

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Pâmela Zarpellon

**ESTUDO COMPARATIVO DO PROJETO DA
SUPERESTRUTURA DE PONTE UTILIZANDO A NORMA
BRASILEIRA E NORMAS INTERNACIONAIS**

Porto Alegre
julho 2017

PÂMELA ZARPELLON

**ESTUDO COMPARATIVO DO PROJETO DA
SUPERESTRUTURA DE PONTE UTILIZANDO A NORMA
BRASILEIRA E NORMAS INTERNACIONAIS**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheira Civil

Orientadora: Virginia Maria Rosito d'Avila Bessa

Porto Alegre
julho 2017

PÂMELA ZARPELLON

**ESTUDO COMPARATIVO DO PROJETO DA
SUPERESTRUTURA DE PONTE UTILIZANDO A NORMA
BRASILEIRA E NORMAS INTERNACIONAIS**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRA CIVIL e aprovado em sua forma final pela Professora Orientadora e pelo Professor Relator.

Porto Alegre, julho de 2017.

Prof^ª. Virginia Maria Rosito d'Avila Bessa
Dr^ª. pela Universidade Federal do Rio
Grande do Sul
Orientadora

Prof. Roberto Domingo Rios
Dr. pela Universidade Federal do Rio
Grande do Sul
Relator

BANCA EXAMINADORA

**Prof^ª. Virginia Maria Rosito d'Avila Bessa
(UFRGS)**
Dr^ª. pela Universidade Federal do Rio
Grande do Sul

Prof. Roberto Domingo Rios (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio
Grande do Sul

Prof. Rubem Clécio Schwingel (UFRGS)
Msc. pela Universidade Federal do Rio
Grande do Sul

Eng. Gustavo Lopes Zugno
Engenheiro Civil pela Universidade Federal
do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho à minha mãe, Ana, a quem devo
tudo, tudo.

AGRADECIMENTOS

À Profª. Virginia, orientadora deste trabalho, pelas aulas maravilhosas, por todo o conhecimento transmitido durante nossas conversas. Agradeço, em especial, pela calma e pelo apoio imensurável nos momentos mais críticos e importantes.

Ao Prof. Roberto Rios, relator deste trabalho, por toda a atenção e pela disponibilidade.

Ao Prof. Rubem Schwingel pela paciência, pelas conversas e pela imensa contribuição prestada.

Ao Eng. Gustavo Zugno pelas inúmeras discussões ao longo do desenvolvimento deste trabalho e por ser a minha referência profissional.

À Elisa e ao Fernando por sempre me escutarem, por dividirem comigo todas as alegrias e cada uma das minhas lágrimas. Chegar até aqui não teria sido tão divertido sem vocês!

Ao meu amigo Gustavo por ter sido o meu maior incentivador nos últimos dois semestres. Obrigada pelas incontáveis horas de debates, risadas, desespero... enfim, por estar ao meu lado durante essa montanha-russa.

Ao meu padrasto, Ronaldo, por há tantos anos me incentivar, por sempre me estender a mão, por ser o melhor presente que a vida me deu.

À minha irmã, Priscila, por ser o grande amor da minha vida, por sempre fazer tudo e mais um pouco pra me ver feliz e pelo meu sobrinho, Davi, por quem sinto o mais puro e bonito amor.

À minha mãe. A linguagem escrita é semanticamente pobre para expressar e demonstrar todo o meu amor e toda a minha gratidão. Obrigada por, diariamente, fazer tudo por nós... por fazer o impossível, por mover montanhas, por nos colocar acima de tudo. Obrigada por ser cada degrau dessa e de todas as minhas conquistas. Sempre.

O homem que diz "vou" não vai, porque quando foi já não quis. O homem que diz "sou" não é, porque quem é mesmo "é" não sou.

Vinicius de Moraes, Baden Powell

RESUMO

Este trabalho versa sobre a análise dos carregamentos adotados pelas normas brasileira, européia e norte-americana para o dimensionamento da superestrutura de pontes, tomando-se como base a metodologia empregada pela norma nacional. São analisados carregamentos e coeficientes de ponderação, a fim de quantificar a diferença final no dimensionamento da superestrutura de uma ponte quando esta for projetada de acordo com a abordagem de cada uma das normas. Objetiva-se analisar de que forma os diferentes critérios adotados pelas normativas propostas influenciam no resultado final do dimensionamento da estrutura, bem como definir qual dos projetos segue padrões mais conservadores. O dimensionamento segue o preconizado pela norma brasileira NBR 6118:2014 e pelas normas internacionais ACI 318-14 e *Eurocode 2*.

Palavras-chave: NBR 6118:2014. ACI 318-14. Eurocode.
Pontes. Dimensionamento de superestrutura.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Divisão da estrutura de uma ponte.....	17
Figura 2 - Diagrama do delineamento do projeto de pesquisa	21
Figura 3 - Geometria do veículo HS20-44.	29
Figura 4 - Modelo de carga 1 definido pelo Eurocode	31
Figura 5 - Modelo de carga 2 definido pelo Eurocode	33
Figura 6 - Planta baixa da superestrutura.	52
Figura 7 - Seção transversal da superestrutura.	53
Figura 8 - Restrições dos apoios no modelo de cálculo da superestrutura.	54
Figura 9 - Peso próprio da pavimentação. (Medidas em centímetros)	55
Figura 10 - Peso próprio dos guarda-rodas. (Medidas em centímetros).....	56
Figura 11 - Faixas 1 a 5, definidas para o modelo segundo a norma brasileira.	58
Figura 12 - Faixas 6 a 8, definidas para o modelo segundo a norma brasileira.	58
Figura 13 - Faixas 1 a 8, definidas para o modelo segundo a norma européia.....	60
Figura 14 - Faixas 1 a 8, definidas para o modelo segundo a norma americana.	64
Figura 15 - Momento fletor M2 em torno de X2 (6137 kNm), referente à envoltória máxima de combinações.....	70
Figura 16 - Cortante V3 (1338 kN), referente à envoltória máxima de combinações.	70
Figura 17 - Momento torsor (142 kNm), referente à envoltória máxima de combinações.	71
Figura 18 - Diagramas de solicitações para o caso crítico analisado.	72
Figura 19 - Momentos fletores mínimos gerados pela envoltória de combinações.	73
Figura 20 - Momentos fletores máximos gerados pela envoltória de combinações.....	74
Figura 21 - Áreas de aço para os momentos negativos, obtidas pela envoltória de combinações.	75
Figura 22 - Áreas de aço para os momentos positivos, obtidas pela envoltória de combinações.	76
Figura 23 - Momento fletor M2 em torno de X2 (5139 kNm), referente à envoltória máxima de combinações.....	77
Figura 24 - Cortante V3 (1100 kN), referente à envoltória máxima de combinações.	78
Figura 25 - Momento torsor (117 kNm), referente à envoltória máxima de combinações.	78
Figura 26 - Diagramas de solicitações para o caso crítico analisado.	79
Figura 27 - Momentos fletores mínimos gerados pela envoltória de combinações.	80
Figura 28 - Momentos fletores máximos gerados pela envoltória de combinações.....	81
Figura 29 - Áreas de aço para os momentos negativos, obtidas pela envoltória de combinações.	82
Figura 30 - Áreas de aço para os momentos positivos, obtidas pela envoltória de combinações.	83
Figura 31 - Momento fletor M2 em torno de X2 (4883 kNm), referente à envoltória máxima de combinações.....	85
Figura 32 - Cortante V3 (958 kN), referente à envoltória máxima de combinações.	85
Figura 33 - Momento torsor (105 kNm), referente à envoltória máxima de combinações.	86
Figura 34 - Diagramas de solicitações para o caso crítico analisado.	87
Figura 35 - Momento fletor M2 em torno de X2 (4663 kNm), referente à envoltória máxima de combinações.....	88
Figura 36 - Cortante V3 (907 kN), referente à envoltória máxima de combinações.	89
Figura 37 - Momento torsor (97,2 kNm), referente à envoltória máxima de combinações.	89
Figura 38 - Diagramas de solicitações para o caso crítico analisado.	90
Figura 39 - Momentos fletores mínimos gerados pela envoltória de combinações.	92

Figura 40 - Momentos fletores máximos gerados pela envoltória de combinações.....	93
Figura 41 - Momentos fletores mínimos gerados pela envoltória de combinações.	94
Figura 42 - Momentos fletores máximos gerados pela envoltória de combinações.....	95
Figura 43 - Áreas de aço para os momentos negativos, obtidas pela envoltória de combinações.	96
Figura 44 - Áreas de aço para os momentos positivos, obtidas pela envoltória de combinações.	97

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Cargas por faixa de tráfego.	32
Tabela 2 - Configurações do modelo 3 definido pelo Eurocode.	34
Tabela 3 - Geometria do modelo 3 definido pelo Eurocode.	34
Tabela 4 - Ações permanentes diretas consideradas separadamente.	41
Tabela 5 - Ações permanentes diretas agrupadas.	41
Tabela 6 - Ações variáveis consideradas separadamente.	42
Tabela 7 - Ações variáveis consideradas conjuntamente ¹⁾	43
Tabela 8 - Valores dos fatores de combinação (Ψ_0) e de redução (Ψ_1 e Ψ_2) para as ações variáveis.	44
Tabela 9 - Valores dos fatores de combinação (Ψ_0) e de redução (Ψ_1 e Ψ_2) para as ações variáveis em pontes rodoviárias segundo a norma européia.	50
Tabela 10 - Lista de faixas definidas para o modelo segundo a norma brasileira.	57
Tabela 11 - Carregamento referente ao veículo tipo, segundo o preconizado pela norma brasileira.	59
Tabela 12 - Carregamento referente à carga de multidão, segundo o preconizado pela norma brasileira.	59
Tabela 13 - Lista de faixas definidas para o modelo segundo a norma européia.	60
Tabela 14 - Carregamento referente ao primeiro veículo tipo (VT1), segundo o preconizado pela norma européia.	61
Tabela 15 - Carregamento referente ao segundo veículo tipo (VT2), segundo o preconizado pela norma européia.	61
Tabela 16 - Carregamento referente ao terceiro veículo tipo (VT3), segundo o preconizado pela norma européia.	62
Tabela 17 - Faixas de aplicação dos veículos tipos.	62
Tabela 18 - Carregamento referente à carga de uniformemente distribuída, segundo o preconizado pela norma européia.	63
Tabela 19 - Carregamento referente à carga de multidão, segundo o preconizado pela norma européia.	63
Tabela 20 - Lista de faixas definidas para o modelo segundo a norma americana.	64
Tabela 21 - Fatores de múltipla presença.	65
Tabela 22 - Carregamento referente ao veículo tipo <i>design truck</i> , segundo o preconizado pela norma americana.	65
Tabela 23 - Carregamento referente ao veículo tipo <i>design tandem</i> , segundo o preconizado pela norma americana.	66
Tabela 24 - Carregamento referente à carga <i>design lane load</i> , preconizado pela norma americana, atribuído às faixas 5, 6, 7 e 8.	66
Tabela 25 - Carregamento referente à carga de multidão, preconizado pela norma americana, atribuído às faixas 5, 6, 7 e 8.	67
Tabela 26 - Combinações definidas para o modelo referente à norma brasileira.	67
Tabela 27 - Combinações definidas para o modelo referente à norma européia.	68
Tabela 28 - Combinações definidas para o modelo referente à norma americana, quando analisado o veículo tipo <i>truck</i>	68
Tabela 29 - Combinações definidas para o modelo referente à norma americana, quando analisado o veículo tipo <i>tandem</i>	68
Tabela 30 - Solicitações impostas pelos carregamentos previstos pela norma brasileira.	69
Tabela 31 - Solicitações impostas pelos carregamentos previstos pela norma européia.	77
Tabela 32 - Solicitações impostas pelos carregamentos previstos pela norma americana.	84

