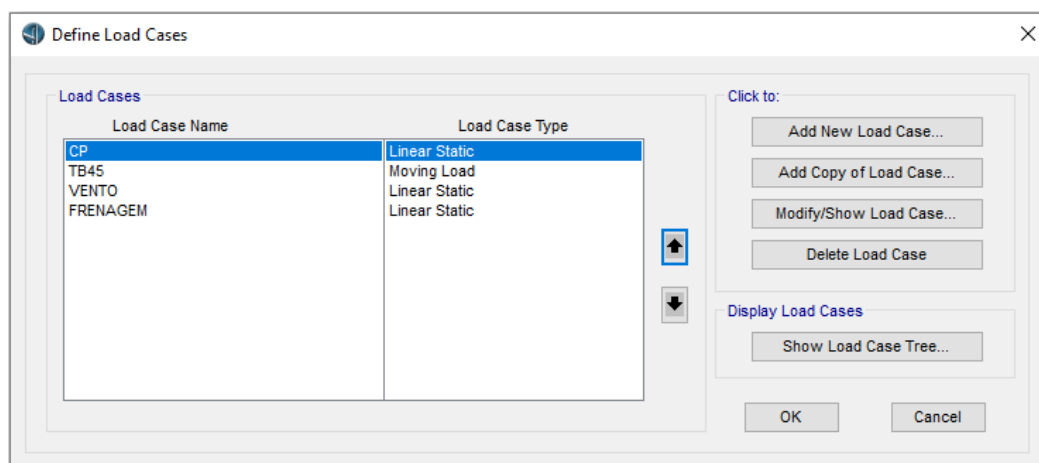
AÇÕES PERMANENTES		
PESO PRÓPRIO	Peso Próprio da Pavimentação e Recapeamento	4.4 KN/m <sup>2</sup>
	Peso Próprio defensas	27.8 KN/m <sup>2</sup>

Fonte: Elaborada pelo autor, 2023.

### Definir (*Load cases*)

Os *Load cases*, são os casos de carregamento, descritos pelo CSi Analysis *Reference Manual* (2013) como sendo uma ferramenta para definir como as cargas serão aplicadas na estrutura e como será a sua resposta estrutural. Nessa fase, pode-se definir se a análise será estática ou dinâmica, linear ou não linear entre outros. Como citado, toda a análise realizada é linear. Os carregamentos das defensas e pavimentação, são definidos como cargas estáticas e a análise é definida como linear. Seus carregamentos são definidos como *load pattern*, não são aplicados fatores de ponderação e suas cargas são características. Suas definições são ilustradas na Figura A. 14.

Figura A. 14 – Características dos casos de carregamento.



Os *Load cases* são seguidos pelos *Load patterns*, descritos pelo *CSI Analysis Reference Manual* (2013) como padrões de carga. Estes são distribuições espaciais específicas de forças, deslocamentos, temperaturas e outros efeitos que atuem sobre a estrutura. De forma resumida, essa etapa consiste na combinação dos efeitos produzidos pelos *Load cases*.

A visualização dos carregamentos na estrutura é realizada através das opções *Load* → *Load patterns*. Os carregamentos definidos são visualizados na Figura A. 46, todas as cargas são consideradas isoladamente, por isso o *Self weight multiplier* para todas as cargas é igual zero, ou seja, não adicionam o peso próprio no seu carregamento, exceto o (CP) que considera a carga do peso próprio da estrutura.