Tabela 33 - Solicitações impostas pelos carregamentos previstos pela norma americana.....	88
Tabela 34 - Momentos fletores máximos calculados para as vigas de acordo com a norma brasileira e normas internacionais.	98
Tabela 35 - Esforços cortantes máximos calculados para as vigas de acordo com a norma brasileira e normas internacionais.	99
Tabela 36 - Áreas de armaduras longitudinais calculadas para as vigas de acordo com a norma brasileira e normas internacionais.	99
Tabela 37 - Áreas de armaduras transversais calculadas para as vigas de acordo com a norma brasileira e normas internacionais.	100
Tabela 38 - Esforços máximos calculados para a laje de acordo com a norma brasileira e normas internacionais.	100
Tabela 39 - Áreas de armaduras calculadas para a laje de acordo com a norma brasileira e normas internacionais.	101
Tabela 40 - Áreas de armaduras calculadas de acordo com a norma brasileira e normas internacionais para o momento fletor de 6137 kNm, obtido pela norma brasileira.	102
Tabela 41 - Áreas de armaduras calculadas de acordo com a norma brasileira e normas internacionais para o momento fletor de 5139 kNm, obtido pela norma européia.	102
Tabela 42 - Áreas de armaduras calculadas de acordo com a norma brasileira e normas internacionais para o momento fletor de 4883 kNm, obtido pela norma americana.....	103
Tabela 43 - Áreas de armaduras calculadas de acordo com a norma brasileira e normas internacionais para o esforço cortante de 1338 kN, obtido pela norma brasileira.....	103
Tabela 44 - Áreas de armaduras calculadas de acordo com a norma brasileira e normas internacionais para o esforço cortante de 1100 kN, obtido pela norma européia.....	104
Tabela 45 - Áreas de armaduras calculadas de acordo com a norma brasileira e normas internacionais para o esforço cortante de 958 kN, obtido pela norma americana.	104
Tabela 46 - Áreas de armaduras calculadas de acordo com a norma brasileira e normas internacionais para o momento positivo de 109 kNm e negativo de 94 kNm, obtidos pela norma brasileira.	105
Tabela 47 - Áreas de armaduras calculadas de acordo com a norma brasileira e normas internacionais para o momento positivo de 89 kNm e negativo de 64 kNm, obtidos pela norma européia.	105
Tabela 48 - Áreas de armaduras calculadas de acordo com a norma brasileira e normas internacionais para o momento positivo de 65 kNm e negativo de 49 kNm, obtidos pela norma americana.....	106

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

UFRGS - Universidade Federal do Rio Grande do Sul

LISTA DE SÍMBOLOS

F_d = valores de cálculo das ações

γ_{gi} = coeficiente de ponderação para ações permanentes

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

Ψ_0 = fator de redução de combinação para o ELU

Ψ_1 = fator de redução de combinação freqüente para ELS

Ψ_2 = fator de redução de combinação quase permanente para ELS

γ_q = coeficiente de ponderação para ações variáveis diretas

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

γ_{gi} = coeficiente de ponderação para ações permanentes

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

γ_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

γ_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)

γ_f = coeficiente de ponderação das ações

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	17
2 DIRETRIZES DA PESQUISA	19
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA.....	19
2.2 OBJETIVO PRINCIPAL DO TRABALHO	19
2.3 PRESSUPOSTOS	19
2.4 DELIMITAÇÕES	20
2.5 LIMITAÇÕES.....	20
2.6 DELINEAMENTO	20
3 DESCRIÇÕES NORMATIVAS	22
3.1 ESTADOS LIMITES	22
3.1.1 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS	23
3.1.2 ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO	23
3.2 AÇÕES.....	24
3.2.1 AÇÕES PERMANENTES	24
3.2.2 AÇÕES VARIÁVEIS	25
3.2.2.1 Cargas móveis	26
3.2.2.1.1 NORMA BRASILEIRA	26
3.2.2.1.1.1 Coeficiente de impacto vertical	27
3.2.2.1.1.2 Coeficiente de número de faixas	28
3.2.2.1.1.3 Coeficiente de impacto adicional	28
3.2.2.1.2 NORMA AMERICANA.....	29
3.2.2.1.3 NORMA EUROPÉIA	30
3.2.2.2 Efeitos da frenagem e da aceleração.....	35
3.2.2.3 Ação do Vento	35
3.3 COMBINAÇÕES.....	36
3.3.1 NORMA BRASILEIRA	36
3.3.1.1 Combinações últimas.....	36
3.3.1.1.1 Combinações últimas normais	36
3.3.1.1.2 Combinações últimas especiais ou de construção.....	37
3.3.1.1.3 Combinações excepcionais	37
3.3.1.2 Combinações de utilização das ações.....	38
3.3.1.2.1 Combinações quase permanentes de serviço	38
3.3.1.2.2 Combinações frequentes de serviço	38
3.3.1.2.3 Combinações raras de serviço	39
3.3.1.3 Coeficientes de ponderação para combinações últimas	40

3.3.1.3.1	Coeficientes de ponderação para as ações permanentes	40
3.3.1.3.2	Coeficientes de ponderação para as ações variáveis	42
3.3.1.3.3	Coeficientes de ponderação para as ações excepcionais	43
3.3.1.3.4	Valores dos fatores de combinação e redução	43
3.3.1.4	Valores dos fatores de combinação e dos fatores de serviço.....	44
3.3.2	NORMA AMERICANA	44
3.3.3	NORMA EUROPÉIA.....	47
3.3.3.1	Combinações para situações persistentes ou transitórias	47
3.3.3.2	Combinações de utilização das ações.....	48
3.3.3.2.1	Combinações quase permanentes de serviço	48
3.3.3.2.2	Combinações frequentes de serviço	48
3.3.3.2.3	Combinações características de serviço	49
3.3.3.3	Fatores parciais para ações e combinações de ações.....	50
4	EXEMPLO ANALISADO	51
4.1	GEOMETRIA DO MODELO	52
4.2	PROPRIEDADES DO MODELO	53
4.3	APOIOS DO MODELO.....	53
4.4	AÇÕES DO MODELO	54
4.4.1	AÇÕES PERMANENTES	54
4.4.1.1	Peso próprio da estrutura	54
4.4.1.2	Peso próprio da pavimentação.....	54
4.4.1.3	Peso próprio dos guarda-rodas	55
4.4.2	AÇÕES VARIÁVEIS.....	56
4.4.2.1	Norma Brasileira.....	57
4.4.2.2	Norma Européia.....	60
4.4.2.2	Norma Americana.....	63
4.4.3	COMBINAÇÕES	67
5	RESULTADOS	69
5.1	NORMA BRASILEIRA	69
5.1.1	VIGAS	69
5.1.2	LAJE	72
5.1.3	DIMENSIONAMENTO	74
5.2	NORMA EUROPEIA	76
5.2.1	VIGAS	76
5.2.2	LAJE	79
5.2.3	DIMENSIONAMENTO.....	81
5.3	NORMA AMERICANA.....	83

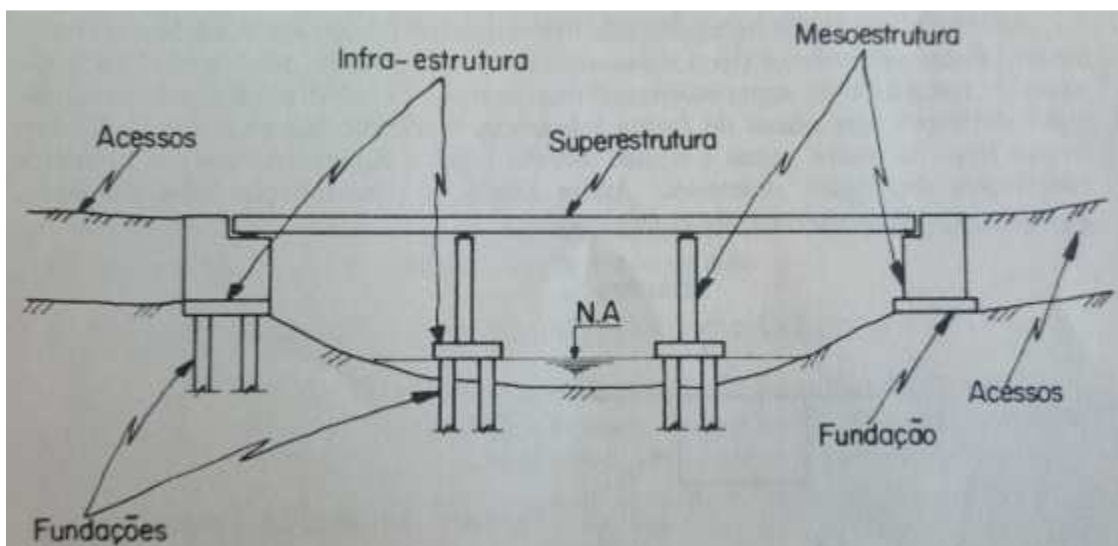
5.3.1 VIGAS	83
5.3.1.1 Veículo tipo <i>Truck</i>	84
5.3.1.2 Veículo tipo <i>Tandem</i>	88
5.3.2 LAJE	91
5.3.2.1 Veículo tipo <i>Truck</i>	91
5.3.2.1 Veículo tipo <i>Tandem</i>	93
5.3.3 DIMENSIONAMENTO	95
6 ANÁLISE COMPARATIVA.....	98
6.1 VIGAS.....	98
6.1.1 SOLICITAÇÕES	98
6.1.2 DIMENSIONAMENTO	99
6.2 LAJE.....	100
6.2.1 SOLICITAÇÕES	100
6.2.2 DIMENSIONAMENTO	101
6.3 CONSIDERAÇÕES A RESPEITO DO DIMENSIONAMENTO	101
6.3.1 VIGAS	101
6.3.1.1 Momento fletor	101
6.3.1.2 Esforço cortante.....	103
6.3.1.2 Laje	Erro! Indicador não definido.
7 CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS	107
REFERÊNCIAS	109

1 INTRODUÇÃO

Pfeil (1983a) define ponte como uma obra-de-arte especial cujo objetivo é a transposição de obstáculos (rios, braços de mar, vales) que impeçam a continuidade de uma via. Quando tais obstáculos não são constituídos por água, tal estrutura é denominada viaduto.

Em termos gerais, uma ponte pode ser dividida em três partes principais: superestrutura, mesoestrutura e infraestrutura (figura 1).

Figura 1 - Divisão da estrutura de uma ponte



(fonte: MASON, 1977)

A grande maioria das pontes (MATTOS, 2001):

[...] é composta por lajes, vigas principais e secundárias, pilares e as fundações. A laje recebe as cargas dos veículos e pedestres e as transfere para as vigas, que as transmitem para os pilares. Os pilares recebem as cargas verticais e horizontais da superestrutura transferindo-as para as fundações, que as transmitem para o terreno.

Neste trabalho serão apresentados os procedimentos, critérios e padrões a serem adotados como os mínimos recomendáveis para a determinação dos carregamentos a considerar para o

dimensionamento da superestrutura de uma ponte de concreto armado segundo a norma brasileira NBR 6118, a norte-americana ACI-318 e a européia *Eurocode 2*.

A maior confiabilidade na obtenção de parâmetros de cálculo implica redução dos coeficientes de segurança adotados nos cálculos de estruturas de concreto armado. A motivação para o desenvolvimento do trabalho é a busca pelo entendimento 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.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

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

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa do trabalho é: considerando as premissas da norma brasileira e das normas internacionais, ACI-318 e Eurocode 2, de que forma a diferença entre os carregamentos analisados para cada uma delas afeta o dimensionamento da superestrutura de uma ponte?

2.2 OBJETIVO PRINCIPAL DO TRABALHO

O objetivo do trabalho é a comparação entre o dimensionamento da superestrutura de uma ponte quando seguidas as premissas da norma brasileira e de normas internacionais.

2.3 PRESSUPOSTOS

O trabalho tem por pressuposto que são verdadeiras e válidas as informações contidas nas seguintes normas para elaboração do trabalho:

- a) NBR 6118:2014 - Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento;
- b) NBR 7188:2013 - Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, vidautos, passarelas e outras estruturas;
- c) ACI 318-14 - Building Code Requirements for Structural Concrete;
- d) AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012;
- e) EN 1990:2002 - Eurocode: Basis of structural design;
- f) EN 1991-2:2003 - Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges;
- g) EN 1992-1-1:2010 - Eurocode 2: Design of concrete structures.