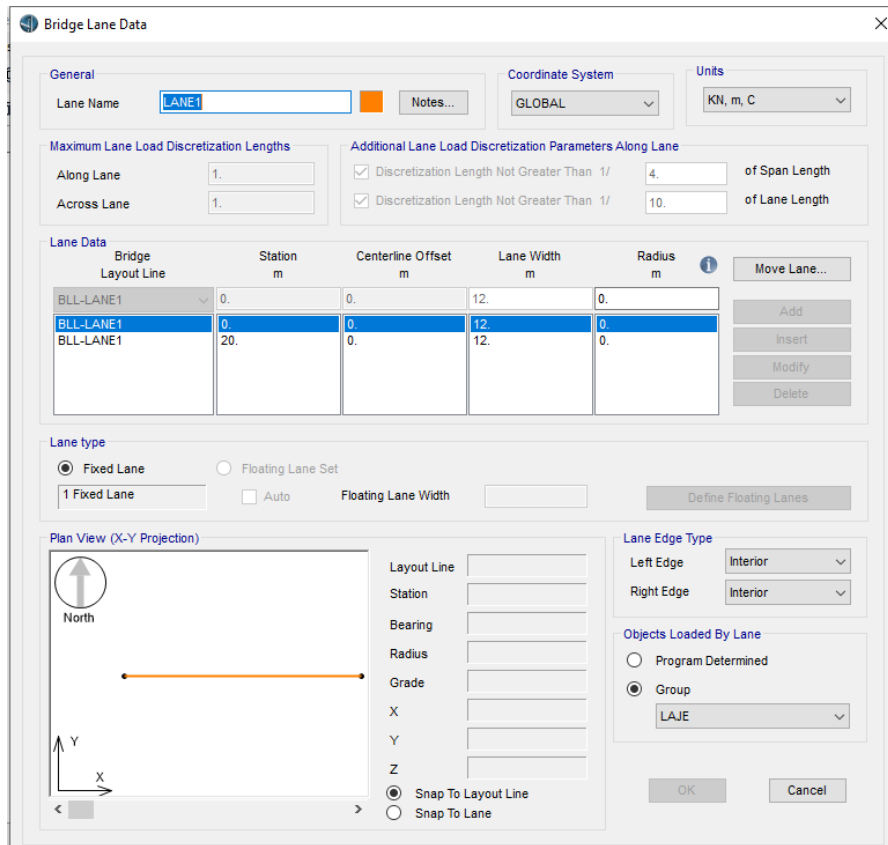
### **Definir o traçado da ponte (Layout line)**

As linhas de *layout* são linhas de referência utilizadas para definir o alinhamento horizontal e vertical da ponte e das faixas dos veículos. Para isso se deve seguir as opções *Layout* → *Layout Lines* → *Add new Line*, localizadas na barra de ferramentas superior do programa. Essas linhas podem ser retas, dobradas ou curvas, tanto horizontalmente quanto verticalmente. Nelas define-se as faixas que correspondem as linhas em que vão atuar os veículos.

Posteriormente, é definida a faixa de rolagem, *lane*, local de posicionamento da faixa, lugar em que o veículo tipo deve trafegar para obtenção das solicitações máximas, segundo especificações das normativas em estudo.

Para que se possa inserir as *lanes* deve-se seguir as opções *Layout* → *Lanes* → *Add new from Layout Line*, localizadas na barra de ferramentas superior do programa. O modo de entrada das informações no programa relativa a faixa de tráfego é representada na Figura A. 15. Observa-se na Figura A. 16 uma tabela central, onde são inseridas as informações de início e fim de faixa (*station*), centro da faixa em relação ao centro da ponte (*centerline offset*), a largura da faixa (*lane width*) e o grupo ao qual a faixa está posicionada (*laje do tabuleiro*).

Figura A. 15 – Definição da lane, para norma brasileira



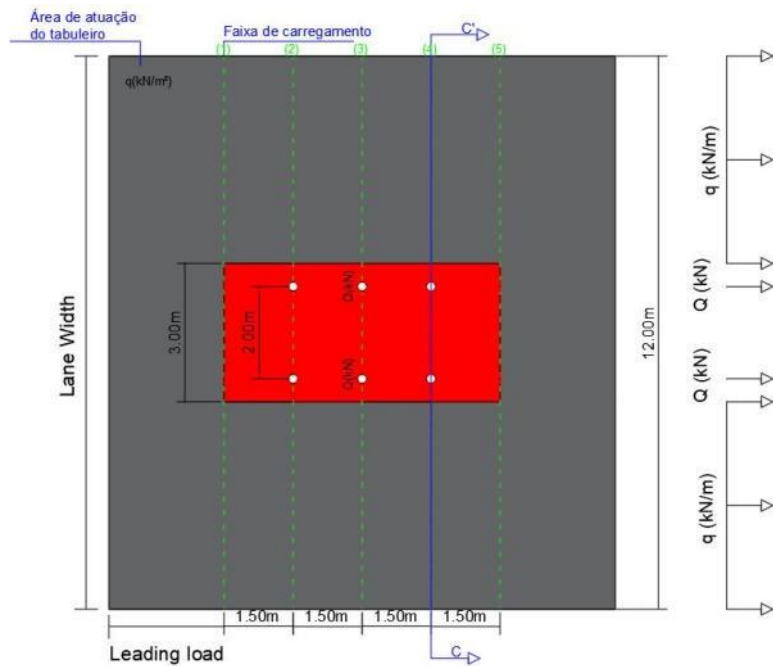
Fonte: Elaborado pelo autor, 2023.

## A6. CRIAÇÃO DOS CARREGAMENTOS MÓVEIS

Nessa fase define-se o trem-tipo, incluindo a carga de multidão. Pode-se fazer uso do trem-tipo homogeneizado ou do trem-tipo não homogeneizado. Para isso, deve-se seguir as seguintes opções: *Load* → *Vehicles* → *Add vehicle*.

O CsiBridge® não consegue criar um carregamento do tipo ilustrado pela Figura A. 16, representado pelo carregamento correspondente ao corte CC', onde tem-se simultaneamente o carregamento distribuído (q), carga de multidão, com seus carregamentos pontuais (Q), do trem-tipo TB-450. O programa não consegue remover o carregamento distribuído correspondente ao intervalo de aplicação apenas do carregamento pontual do veículo tipo, ou ele aplica por todo corte/faixa ou ele não aplica o carregamento distribuído. Portanto, cria-se um carregamento que subtrai a carga extra de multidão adicionada na área de ocupação do veículo (Carga de multidão  $5\text{KN/m}^2 = 5 \cdot 18 = 90\text{ KN}$ ), logo  $450\text{ KN}$  menos  $90\text{ KN}$  é  $360\text{ KN}$  para o carregamento do veículo.

Figura A. 16 – Modelo de carregamento do trem-tipo TB-450.



Fonte: Adaptado (RAMOS, 2023).

O carregamento criado para representar o trem-tipo TB-450, descrito pelo NBR 7188:2013, é o TB450-PONT refere-se as cargas pontuais do carregamento móvel, ilustrado na Figura A. 18. A Figura A. 17 explicita os carregamentos relativos aos três eixos do veículo e uma carga distribuída negativa, apenas dentro do veículo. Nas figuras A.18 e A.19 temos os carregamentos relativos a norma americana e europeia respectivamente.

Figura A. 17 – Carregamento TB-450

Fonte: Elaborada pelo autor, 2023.

Figura A. 18 – (a) Carregamento AASHTO HL-93K; (a) Carregamento AASHTO HL-93M; (a) Carregamento AASHTO HL-93S

(a)

**Vehicle Data**

Vehicle Name: HL-93M Design Type: Vehicle Live Units: KN, m, C

Source: AASHTO.xml Convert to User Defined Notes: Notes...

Length Effects  
 Axle: None Modify/Show...  
 Uniform: None Modify/Show...

Vehicle Location in Lane  
 Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only  
 Straddle Reduction Factor:   
 Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

Usage  
 Lane Negative Moments at Supports  
 Interior Vertical Support Forces  
 All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load  
 Lane Exterior Edge: 0.3048  
 Lane Interior Edge: 0.6096

Center of Gravity  
 Height - Axle Loads: 0.  
 Height - Uniform Loads: 0.

Load Plan  
 Load Elevation

Modify/Show Loads  
 Vertical Loading... Horizontal Loading...

OK Cancel

(b)

**Vehicle Data**

Vehicle Name: HL-93S Design Type: Vehicle Live Units: KN, m, C

Source: AASHTO.xml Convert to User Defined Notes: Notes...

Length Effects  
 Axle: None Modify/Show...  
 Uniform: None Modify/Show...

Vehicle Location in Lane  
 Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only  
 Straddle Reduction Factor:   
 Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

Usage  
 Lane Negative Moments at Supports  
 Interior Vertical Support Forces  
 All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load  
 Lane Exterior Edge: 0.3048  
 Lane Interior Edge: 0.6096

Center of Gravity  
 Height - Axle Loads: 0.  
 Height - Uniform Loads: 0.

Load Plan  
 Load Elevation

Modify/Show Loads  
 Vertical Loading... Horizontal Loading...

OK Cancel

(c)

Fonte: Elaborada pelo autor, 2023.

Figura A. 19 – Carregamento do Eurocode: (a) VT1 – Veículo tipo 1; (b) VT2 – Veículo tipo 2; (c) VT3 – Veículo tipo 3.