2.4 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se a apresentar o dimensionamento de uma ponte em concreto armado, com vão de 20m de comprimento, adequadas às condições específicas ao seu local de construção e da sua utilização em serviço, seguindo-se as premissas da norma brasileira e de normas internacionais.

2.5 LIMITAÇÕES

São limitações do trabalho:

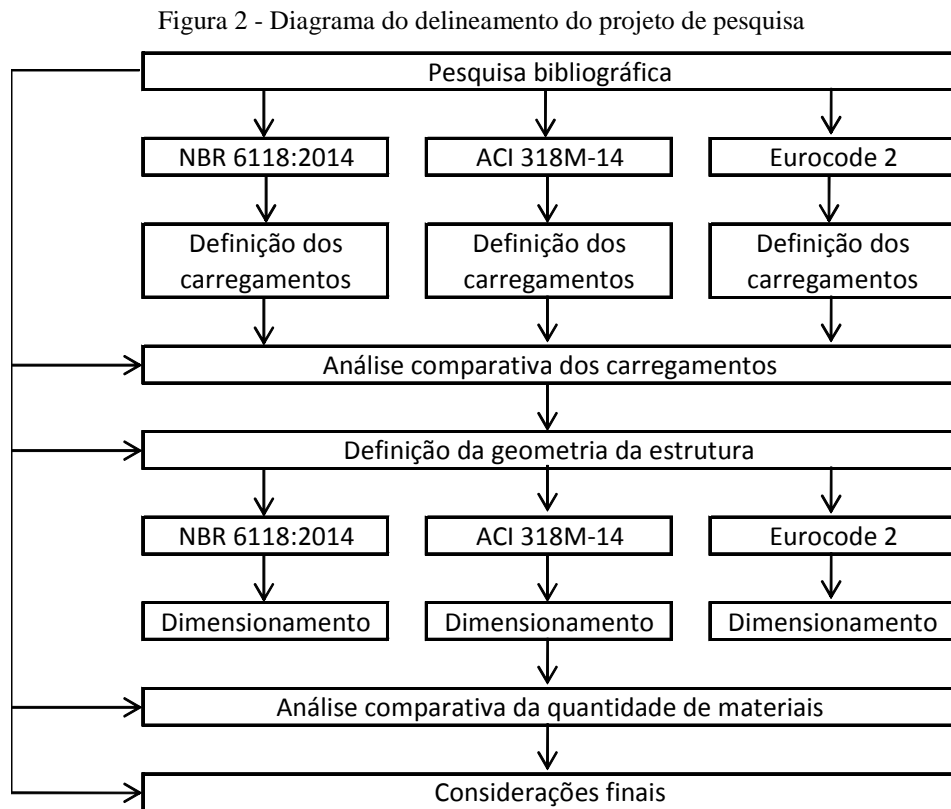
- a) análise somente das vigas e da laje que compõem a superestrutura da ponte;
- b) as normas utilizadas para a análise dos carregamentos e o dimensionamento da estrutura serão apenas a brasileira, a norte-americana e a européia;
- c) será adotada mesma seção transversal para o projeto segundo cada normativa;
- d) a superestrutura da ponte configura uma estrutura em que a laje é apoiada diretamente sobre as vigas;
- e) o local de construção da ponte é o mesmo, independente da abordagem analisada, sendo adotado como referência o território brasileiro;
- f) a metodologia empregada para o cálculo é a utilização do *software STRAP*.

2.6 DELINEAMENTO

O trabalho foi realizado através das etapas apresentadas a seguir, que estão representadas na figura 2:

- a) pesquisa bibliográfica;
- 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 européia;
- e) análise comparativa dos carregamentos;
- f) definição de geometria de estrutura de concreto armado que atenda às solicitações calculadas para os três casos;
- g) dimensionamento da superestrutura de ponte segundo a norma brasileira;

- h) dimensionamento da superestrutura de ponte segundo a norma norte-americana;
- i) dimensionamento da superestrutura de ponte segundo a norma européia;
- j) análise comparativa da quantidade de materiais;
- k) considerações finais.



(fonte: elaborado pela autora)

3 DESCRIÇÕES NORMATIVAS

O texto deste item foi adaptado de normatizações nacionais vigentes, cuja metodologia será adotada como referência para o desenvolvimento deste trabalho.

Estão inclusas neste item, ainda, premissas das normatizações internacionais vigentes. Neste caso, são abordadas 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.

Este item abrange as recomendações e premissas das seguintes normas:

- a) NBR 6118:2014 - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento;
- b) NBR 6123:1988 - Forças devidas ao vento em edificações;
- c) NBR 7187:2003 - 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) EN 1990:2002 - Eurocode: Basis of structural design;
- i) EN 1991-2:2003 - Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges;
- j) EN 1992-1-1:2010 - Eurocode 2: Design of concrete structures.

3.1 ESTADOS LIMITES

Segundo a NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003), estados limites são definidos como os estados a partir dos quais a estrutura apresenta desempenho inadequado às finalidades da construção.

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

Podem ser estados limites últimos ou estados limites de serviço. Os estados limites considerados nos projetos de estruturas dependem dos tipos de materiais de construção empregados e devem ser especificados pelas normas referentes ao projeto de estruturas com eles construídas.

3.1.1 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

Segundo a NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003), estados limites últimos são definidos como estados que, pela sua simples ocorrência, determinam a paralisação, no todo ou em parte, do uso da construção.

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

No projeto, usualmente devem ser considerados os estados limites últimos caracterizados por:

- a) perda de equilíbrio, global ou parcial, admitida a estrutura como um corpo rígido;
- b) ruptura ou deformação plástica excessiva dos materiais;
- c) transformação da estrutura, no todo ou em parte, em sistema hipostático;
- d) instabilidade por deformação;
- e) instabilidade dinâmica.

3.1.2 ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO

Segundo a NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003), 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.

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

No período de vida da estrutura, usualmente são considerados estados limites de serviço caracterizados por:

- a) danos ligeiros ou localizados, que comprometam o aspecto estético da construção ou a durabilidade da estrutura;
- b) deformações excessivas que afetem a utilização normal da construção ou seu aspecto estético;
- c) vibração excessiva ou desconfortável.

Em relação às ações que devem ser consideradas para avaliação dos estados limites de serviço, a NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003) separa as combinações quanto à sua duração e periodicidade.

Segundo a NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003):

Os estados limites de serviço decorrem de ações cujas combinações podem ter três diferentes ordens de grandeza de permanência na estrutura:

- a) combinações quase permanentes: combinações que podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura, da ordem da metade deste período;
- b) combinações freqüentes: combinações que se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura, da ordem de 10^5 vezes em 50 anos, ou que tenham duração total igual a uma parte não desprezível desse período, da ordem de 5%;
- c) combinações raras: combinações que podem atuar no máximo algumas horas durante o período de vida da estrutura.

3.2 AÇÕES

Segundo a NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 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.

3.2.1 AÇÕES PERMANENTES

Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), ações permanentes são definidas como as ações que ocorrem com valores praticamente

constantes durante toda a vida da construção. Para efeito de cálculo, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) determina que as ações permanentes devem ser consideradas com seus valores representativos mais desfavoráveis para a segurança.

De acordo com a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) 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 NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) determina que pode ser adotado para massa específica o valor de 25 kN/m^3 . Além disso, os demais elementos da estrutura (guarda-rodas e pavimentação) também entram no cálculo da carga permanente.

3.2.2 AÇÕES VARIÁVEIS

Segundo a NBR 7187 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003), definem-se ações variáveis como aquelas de caráter transitório.

De acordo com a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) 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 frenação 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.

3.2.2.1 Cargas móveis

3.2.2.1.1 NORMA BRASILEIRA

A NBR 7188 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 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.

A NBR 7188 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013) determina que os valores de carga móvel sejam ponderados, conforme definido abaixo:

$$Q = P * CIV * CNF * CIA \quad (\text{fórmula 1})$$

Sendo:

Q = carga concentrada, em quilonewtons;

CIV = coeficiente de impacto vertical;

CNF = coeficiente do número de faixas;

CIA = coeficiente de impacto adicional.

$$q = P * CIV * CNF * CIA \quad (\text{fórmula 2})$$

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 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013), a carga móvel rodoviária padrão TB-450 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 $p = 5 \text{ kN/m}^2$.

A NBR 7188 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013) define a posição de aplicação das cargas.

De acordo com a NBR 7188 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013):

A carga móvel assume posição qualquer em toda a pista rodoviária com as rodas na posição mais desfavorável, inclusive acostamento e faixas de segurança. A carga distribuída deve ser aplicada na posição mais desfavorável, independentemente das faixas rodoviárias. Admite-se a distribuição especial da carga concentrada no elemento estrutural a partir da sua superfície de contato em um ângulo de 45°.

3.2.2.1.1.1 Coeficiente de impacto vertical

A NBR 7188 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013) recomenda que, para o dimensionamento de quaisquer elementos estruturais, as cargas móveis verticais sejam majoradas pelo coeficiente de impacto vertical, CIV, abaixo definido.

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

$$CIV = 1,35 \quad \text{(fórmula 3)}$$

Sendo:

CIV = coeficiente de impacto vertical.

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

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

Sendo:

CIV = coeficiente de impacto vertical;

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

3.2.2.1.1.2 Coeficiente de número de faixas

A NBR 7188 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013) recomenda que as cargas móveis características sejam ajustadas pelo coeficiente do número de faixas do tabuleiro, CNF, definido abaixo:

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

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 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013), o coeficiente do número de faixas não se aplica ao dimensionamento de elementos estruturais transversais ao sentido do tráfego.

3.2.2.1.1.3 Coeficiente de impacto adicional

A NBR 7188 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013) recomenda que os esforços das cargas móveis sejam majorados na região das juntas estruturais e extremidades da obra.

Segundo a NBR 7188 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013):

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.

3.2.2.1.2 NORMA AMERICANA

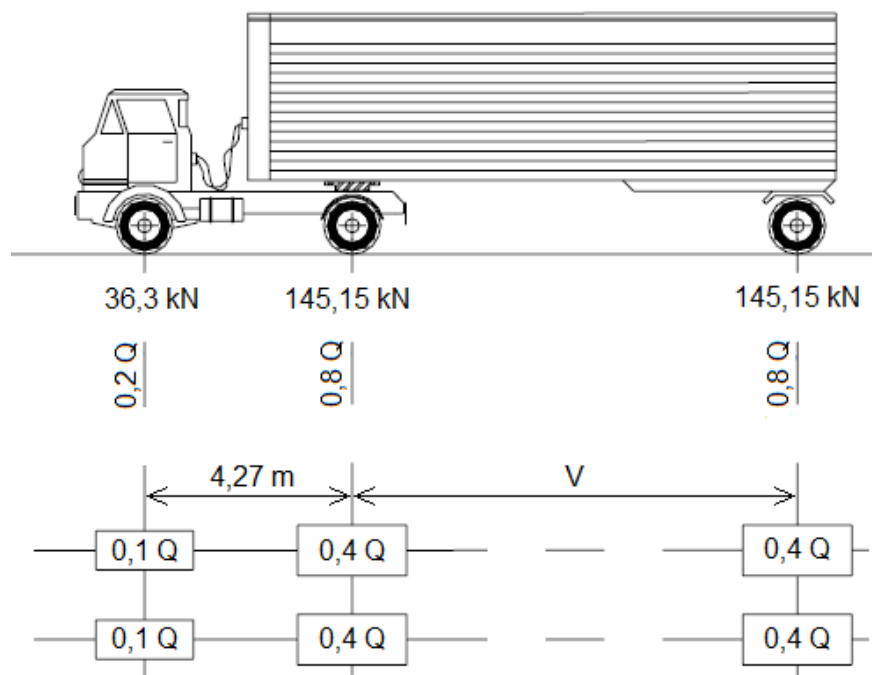
Segundo a *LRFD Bridge Design Specifications (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2012)*, o carregamento móvel para pontes é definido como HL-93.