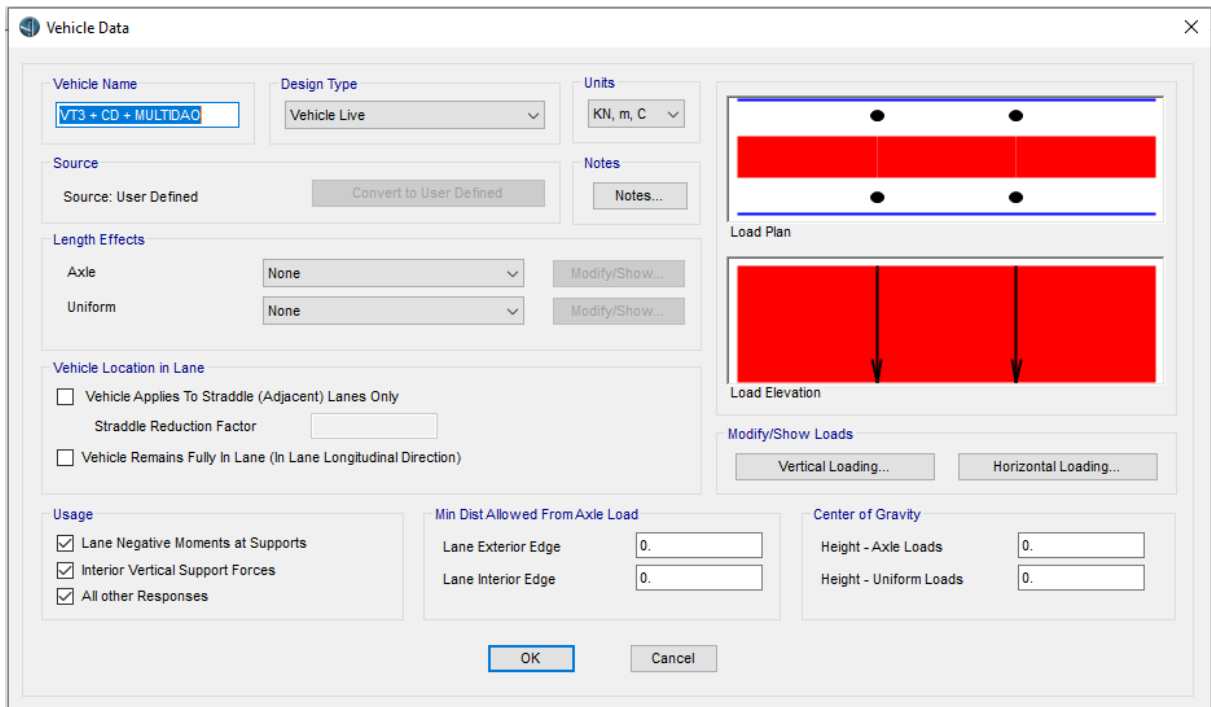
The screenshot shows the 'Vehicle Data' dialog box for Vehicle Type 1 (VT1). The 'Vehicle Name' field contains 'VT1 + CD + MULTIDA0'. The 'Design Type' is set to 'Vehicle Live'. The 'Units' are set to 'KN, m, C'. The 'Source' is 'User Defined'. The 'Length Effects' for 'Axle' and 'Uniform' are both set to 'None'. The 'Vehicle Location in Lane' options are unchecked. The 'Usage' options are checked: 'Lane Negative Moments at Supports', 'Interior Vertical Support Forces', and 'All other Responses'. The 'Min Dist Allowed From Axle Load' for 'Lane Exterior Edge' and 'Lane Interior Edge' are both set to '0.'. The 'Center of Gravity' heights for 'Axle Loads' and 'Uniform Loads' are both set to '0.'. The 'Load Plan' and 'Load Elevation' diagrams show two axles. The 'Modify/Show Loads' buttons are 'Vertical Loading...' and 'Horizontal Loading...'. The 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

(a)

The screenshot shows the 'Vehicle Data' dialog box for Vehicle Type 2 (VT2). The 'Vehicle Name' field contains 'VT2 + CD + MULTIDA0'. The 'Design Type' is set to 'Vehicle Live'. The 'Units' are set to 'KN, m, C'. The 'Source' is 'User Defined'. The 'Length Effects' for 'Axle' and 'Uniform' are both set to 'None'. The 'Vehicle Location in Lane' options are unchecked. The 'Usage' options are checked: 'Lane Negative Moments at Supports', 'Interior Vertical Support Forces', and 'All other Responses'. The 'Min Dist Allowed From Axle Load' for 'Lane Exterior Edge' and 'Lane Interior Edge' are both set to '0.'. The 'Center of Gravity' heights for 'Axle Loads' and 'Uniform Loads' are both set to '0.'. The 'Load Plan' and 'Load Elevation' diagrams show two axles. The 'Modify/Show Loads' buttons are 'Vertical Loading...' and 'Horizontal Loading...'. The 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

(b)





(c)

Fonte: Elaborada pelo autor, 2023.

O dimensionamento da carga é realizada para a componente das longarinas, onde tem-se um fator de escala obtido por meio da multiplicação dos coeficientes estabelecidos pela NBR 7188:2013, coeficientes de impacto vertical (CIV), número de faixas (CNF) e de impacto adicional (CIA).

As definições dos carregamentos para as normas brasileira, americana e europeia são ilustrados nas tabelas das Figura A. 20, A.21 e A22 respectivamente, a seguir:

Figura A. 20 – Configurações de carga do TB-450

**Vehicle Data - Vertical Loading**

Uniform Load Scale Factor: 1      Axle Load Scale Factor: 1

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		60.	Lane Width		156.348	Two Points	2.
Leading Load	Infinite		60.	Lane Width		156.348	Two Points	2.
Fixed Length	1.5		60.	Lane Width		156.348	Two Points	2.
Fixed Length	1.5		60.	Lane Width		156.348	Two Points	2.
Trailing Load	Infinite		60.	Lane Width		156.348	Two Points	2.

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

**Floating Axle Loads**

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0	One Point	1
For Other Responses	0	One Point	1

Floating Axle Load Scale Factor: 1

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Ignore Vertical Loads if Horizontal Centrifugal or Braking Loads are Defined

Buttons: OK, Cancel

**Superelevation Effects**

Adjust Vertical Loads for Superelevation

Axle Load Factor:

Uniform Load Factor:

Fonte: Elaborada pelo autor, 2023.

Figura A. 21 – Configurações de carga: (a) AASHTO HL-93K; (a) AASHTO HL-93K; (b) AASHTO HL-93M; (c) AASHTO HL-93S.

**Vehicle Data - Vertical Loading**

Uniform Load Scale Factor: 1      Axle Load Scale Factor: 1.33

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		9.3401	Fixed Width	3.048	35.5858	Two Points	1.8288
Leading Load	Infinite		9.3401	Fixed Width	3.048	35.5858	Two Points	1.8288
Fixed Length	4.2672		9.3401	Fixed Width	3.048	142.3431	Two Points	1.8288
Variable Length	4.2672	9.144	9.3401	Fixed Width	3.048	142.3431	Two Points	1.8288
Trailing Load	Infinite		9.3401	Fixed Width	3.048	3.048	Two Points	1.8288

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

**Floating Axle Loads**

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0	One Point	1
For Other Responses	0	One Point	1

Floating Axle Load Scale Factor: 1

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Ignore Vertical Loads if Horizontal Centrifugal or Braking Loads are Defined

Buttons: OK, Cancel

**Superelevation Effects**

Adjust Vertical Loads for Superelevation

Axle Load Factor:

Uniform Load Factor:

(a)

Vehicle Data - Vertical Loading

Uniform Load Scale Factor: 1      Axle Load Scale Factor: 1.33

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		9.3401	Fixed Width	3.048	111.2056	Two Points	1.8288
Leading Load	Infinite		9.3401	Fixed Width	3.048	111.2056	Two Points	1.8288
Fixed Length	1.2192		9.3401	Fixed Width	3.048	111.2056	Two Points	1.8288
Trailing Load	Infinite		9.3401	Fixed Width	3.048		Two Points	

Add    Insert    Modify    Delete

**Floating Axle Loads**

Value      Width Type      Axle Width

For Lane Moments    0      One Point      1

For Other Responses    0      One Point      1

Floating Axle Load Scale Factor: 1

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Ignore Vertical Loads if Horizontal Centrifugal or Braking Loads are Defined

OK    Cancel

**Superelevation Effects**

Adjust Vertical Loads for Superelevation

Axle Load Factor:     

Uniform Load Factor:     

(b)