Este carregamento é definido pela seguinte combinação:

- Design truck* ou *design tandem*, e
- Design lane load*.

O *design truck* (trem-tipo) é representado pelo veículo HS20-44, conforme apresentado na figura 3. A distância transversal entre rodas é de 1,83 m.

Figura 3 - 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:

- para vãos isostáticos: a distância variável entre eixos traseiros, V , deve ser de no mínimo 4,27 m;
- 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 (American Association of State Highway and Transportation Officials, 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 (American Association of State Highway and Transportation Officials, 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.

Os eixos que não contribuem para o efeito máximo da força em questão devem ser desconsiderados.

O *design truck* ou o *design tandem* devem ser posicionados transversalmente de modo que o centro de qualquer uma das rodas não esteja a uma distância inferior a 0,61 m do limite de uma faixa de tráfego.

A *LRFD Bridge Design Specifications (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2012)* determina ainda que, simultaneamente à carga móvel do veículo tipo, deve ser aplicada às faixas de tráfego uma carga de multidão igual a 3,59 kN/m².

3.2.2.1.3 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.

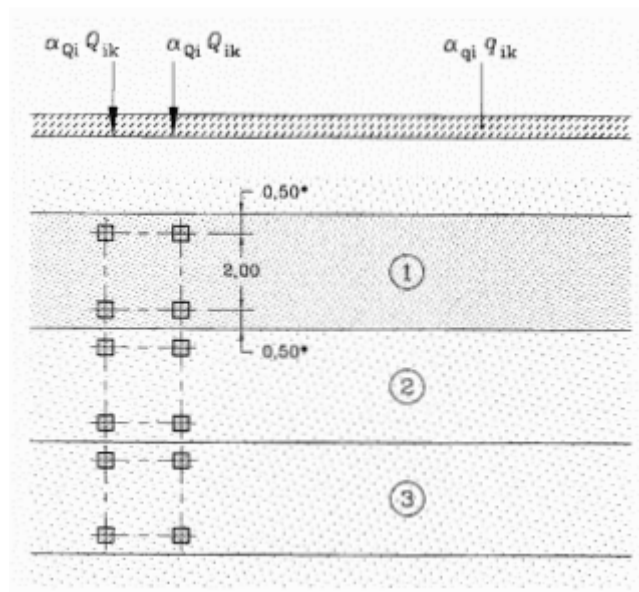
Para descrever as ações verticais do tráfego sobre pontes rodoviárias, o EN 1991-2:2003 define os seguintes modelos de carga:

- 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;
- 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;
- 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;
- 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.

No sistema dos eixos duplos, as cargas são diferentes em cada faixa de tráfego. Já as cargas uniformemente distribuídas são iguais para todas as faixas exceto a primeira. Os sistemas são representados na figura 4, e a valoração das cargas é feita de acordo com a tabela 1.

Figura 4 - 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 ²)
Faixa 1	300	9
Faixa 2	200	2,5
Faixa 3	100	2,5
Outras faixas	0	2,5
Faixa residual	0	2,5

(fonte: EN 1991-2:2003)

De acordo com o EN 1991-2:2003, os valores indicados na tabela 1 podem ser multiplicados pelos fatores de ajuste α_Q (para as cargas dos eixos duplos) e α_q (para as cargas uniformemente distribuídas), que são definidos de acordo com o anexo nacional vigente de cada país europeu. Os seguintes valores mínimos são recomendados:

$$\alpha_{Q1} \geq 0,8 \quad (\text{fórmula 6})$$

$$\text{para } i \geq 2 \Rightarrow \alpha_{qi} \geq 1 \quad (\text{fórmula 7})$$

Sendo:

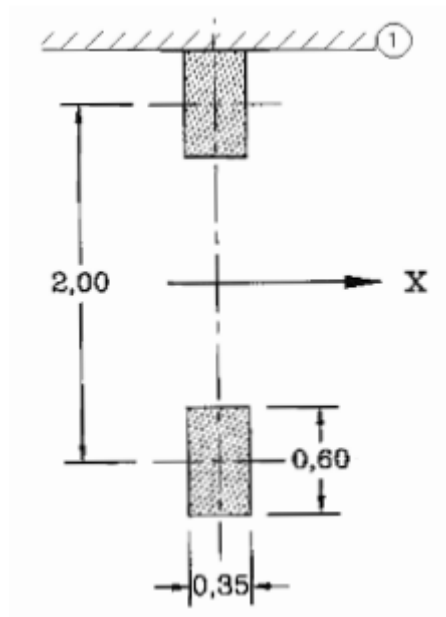
α_{Q1} = fator de ajuste para as cargas dos eixos duplos;

α_{qi} = fator de ajuste para as cargas uniformemente distribuídas;

i = número da faixa.

Segundo o EN 1991-2:2003, o Modelo 2 consiste em uma carga por eixo, de valor total igual a 400kN. O modelo é representado na figura 5.

Figura 5 - 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 2 e 3.

No Modelo 4, a representação da carga de multidão é dada por uma carga uniformemente distribuída de 5 kN/m².

Tabela 2 - Configurações do modelo 3 definido pelo Eurocode.

Peso total	Configuração	Designação
600 kN	4 eixos de 150 kN	600/150
900 kN	6 eixos de 150 kN	900/150
1200 kN	8 eixos de 150 kN ou 6 eixos de 200 kN	1200/150 1200/200
1500 kN	10 eixos de 150 kN ou 7 eixos de 200 kN + 1 eixo de 100 kN	1500/150 1500/200
1800 kN	12 eixos de 150 kN ou 9 eixos de 200 kN	1800/150 1800/200
2400 kN	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
3000 kN	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
3600 kN	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: EN 1991-2:2003)

Tabela 3 - Geometria do modelo 3 definido pelo Eurocode.

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

(fonte: EN 1991-2:2003)

Sendo:

n = número de eixos;

e = espaçamento entre os eixos.

3.2.2.2 Efeitos da frenação e da aceleração

A NBR 7188 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 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:

$$H_f = 0,25 \times B \times L \times CNF \quad (\text{fórmula 7})$$

Sendo:

$H_f \geq 135$ kN;

B = largura efetiva, expressa em metros (m), da carga distribuída de 5 kN/m^2 ;

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

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

3.2.2.3 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.

3.3 COMBINAÇÕES

3.3.1 NORMA BRASILEIRA

Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 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, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) recomenda que as ações sejam combinadas de diferentes maneiras, de modo que a segurança seja verificada para todos os possíveis estados limites da estrutura.

3.3.1.1 Combinações últimas

De acordo com a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), uma combinação pode ser classificada como normal, especial ou de construção e excepcional.

3.3.1.1.1 Combinações últimas normais

Segundo a NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), as combinações últimas normais são dadas pela seguinte expressão:

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

Sendo:

F_d = valores de cálculo das ações;

γ_{gi} = coeficiente de ponderação para ações permanentes;

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

γ_q = coeficiente de ponderação para ações variáveis diretas;

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

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

3.3.1.1.2 Combinações últimas especiais ou de construção

Segundo a NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), as combinações últimas especiais ou de construção são dadas pela seguinte expressão:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j,ef} F_{Qj,k} \right] \quad (\text{fórmula 9})$$

Sendo:

F_d = valores de cálculo das ações;

γ_{gi} = coeficiente de ponderação para ações permanentes;

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

γ_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.

3.3.1.1.3 Combinações excepcionais

A NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), determina que as ações últimas excepcionais sejam obtidas pela seguinte expressão:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + \gamma_q \sum_{j=1}^n \Psi_{0j,ef} F_{Qj,k} \quad (\text{fórmula 10})$$

Sendo:

F_d = valores de cálculo das ações;

γ_{gi} = coeficiente de ponderação para ações permanentes;

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

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

γ_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.

3.3.1.2 Combinações de utilização das ações

Segundo a NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 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.

3.3.1.2.1 Combinações quase permanentes de serviço

De acordo com a NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003), nas combinações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\Psi_2 F_{Qk}$.

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

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.

3.3.1.2.2 Combinações freqüentes de serviço

De acordo com a NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003), nas combinações freqüentes de serviço, a ação variável principal F_{Q1} é tomada com seu

valor freqüente $\Psi_1 F_{Q1,k}$ enquanto as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase-permanentes $\Psi_2 F_{Qk}$.

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \Psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{2j} F_{Qj,k} \quad (\text{fórmula 12})$$

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 freqüente da ação variável principal;

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

3.3.1.2.3 Combinações raras de serviço

De acordo com a NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003), nas combinações raras de serviço, a ação variável principal F_{Q1} é tomada com seu valor característico $F_{Q1,k}$ enquanto todas as demais ações são tomadas com seus valores freqüentes $\Psi_1 F_{Qk}$.

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{1j} F_{Qj,k} \quad (\text{fórmula 13})$$

Sendo:

F_d = valores de cálculo das ações;

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

$F_{Q1,k}$ = valor característico da ação variável principal;

$\Psi_1 F_{Qj,k}$ = valor reduzido de combinação rara de cada uma das demais ações variáveis.

3.3.1.3 Coeficientes de ponderação para combinações últimas

3.3.1.3.1 Coeficientes de ponderação para as ações permanentes

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

Os coeficientes de ponderação γ_g das ações permanentes majoram os valores representativos das ações permanentes que provocam efeitos desfavoráveis e minoram os valores representativos daquelas que provocam efeitos favoráveis para a segurança da estrutura. Para uma dada ação permanente, todas as suas parcelas são ponderadas pelo mesmo coeficiente γ_g , não se admitindo que algumas de suas partes possam ser majoradas e outras minoradas.

A NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 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 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 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 4 os valores do coeficiente de ponderação a serem considerados para cada uma das ações permanentes, consideradas separadamente; a tabela 5 fornece os valores do coeficiente de ponderação a considerar nos casos em que, numa combinação, todas as ações forem agrupadas.

Tabela 4 - 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 ¹⁾	1,35	1,0
	Elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	1,40	1,0
	Elementos construtivos em geral e equipamentos ²⁾	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 ¹⁾	1,25	1,0
	Elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	1,30	1,0
	Elementos construtivos em geral e equipamentos ²⁾	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 ¹⁾	1,15	1,0
	Elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	1,20	1,0
	Elementos construtivos em geral e equipamentos ²⁾	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 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003))

Tabela 5 - Ações permanentes diretas agrupadas.

Combinação	Tipo de ação	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Grandes pontes ¹⁾	1,30	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,35	1,0
	Edificações tipo 2 ³⁾	1,40	1,0
Especial ou de construção	Grandes pontes ¹⁾	1,20	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,25	1,0
	Edificações tipo 2 ³⁾	1,30	1,0
Excepcional	Grandes pontes ¹⁾	1,10	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,15	1,0
	Edificações tipo 2 ³⁾	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/m².
³⁾ Edificações tipo 2 são aquelas onde as cargas acidentais não superam 5 kN/m².

(fonte: NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003))

3.3.1.3.2 Coeficientes de ponderação para as ações variáveis

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

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

Tabela 6 - Ações variáveis consideradas separadamente.

Combinação	Tipo de ação	Coeficiente de ponderação
Normal	Ações truncadas ¹⁾	1,2
	Efeito de temperatura	1,2
	Ação do vento	1,4
	Ações variáveis em geral	1,5
Especial ou de construção	Ações truncadas ¹⁾	1,1
	Efeito de temperatura	1,0
	Ação do vento	1,2
	Ações variáveis em geral	1,3
Excepcional	Ações variáveis em geral	1,0
¹⁾ 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 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003))

Tabela 7 - Ações variáveis consideradas conjuntamente ¹⁾.

Combinação	Tipo de estrutura	Coefficiente de ponderação
Normal	Pontes e edificações tipo 1	1,5
	Edificações tipo 2	1,4
Especial ou de construção	Pontes e edificações tipo 1	1,3
	Edificações tipo 2	1,2
Excepcional	Estruturas em geral	1,0
¹⁾ Quando as ações variáveis forem consideradas conjuntamente, o coeficiente de ponderação mostrado na tabela 6 se aplica a todas as ações, devendo-se considerar também conjuntamente as ações permanentes diretas.		

(fonte: NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003))

3.3.1.3.3 Coeficientes de ponderação para as ações excepcionais

De acordo com a NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003), o coeficiente γ_f relativo à ação excepcional que figura nas combinações últimas excepcionais deve ser tomando com o valor básico:

$$\gamma_f = 1,0$$

3.3.1.3.4 Valores dos fatores de combinação e redução

De acordo com a NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003), os fatores de combinação Ψ_0 , bem como os fatores de redução Ψ_1 e Ψ_2 , são os indicados na tabela 8.

Tabela 8 - Valores dos fatores de combinação (Ψ_0) e de redução (Ψ_1 e Ψ_2) para as ações variáveis.

Ações	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2 ^{3),4)}
Cargas acidentais de edifícios			
Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ¹⁾	0,5	0,4	0,3
Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ²⁾	0,7	0,6	0,4
Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento			
Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura			
Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos			
Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
Pontes rodoviárias	0,7	0,5	0,3
Pontes ferroviárias não especializadas	0,8	0,7	0,5
Pontes ferroviárias especializadas	1,0	1,0	0,6
Vigas de rolamentos de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5
¹⁾ Edificações residenciais, de acesso restrito			
²⁾ Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público.			
³⁾ Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para Ψ_2 o valor zero.			
⁴⁾ Para combinações excepcionais onde a ação principal for o fogo, o fator de redução Ψ_2 pode ser reduzido, multiplicando-o por 0,7.			

(fonte: NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003))

3.3.1.4 Valores dos fatores de combinação e dos fatores de serviço

De acordo com a NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003), nas combinações de serviços, fatores de redução Ψ_1 e Ψ_2 devem ser utilizados, respectivamente, para as combinações freqüentes e para as combinações quase permanentes.

Os valores considerados para os fatores de redução Ψ_1 e Ψ_2 são os determinados na tabela 8, constante em 3.3.1.3.4.

3.3.2 NORMA AMERICANA

Segundo ACI 318 (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 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 o preconizado na ACI 318 (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2014).

$$U = 1,4D \quad (\text{fórmula 14})$$

$$U = 1,2D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ ou } S \text{ ou } R) \quad (\text{fórmula 15})$$

$$U = 1,2D + 1,6(L_r \text{ ou } S \text{ ou } R) + (1,0L \text{ ou } 0,5W) \quad (\text{fórmula 16})$$

$$U = 1,2D + 1,0W + 1,0L + 0,5(L_r \text{ ou } S \text{ ou } R) \quad (\text{fórmula 17})$$

$$U = 1,2D + 1,0E + 1,0L + 0,2S \quad (\text{fórmula 18})$$

$$U = 0,9D + 1,0W \quad (\text{fórmula 19})$$

$$U = 0,9D + 1,0E \quad (\text{fórmula 20})$$

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_r = 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.

A ACI 318 (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2014) salienta os seguintes aspectos em relação às combinações de cargas apresentadas:

- a) o fator de carga das cargas móveis L nas fórmulas 16, 17 e 18 pode ser reduzido para 0,5, exceto para garagens, para áreas ocupadas como lugares de reuniões públicas e para áreas onde L é maior que $4,8 \text{ kN/m}^2$;
- b) quando aplicável, L deve incluir cargas móveis concentradas, cargas de veículos, cargas de guindastes, cargas em guarda-corpos, guarda-rodas e sistemas de barreira veicular, efeitos de impacto e efeitos de vibração;
- c) é recomendado usar $1,6W$ em vez de $1,0W$ nas fórmulas 25 e 27, e $0,8W$ em vez de $0,5W$ na fórmula 24, se a carga de vento W for baseada em níveis de serviço.

A ACI 318 (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2014) faz, ainda, recomendações a respeito das cargas de peso e pressão de fluidos com densidade definida (F) e das cargas devido ao peso e pressão do solo, de água no solo ou outros materiais (H); estas proposições, entretanto, não serão aqui abordadas, uma vez que não serão consideradas nos critérios do projeto a ser desenvolvido neste trabalho.

3.3.3 NORMA EUROPÉIA

3.3.3.1 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 expressão:

$$E_d = E \left\{ \gamma_{G,j} G_{k,j}; \gamma_P P; \gamma_{Q,1} Q_{k,1}; \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i,2,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (\text{fórmula 21})$$

onde a combinação de ações entre chaves { } pode ser expressa por:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (\text{fórmula 22})$$

Sendo:

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

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

γ_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.

3.3.3.2 Combinações de utilização das ações

3.3.3.2.1 Combinações quase permanentes de serviço

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

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

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

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

Sendo:

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

P = valor representativo de uma ação de protensão;

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

De acordo com EN 1990:2002, a combinação quase permanente é normalmente utilizada para efeitos de longo prazo.

3.3.3.2.2 Combinações freqüentes de serviço

Segundo o EN 1990:2002, a combinação freqüente para os estados limites de serviço é representada pela seguinte expressão:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; \Psi_{1,1}Q_{k,1}; \Psi_{2,i}Q_{k,i}\} j \geq 1; i > 1 \quad (\text{fórmula 25})$$

onde a combinação de ações entre chaves { } (chamada de combinação freqüente) pode ser expressa por:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (\text{fórmula 26})$$

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 freqüente de uma ação variável;

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

De acordo com EN 1990:2002, a combinação freqüente é normalmente utilizada para estados limites reversíveis.

3.3.3.2.3 Combinações características de serviço

Segundo o EN 1990:2002, a combinação característica para os estados limites de serviço é representada pela seguinte expressão:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; Q_{k,1}; \Psi_{0,i} Q_{k,i}\} j \geq 1; i > 1 \quad (\text{fórmula 27})$$

onde a combinação de ações entre chaves { } (chamada de combinação característica) pode ser expressa por:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (\text{fórmula 28})$$

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.

De acordo com o EN 1990:2002, a combinação característica é comumente utilizada para estados limites irreversíveis.

3.3.3.3 Fatores parciais para ações e combinações de ações

Os valores dos fatores de combinação e de redução para ações variáveis em pontes rodoviárias recomendados pelo EN 1990:2002 estão representados na tabela 9.

Tabela 9 - Valores dos fatores de combinação (Ψ_0) e de redução (Ψ_1 e Ψ_2) para as ações variáveis em pontes rodoviárias segundo a norma europeia.

Ação	Grupo de cargas	Componentes da carga	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_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 ciclovias	0,4	0,4	0
	gr1b (Modelo de carga 2)	Eixo único	0	0,75	0
		gr2	Forças horizontais	0	0
	gr3	Carga de pedestres	0	0,4	0
	gr4 (Modelo de carga 4)	Carga de multidão	0	-	0
gr5 e gr6 (Modelo de carga 3)	Veículos especiais	0	0	0	
Ação do vento	F_{wk}	Persistente	0,6	0,2	0
		De construção	0,8	-	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)

4 EXEMPLO ANALISADO

Será analisada a superestrutura de uma ponte em concreto armado, com vão de 20 m de comprimento, adequada às condições específicas ao seu local de construção e da sua utilização em serviço. A análise englobará três abordagens, cada uma seguindo as premissas de uma das três normativas propostas (norma brasileira, norma européia e norma americana).

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 STRAP (Structural Analysis Program)* para a obtenção dos gráficos dos esforços nos elementos estruturais analisados, através dos quais foi posteriormente feito o dimensionamento de cada elemento.

O *STRAP* possui módulos de análise estática e dinâmica. O programa também faz uso das linhas e superfícies de influência para que os veículos tipo sejam posicionados em regiões definidas por faixas de maneira a produzir a maior e menor resposta em cada um dos componentes estruturais.

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) Cálculo do modelo;
- d) Verificação dos resultados.

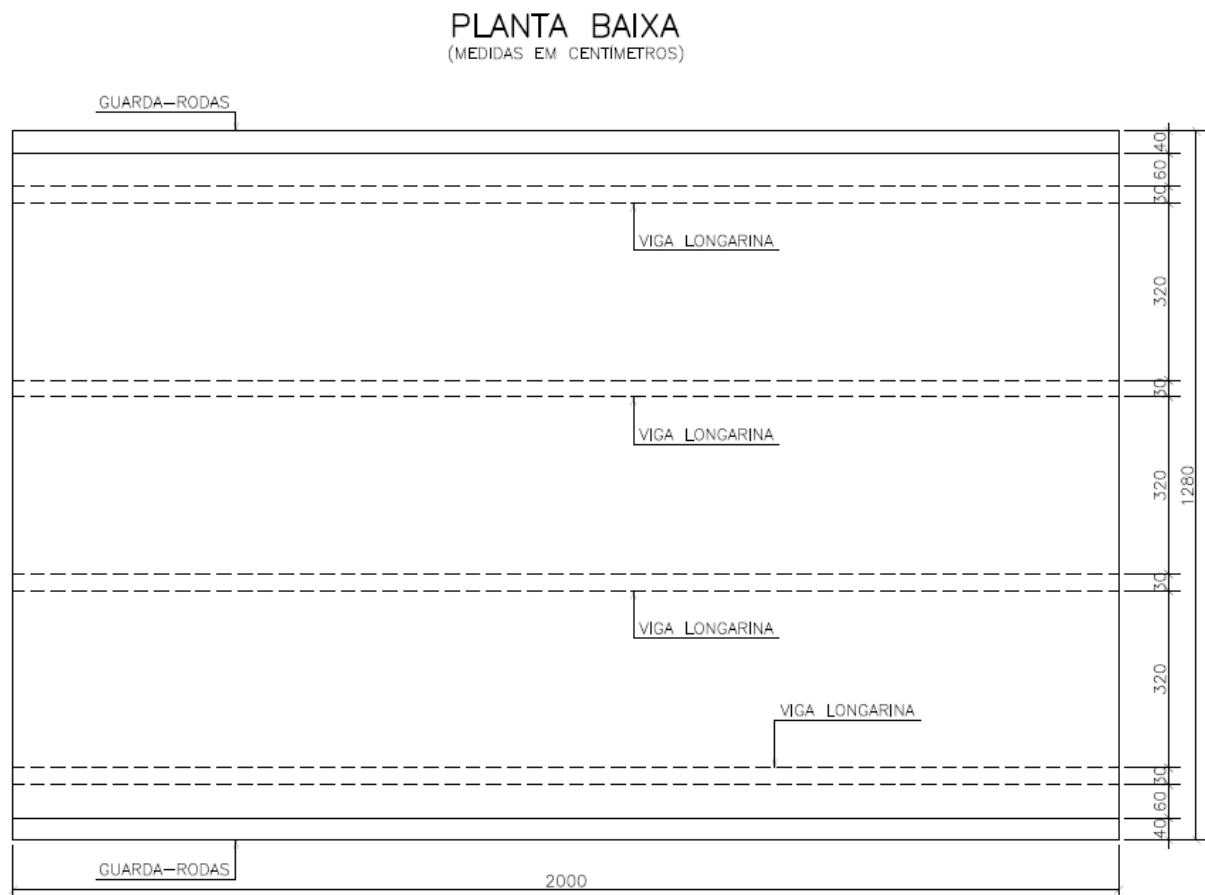
4.1 GEOMETRIA DO MODELO

A superestrutura analisada possui 20 m de comprimento. Para o cálculo das vigas, o vão livre considerado é de 20 m, que corresponde à distância entre as cabeceiras da ponte (restrições de apoio).