Vehicle Data - Vertical Loading

Uniform Load Scale Factor: 1      Axle Load Scale Factor: 1.33

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		8.4061	Fixed Width	3.048	32.0272	Two Points	1.8288
Leading Load	Infinite		8.4061	Fixed Width	3.048	32.0272	Two Points	1.8288
Fixed Length	4.2672		8.4061	Fixed Width	3.048	128.1088	Two Points	1.8288
Fixed Length	4.2672		8.4061	Fixed Width	3.048	128.1088	Two Points	1.8288
Variable Length	15.24	0. (Infinite)	8.4061	Fixed Width	3.048	32.0272	Two Points	1.8288
Fixed Length	4.2672		8.4061	Fixed Width	3.048	128.1088	Two Points	1.8288
Fixed Length	4.2672		8.4061	Fixed Width	3.048	128.1088	Two Points	1.8288
Trailing Load	Infinite		8.4061	Fixed Width	3.048		Two Points	

Add    Insert    Modify    Delete

**Floating Axle Loads**

Value      Width Type      Axle Width

For Lane Moments    0      One Point      1

For Other Responses    0      One Point      1

Floating Axle Load Scale Factor: 1

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Ignore Vertical Loads if Horizontal Centrifugal or Braking Loads are Defined

OK    Cancel

**Superelevation Effects**

Adjust Vertical Loads for Superelevation

Axle Load Factor:     

Uniform Load Factor:     

(c)

Fonte: Elaborada pelo autor, 2023.

Figura A. 22 – Configurações de carga Eurocode: (a) VT1 – Veículo tipo 1; (b) VT2 – Veículo tipo 2; (c) VT3 – Veículo tipo 3

Vehicle Data - Vertical Loading

Uniform Load Scale Factor: 1      Axle Load Scale Factor: 0.8

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		42.	Lane Width		300.	Two Points	2.
Leading Load	Infinite		42.	Lane Width		300.	Two Points	2.
Fixed Length	1.22		42.	Lane Width		300.	Two Points	2.
Trailing Load	Infinite		42.	Lane Width				

Add    Insert    Modify    Delete

Floating Axle Loads

Value      Width Type      Axle Width

For Lane Moments    0      One Point      1

For Other Responses    0      One Point      1

Floating Axle Load Scale Factor    1

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Ignore Vertical Loads if Horizontal Centrifugal or Braking Loads are Defined

OK    Cancel

Superelevation Effects

Adjust Vertical Loads for Superelevation

Axle Load Factor   

Uniform Load Factor   

(a)

Vehicle Data - Vertical Loading

Uniform Load Scale Factor: 1      Axle Load Scale Factor: 0.8

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		22.5	Lane Width		200.	Two Points	2.
Leading Load	Infinite		22.5	Lane Width		200.	Two Points	2.
Fixed Length	1.22		22.5	Lane Width		200.	Two Points	2.
Trailing Load	Infinite		22.5	Lane Width				

Add    Insert    Modify    Delete

Floating Axle Loads

Value      Width Type      Axle Width

For Lane Moments    0      One Point      1

For Other Responses    0      One Point      1

Floating Axle Load Scale Factor    1

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Ignore Vertical Loads if Horizontal Centrifugal or Braking Loads are Defined

OK    Cancel

Superelevation Effects

Adjust Vertical Loads for Superelevation

Axle Load Factor   

Uniform Load Factor   

(b)

Vehicle Data - Vertical Loading

Uniform Load Scale Factor: 1      Axle Load Scale Factor: 0.8

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		22.5	Lane Width		100.	Two Points	2.
Leading Load	Infinite		22.5	Lane Width		100.	Two Points	2.
Fixed Length	1.22		22.5	Lane Width		100.	Two Points	2.
Trailing Load	Infinite		22.5	Lane Width				

Add    Insert    Modify    Delete

**Floating Axle Loads**

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0	One Point	1
For Other Responses	0	One Point	1

Floating Axle Load Scale Factor: 1

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Ignore Vertical Loads if Horizontal Centrifugal or Braking Loads are Defined

**Superelevation Effects**

Adjust Vertical Loads for Superelevation

Axle Load Factor:

Uniform Load Factor:

OK    Cancel

(c)

Fonte: Elaborada pelo autor, 2023.

Para o primeiro carregamento correspondente a *Leading load* (carga principal), é definido uma distância (*Minimum distance*) infinita, correspondente à faixa de atuação da carga principal (*leading load*). O Csi Bridge® requer que os carregamentos correspondentes a carga distribuída, correspondente a carga de multidão ( $q$ ), que é distribuída em área, seja inserido no programa como cargas distribuída em linha. Por isso, é necessária a multiplicação do carregamento de multidão pela largura da faixa de atuação do carregamento.