Conforme consta nas figuras 6 e 7, o tabuleiro é constituído de:

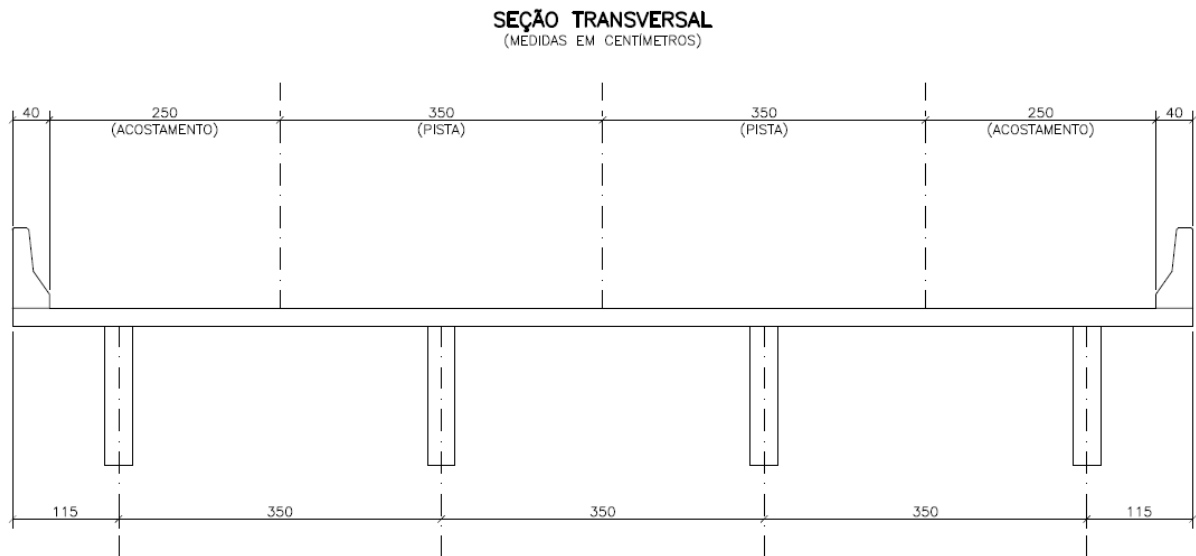
- a) Quatro longarinas, representadas por elementos de barra;
- b) Laje do tabuleiro, representada por elementos finitos de placa.

Figura 6 - Planta baixa da superestrutura.



(fonte: elaborado pela autora)

Figura 7 - Seção transversal da superestrutura.



(fonte: elaborado pela autora)

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.

4.2 PROPRIEDADES DO MODELO

As vigas longarinas possuem seção transversal com 30 cm de largura e 150 cm de altura. A laje possui 20 cm de espessura.

Será utilizado, tanto para as vigas quanto para a laje, concreto com resistência característica à compressão (f_{ck}) igual a 30 MPa, cujo módulo de elasticidade é de 30000 MPa. O aço utilizado é do tipo CA-50, cujo valor de resistência à tração (f_{yk}) é igual a 500 MPa.

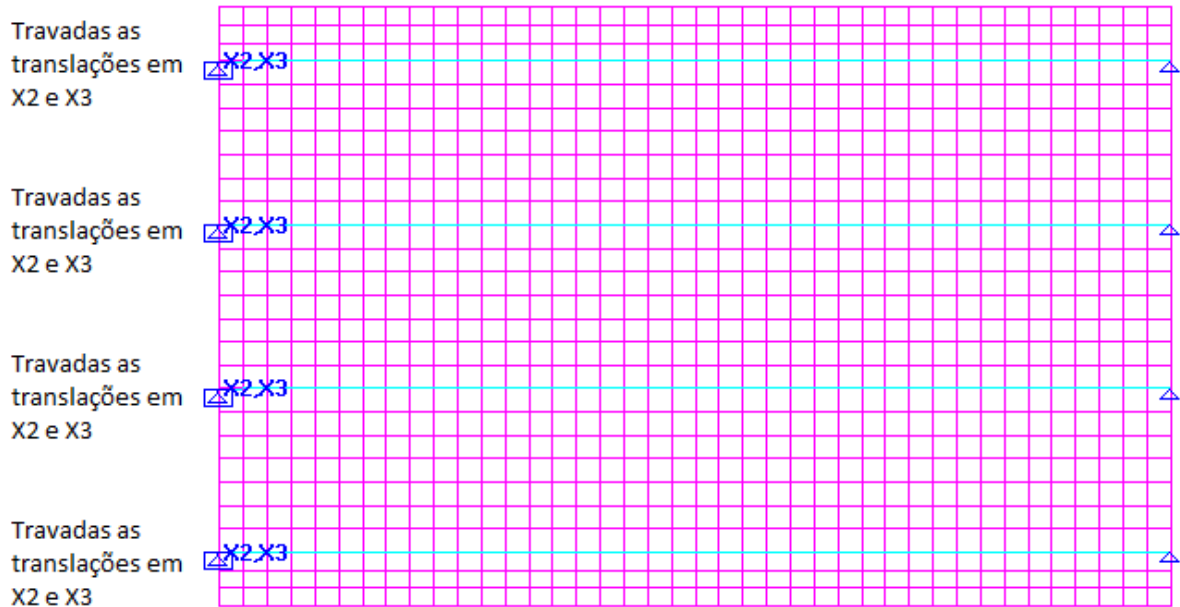
Para o peso específico do concreto armado, será seguido o preconizado pela NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), a qual determina que pode ser adotado o valor de 25 kN/m³.

4.3 APOIOS DO MODELO

Conforme consta na figura 8, no apoio à esquerda foram travados os movimentos de translação nos eixos X2 (sentido transversal da estrutura) e X3 (eixo "z"), ficando liberadas a

translação em X1 (sentido longitudinal da estrutura) e as rotações em X1, X2 e X3. No apoio à direita, foram travadas as translações e liberadas as rotações em X1, X2 e X3.

Figura 8 - Restrições dos apoios no modelo de cálculo da superestrutura.



(fonte: elaborado pela autora)

4.4 AÇÕES DO MODELO

4.4.1 AÇÕES PERMANENTES

4.4.1.1 Peso próprio da estrutura

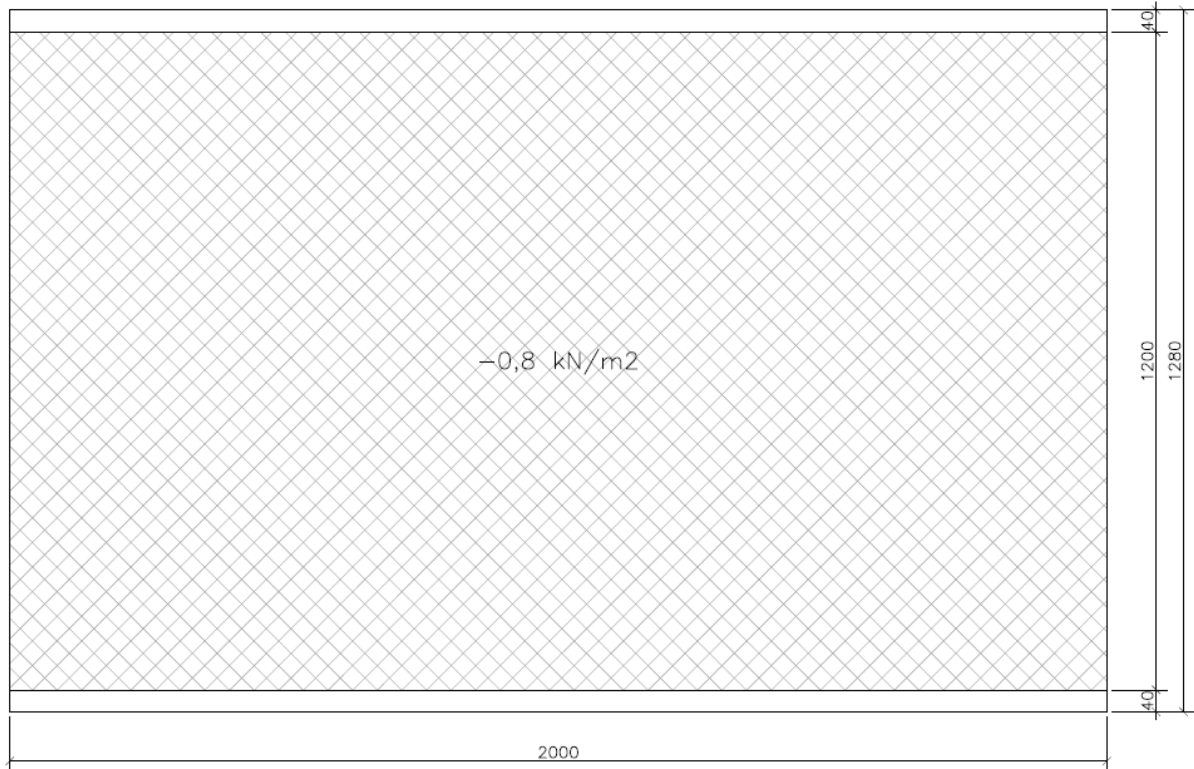
O peso próprio dos elementos estruturais é calculado pelo *STRAP* em função das definições de geometria e propriedades estabelecidas conforme constante nos itens 4.1 e 4.2 deste trabalho.

4.4.1.2 Peso próprio da pavimentação

$$\text{Faixa de rolamento} = 0,05\text{m} \times 16\text{kN/m}^3 = 0,8\text{kN/m}^2$$

A aplicação do carregamento referente ao peso próprio da pavimentação é apresentada na figura 9.

Figura 9 - Peso próprio da pavimentação. (Medidas em centímetros)



(fonte: elaborado pela autora)

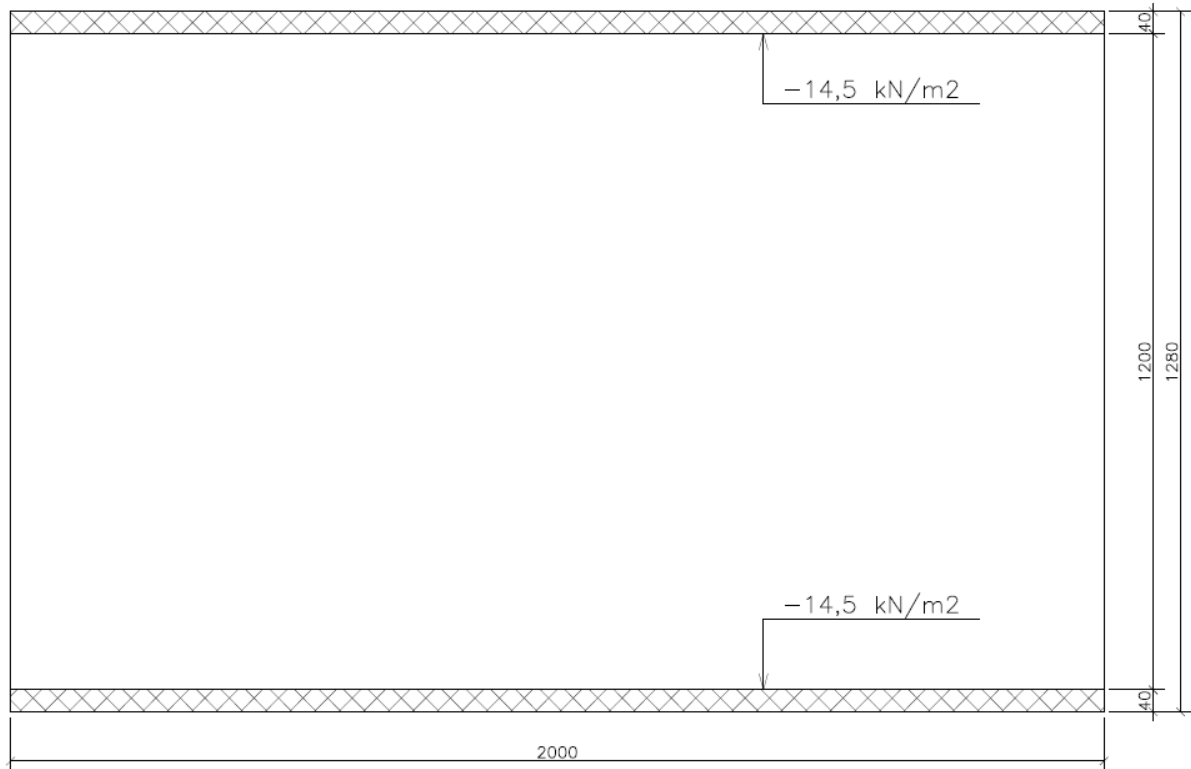
4.4.1.3 Peso próprio dos guarda-rodas

$$\text{Guarda rodas} = 0,232\text{m}^2 \times 25\text{kN/m}^3 = 5,8\text{kN/m}$$

$$\text{Guarda rodas} = 5,8\text{kN/m} \div 0,4\text{m} = 14,5\text{kN/m}^2$$

A aplicação do carregamento referente ao peso próprio dos guarda-rodas é apresentada na figura 10.

Figura 10 - Peso próprio dos guarda-rodas. (Medidas em centímetros)



(fonte: elaborado pela autora)

4.4.2 AÇÕES VARIÁVEIS

Conforme mencionado no item 3.2.2, 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 Módulo de Pontes do *software STRAP*. 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 Módulo de Pontes do *STRAP* calcula as linhas de influência e carrega a ponte, gerando os piores resultados possíveis. A modelagem engloba as seguintes etapas:

- 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, no Módulo de Pontes, as faixas, as cargas nas faixas e os carregamentos;
- O Módulo de Pontes calcula as linhas de influência e carrega o modelo a fim de encontrar os resultados máximos e mínimos de cada esforço, em cada ponto do modelo. 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;
- Os resultados calculados no Módulo de Pontes são então combinados com os resultados das demais cargas, anteriormente calculadas estaticamente.

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.

4.4.2.1 Norma Brasileira

Inicialmente, fez-se a divisão de toda a extensão transversal de rolamento em 8 faixas, conforme apresentado na tabela 10.

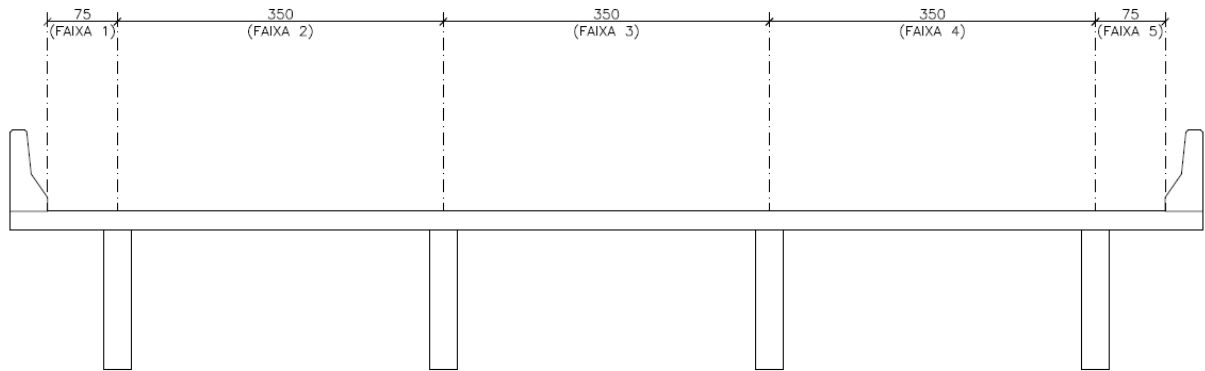
Tabela 10 - Lista de faixas definidas para o modelo segundo a norma brasileira.

Nº da faixa	Largura
Faixa 1	0,75 m
Faixa 2	3,50 m
Faixa 3	3,50 m
Faixa 4	3,50 m
Faixa 5	0,75 m
Faixa 6	3,00 m
Faixa 7	3,00 m
Faixa 8	3,00 m

(fonte: elaborado pela autora)

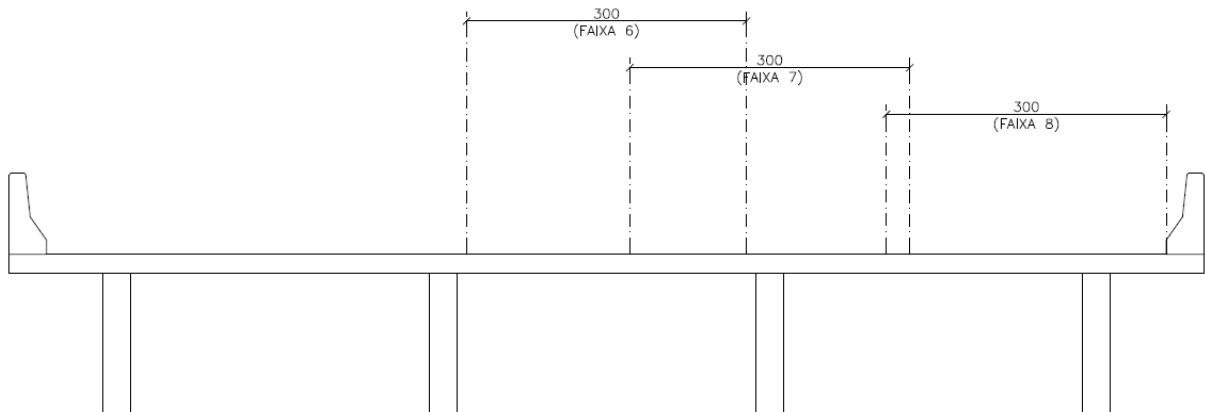
A disposição das faixas foi definida de acordo com o apresentado nas figuras 11 e 12.

Figura 11 - Faixas 1 a 5, definidas para o modelo segundo a norma brasileira.



(fonte: elaborado pela autora)

Figura 12 - Faixas 6 a 8, definidas para o modelo segundo a norma brasileira.



(fonte: elaborado pela autora)

Os carregamentos referentes ao veículo tipo e à carga de multidão foram definidos conforme o preconizado pela NBR 7188 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 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 é multiplicado por um fator igual a 1,3029, que se dá em função dos coeficientes de impacto vertical e de número de faixas, conforme disposto em 3.2.2.1.1.1a e 3.2.2.1.1.2, respectivamente.

Tabela 11 - Carregamento referente ao veículo tipo, segundo o preconizado pela norma brasileira.

Veículo: TB-45		
Distância transversal de ocupação do veículo tipo		3,00 m
Distância longitudinal de ocupação do 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

(fonte: elaborado pela autora)

O carregamento referente ao veículo tipo é então atribuído às faixas 6, 7 e 8, de modo a permutar longitudinal e transversalmente, entre as faixas. Analisando as linhas de influência e os respectivos arranjos críticos de carga, o programa define o pior ponto de aplicação do carregamento.

Na tabela 12, são apresentadas as informações que se referem à carga de multidão. Define-se um carregamento por metro linear, a ser atribuído às faixas 1, 2, 3, 4 e 5.

Tabela 12 - Carregamento referente à carga de multidão, segundo o preconizado pela norma brasileira.

Carga de Multidão		5,00 kN/m²
Nº da faixa	Largura da faixa	Carga
1	0,75 m	3,75 kN/m
2	3,50 m	17,50 kN/m
3	3,50 m	17,50 kN/m
4	3,50 m	17,50 kN/m
5	0,75 m	3,75 kN/m

(fonte: elaborado pela autora)

Para as faixas em que coincide a aplicação dos carregamentos referentes ao veículo tipo e à carga uniformemente distribuída, o programa desconta do carregamento gerado pelo veículo tipo a parcela devida à carga de multidão. Dessa forma, são seguidas as instruções da NBR 7188 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013), que determina que a

carga uniformemente distribuída circunde a área de ocupação do veículo tipo, de modo a não carregá-la.

4.4.2.2 Norma Européia

Inicialmente, fez-se a divisão de toda a extensão transversal de rolamento em 8 faixas, conforme apresentado na tabela 13.

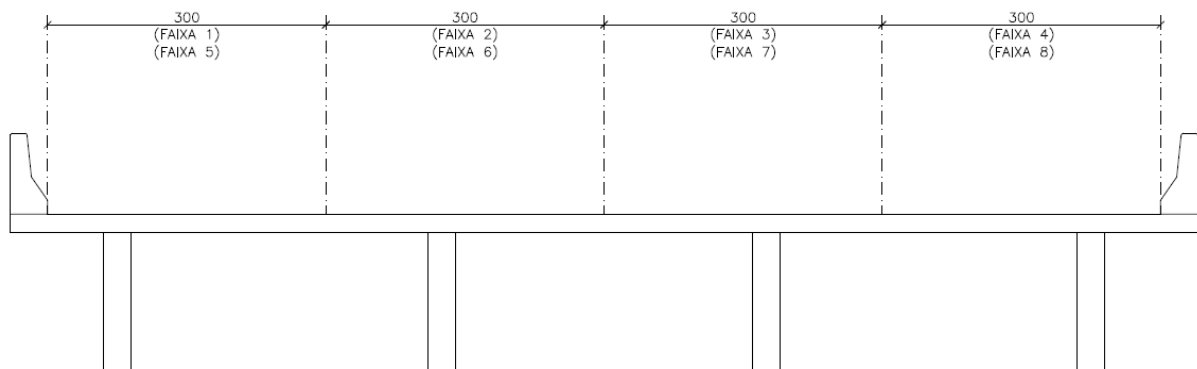
Tabela 13 - Lista de faixas definidas para o modelo segundo a norma européia.

Nº da faixa	Largura
Faixa 1	3,00 m
Faixa 2	3,00 m
Faixa 3	3,00 m
Faixa 4	3,00 m
Faixa 5	3,00 m
Faixa 6	3,00 m
Faixa 7	3,00 m
Faixa 8	3,00 m

(fonte: elaborado pela autora)

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 européia.



(fonte: elaborado pela autora)

Os carregamentos referentes ao veículo tipo e à carga de multidão foram definidos conforme o preconizado pelo EN 1991-2:2003. Adota-se o modelo de carga 1, definido em 3.2.2.1.3, para descrever a ação do tráfego sobre a superestrutura da ponte. 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 nas tabelas 14, 15 e 16.

Tabela 14 - Carregamento referente ao primeiro veículo tipo (VT1), segundo o preconizado pela norma européia.

Veículo tipo 01		
Rodas por eixo		2
Distância transversal entre rodas		2,00 m
Distância entre eixos		1,22 m
Eixo 1	Peso da roda 1	150 kN
	Peso da roda 2	150 kN
Eixo 2	Peso da roda 3	150 kN
	Peso da roda 4	150 kN

(fonte: elaborado pela autora)

Tabela 15 - Carregamento referente ao segundo veículo tipo (VT2), segundo o preconizado pela norma européia.

Veículo tipo 02		
Rodas por eixo		2
Distância transversal entre rodas		2,00 m
Distância entre eixos		1,22 m
Eixo 1	Peso da roda 1	100 kN
	Peso da roda 2	100 kN
Eixo 2	Peso da roda 3	100 kN
	Peso da roda 4	100 kN

(fonte: elaborado pela autora)

Tabela 16 - Carregamento referente ao terceiro veículo tipo (VT3), segundo o preconizado pela norma européia.

Veículo tipo 03		
Rodas por eixo		2
Distância transversal entre rodas		2,00 m
Distância entre eixos		1,22 m
Eixo 1	Peso da roda 1	50 kN
	Peso da roda 2	50 kN
Eixo 2	Peso da roda 3	50 kN
	Peso da roda 4	50 kN

(fonte: elaborado pela autora)

O carregamento referente ao primeiro veículo tipo (VT1) é atribuído à faixa 2, enquanto à faixa 1 atribui-se o carregamento do terceiro veículo tipo (VT3) e à faixa 3 o carregamento referente ao segundo veículo tipo (VT2), conforme apresentado na tabela 17. 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.

Tabela 17 - Faixas de aplicação dos veículos tipos.

Nº da faixa	Veículo tipo	Carga por eixo
1	VT3	300 kN
2	VT1	200 kN
3	VT2	100 kN
4	-	-

(fonte: elaborado pela autora)

Conforme descrito no item 3.2.2.1.3, à via de aplicação do primeiro veículo tipo (VT1), deve ser aplicada uma carga uniformemente distribuída de 9 kN/m^2 . Às demais vias, aplica-se uma carga uniformemente distribuída de $2,5 \text{ kN/m}^2$.

Na tabela 18, são apresentadas as informações que se referem às cargas uniformemente distribuídas. Define-se um carregamento por metro linear, a ser atribuído às faixas 5, 6, 7 e 8.