Para a combinação considerada pela norma brasileira a carga distribuída igual a 60kN/m, o tipo de largura uniforme é definido como (*lane width*), correspondente a largura de atuação do veículo tipo, definida em 12 m. A carga por eixo (*Axle load*) é definida como 120 kN, o tipo de largura do eixo (*Axle width type*) é definido como dois pontos, duas rodas, e a largura do eixo (*Axle width*) igual a 2 m.

O segundo e o terceiro carregamento (*Fixed length*) correspondem aos demais eixos de aplicação das cargas. O quarto carregamento *Trailing load* (carga final) tem suas configurações equivalente a primeira carga.

As cargas móveis são lançadas em um único *lane*, sendo este definido para representar onde as cargas podem atuar na superestrutura. Assim sendo, a pista de rolamento foi adotada no lado esquerdo do tabuleiro, a fim de estabelecer as solicitações mais desfavoráveis e possui a largura de 3 m corresponde a largura do trem-tipo de projeto da norma brasileira. É necessário saber que os carregamentos das distintas normas, mudam de acordo com a faixa de atuação do carregamento móvel.

#### A7. VERIFICAÇÃO DOS ESFORÇOS GERADOS

A verificação das solicitações geradas na estrutura é realizada por meio da análise das ações de todos os carregamentos inseridos na ponte. Esses carregamentos são relativos as cargas devido ao peso próprio da estrutura, aos elementos de defesa, à carga de pavimentação, ao passeio e às cargas móveis.

É possível realizar a verificação dos esforços gerados por meio de cada carregamento de forma isolada, como também é possível verificá-los de forma conjunta. Para a análise de forma conjunta é criada combinações de carregamentos. Por meio das seguintes opções: *Loads* → *Load combinations* → *Add new combo*.

Na Figura A. 23 tem-se as combinações das cargas móveis e das cargas permanentes, representados por CARGA PERMANENTE (CP) e TB-45, respectivamente. É realizada a união dos carregamentos devido a carga pontual e a carga móvel. O mesmo é feito com as demais normativas, americana e europeia respeitando as premissas normativas das combinações de cargas estabelecidas no item 4.5.

Figura A. 23 – Cargas combinadas

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

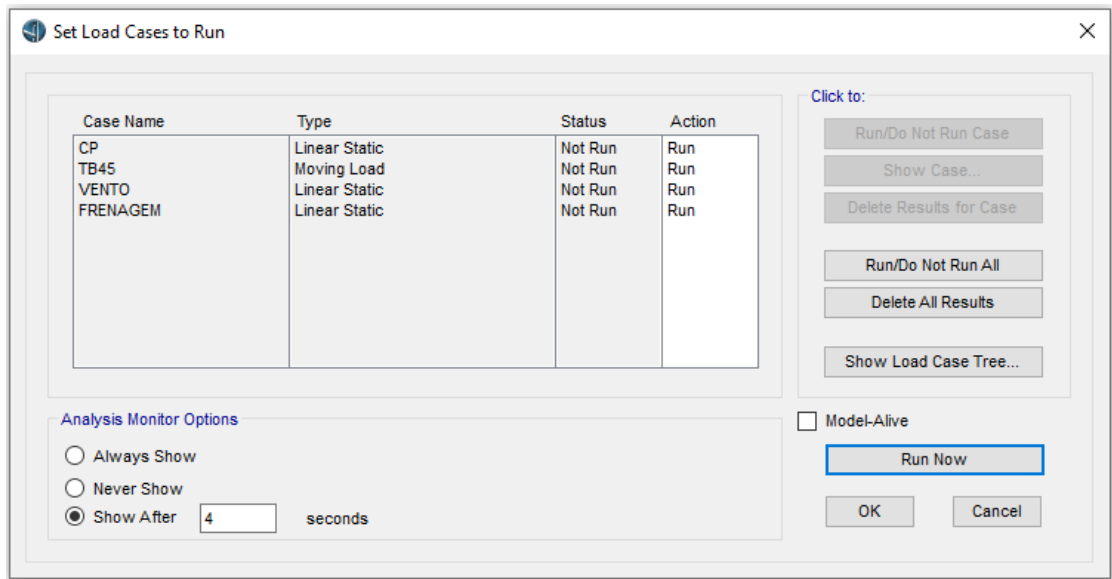
Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
CP	Linear Static	1.35
CP	Linear Static	1.35
TB45	Moving Load	1.5

Fonte: Elaborada pelo autor, 2023.

Com todos os carregamentos e casos de carregamentos definidos é realizada a análise devido ao efeito dos carregamentos móveis e cargas permanentes definidas atuando sobre a ponte. Nesta análise considera-se todos os carregamentos definidos, como ilustrado na Figura A. 24, com exceção do carregamento modal. As deformações e os esforços na estrutura devido ao peso próprio, defensas, passeio, pavimentação e cargas móveis são representadas nas Figura A. 25 e A.26 respectivamente.

Figura A. 24 – Análise com carregamento móvel



Fonte: Elaborada pelo autor, 2023.

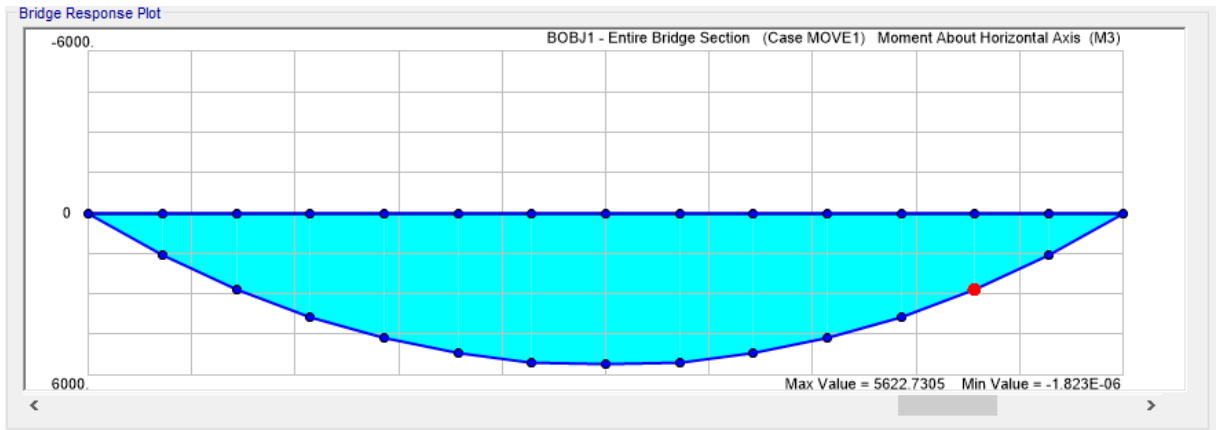
Figura A. 25 – Deformações na ponte



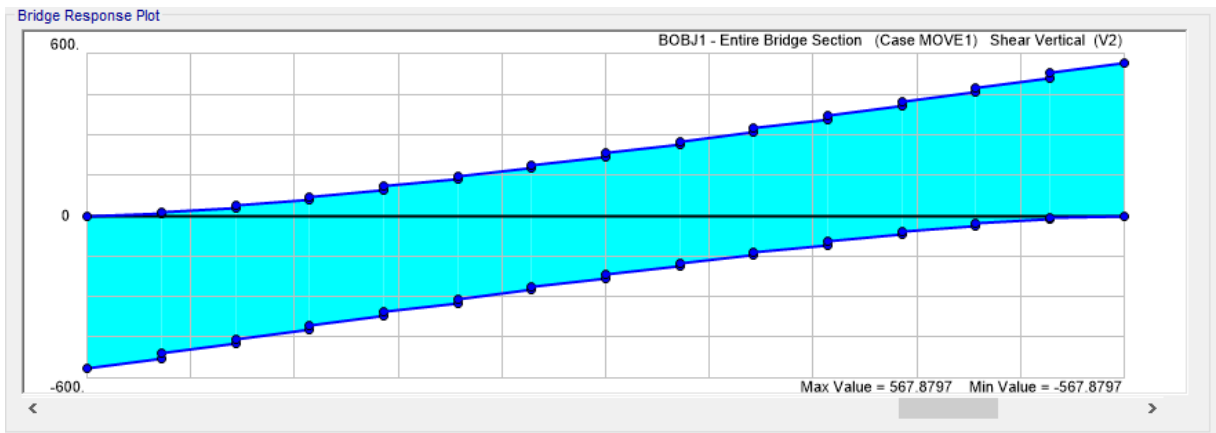
Fonte: Elaborada pelo autor, 2023.



Figura A. 25 – Esforços na ponte: (a) Momento  $M^B$ ; (b) Cortante  $V^S$



(a)



(b)

Fonte: Elaborada pelo autor, 2023.