Tabela 18 - Carregamento referente à carga de uniformemente distribuída, segundo o preconizado pela norma européia.

Nº da faixa	Veículo tipo correspondente	Largura da faixa	Carga	Carga linear
5	VT3	3,00 m	2,50 kN/m ²	7,50 kN/m
6	VT1	3,00 m	9,00 kN/m ²	27,00 kN/m
7	VT2	3,00 m	2,50 kN/m ²	7,50 kN/m
8	-	3,00 m	2,50 kN/m ²	7,50 kN/m

(fonte: elaborado pela autora)

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/m² para a carga de multidão. Na tabela 19 são apresentadas as informações referentes a esse carregamento, que também será atribuído às faixas 5, 6, 7 e 8.

Tabela 19 - Carregamento referente à carga de multidão, segundo o preconizado pela norma européia.

Carga de Multidão		5,00 kN/m²
Nº da faixa	Largura da faixa	Carga
5	3,00 m	15,00 kN/m
6	3,00 m	15,00 kN/m
7	3,00 m	15,00 kN/m
8	3,00 m	15,00 kN/m

(fonte: elaborado pela autora)

4.4.2.2 Norma Americana

Inicialmente, fez-se a divisão de toda a extensão transversal de rolamento em 8 faixas, conforme apresentado na tabela 20.

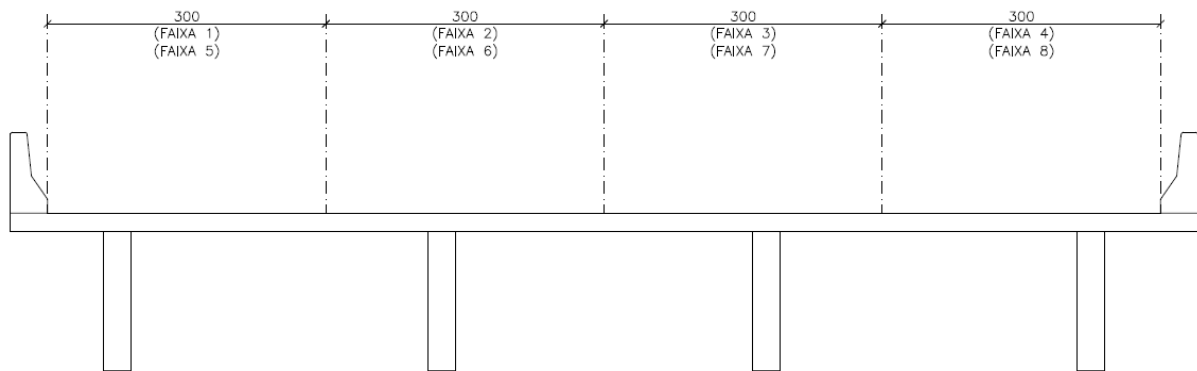
Tabela 20 - Lista de faixas definidas para o modelo segundo a norma americana.

Nº da faixa	Largura
Faixa 1	3,00 m
Faixa 2	3,00 m
Faixa 3	3,00 m
Faixa 4	3,00 m
Faixa 5	3,00 m
Faixa 6	3,00 m
Faixa 7	3,00 m
Faixa 8	3,00 m

(fonte: elaborado pela autora)

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.



(fonte: elaborado pela autora)

Os carregamentos referentes ao veículo tipo e à carga de multidão foram definidos conforme o preconizado pela *LRFD Bridge Design Specifications (American Association of State Highway and Transportation Officials, 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.

Para cada uma das vias dedicadas, é considerada a atuação de um veículo tipo – *design truck* ou *design tandem* –, utilizando-se um fator de múltipla presença. Na tabela 21 são apresentados os fatores de múltipla presença definidos para cada caso segundo a norma americana.

Tabela 21 - Fatores de múltipla presença.

Nº de vias dedicadas carregadas	Fator de múltipla presença
1	1,20
2	1,00
3	0,85
> 3	0,65

(fonte: AASHTO, 2012)

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. Em ambas as situações, foi adotado o fator de múltipla presença igual a 0,65.

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* (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2012), são apresentadas nas tabelas 22 e 23.

Tabela 22 - Carregamento referente ao veículo tipo *design truck*, segundo o preconizado pela norma americana.

Veículo tipo <i>design truck</i>		
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	72,58 kN
	Peso da roda 4	72,58 kN
Eixo 3	Peso da roda 5	72,58 kN
	Peso da roda 6	72,58 kN

(fonte: elaborado pela autora)

Tabela 23 - Carregamento referente ao veículo tipo *design tandem*, segundo o preconizado pela norma americana

Veículo tipo <i>design tandem</i>		
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

(fonte: elaborado pela autora)

No primeiro arranjo, em que se adotou o veículo tipo *design truck*, o carregamento referente ao veículo foi atribuído às faixas 1, 2, 3 e 4. Considerando-se que o veículo permuta longitudinal e transversalmente apenas na faixa ao qual foi atribuído, é definido pelo programa o pior ponto de aplicação dos carregamentos.

Da mesma forma, no segundo arranjo, aplicou-se o carregamento referente ao veículo tipo *design tandem* às faixas 1, 2, 3 e 4.

Os dois tipos de veículo nunca são analisados de forma simultânea. Os arranjos são definidos e analisados individualmente, de forma independente, a fim de buscar a situação crítica.

Conforme preconizado pela *LRFD Bridge Design Specifications (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2012)* e descrito no item 3.2.2.1.2, aplica-se uma carga uniformemente distribuída de 9,52 kN/m a cada uma das vias dedicadas. Na tabela 24 são apresentadas as informações referentes a esta carga, que será atribuída às faixas 5, 6, 7 e 8.

Tabela 24 - Carregamento referente à carga *design lane load*, preconizado pela norma americana, atribuído às faixas 5, 6, 7 e 8.

Nº da faixa	Largura da faixa	Carga linear
5	3,00 m	9,52 kN/m
6	3,00 m	9,52 kN/m
7	3,00 m	9,52 kN/m
8	3,00 m	9,52 kN/m

(fonte: elaborado pela autora)

Além disso, a *LRFD Bridge Design Specifications (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2012)* determina que seja aplicada, a todo o tabuleiro, uma carga referente à ocupação de pedestres no valor de $3,59 \text{ kN/m}^2$. Na tabela 25 são apresentadas as informações referentes a esse carregamento, que também será atribuído às faixas 5, 6, 7 e 8.

Tabela 25 - Carregamento referente à carga de multidão, preconizado pela norma americana, atribuído às faixas 5, 6, 7 e 8.

Carga de Multidão		3,59 kN/m ²
Nº da faixa	Largura da faixa	Carga
5	3,00 m	10,77 kN/m
6	3,00 m	10,77 kN/m
7	3,00 m	10,77 kN/m
8	3,00 m	10,77 kN/m

(fonte: elaborado pela autora)

4.4.3 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 26.

Tabela 26 - Combinações definidas para o modelo referente à norma brasileira.

Nome	Peso próprio	Guarda-rodas	Pavimento	Veículo tipo	Multidão
Fórmula (8)	1,35	1,35	1,35	1,5	1,05
Fórmula (8)	1,35	1,35	1,35	1,05	1,5
Fórmula (11)	1,0	1,0	1,0	0,3	0,4
Fórmula (12)	1,0	1,0	1,0	0,5	0,4
Fórmula (12)	1,0	1,0	1,0	0,3	0,6
Fórmula (13)	1,0	1,0	1,0	1,0	0,6
Fórmula (13)	1,0	1,0	1,0	0,5	1,0

(fonte: elaborado pela autora)

As combinações referentes à norma europeia são apresentadas na tabela 27.

Tabela 27 - Combinações definidas para o modelo referente à norma européia.

Nome	Peso próprio	Guarda-rodas	Pavimento	Veículo tipo	UDL	Multidão
Fórmula (22)	1,05	1,05	1,05	1,35	0,54	0
Fórmula (22)	1,05	1,05	1,05	1,01	1,35	0
Fórmula (22)	1,05	1,05	1,05	1,01	0,54	1,35
Fórmula (24)	1,0	1,0	1,0	0	0	0
Fórmula (25)	1,0	1,0	1,0	0,75	0	0
Fórmula (25)	1,0	1,0	1,0	0	0,4	0
Fórmula (28)	1,0	1,0	1,0	1,0	0,4	0
Fórmula (28)	1,0	1,0	1,0	0,75	1,0	0
Fórmula (28)	1,0	1,0	1,0	0,75	0,4	1,0

(fonte: elaborado pela autora)

Nas tabelas 28 e 29 são apresentadas as combinações referente à norma americana.

Tabela 28 - Combinações definidas para o modelo referente à norma americana, quando analisado o veículo tipo *truck*.

Nome	Peso próprio	Guarda-rodas	Pavimento	Veículo tipo <i>truck</i>	<i>Lane load</i>	Multidão
Fórmula (14)	1,4	1,4	1,4	0	0	0
Fórmula (15)	1,2	1,2	1,2	1,6	1,6	1,6

(fonte: elaborado pela autora)

Tabela 29 - Combinações definidas para o modelo referente à norma americana, quando analisado o veículo tipo *tandem*.

Nome	Peso próprio	Guarda-rodas	Pavimento	Veículo tipo <i>tandem</i>	<i>Lane load</i>	Multidão
Fórmula (14)	1,4	1,4	1,4	0	0	0
Fórmula (15)	1,2	1,2	1,2	1,6	1,6	1,6

(fonte: elaborado pela autora)

5 RESULTADOS

Neste item 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.

5.1 NORMA BRASILEIRA

5.1.1 VIGAS

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.

Na tabela 30, são apresentados os valores máximos de solicitação obtidos para cada um dos carregamentos a que está submetida a estrutura.

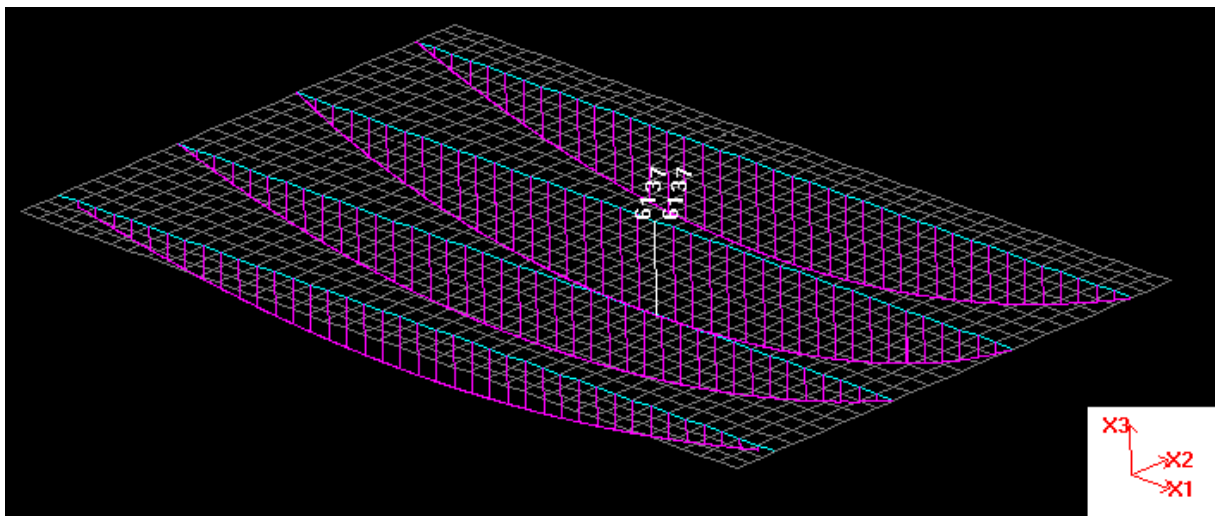
Tabela 30 - Solicitações impostas pelos carregamentos previstos pela norma brasileira.

	Fletor M2	Cortante V3	Torsor
Peso próprio	1302 kN.m	241 kN	3,3 kN.m
Guarda-rodas	231 kN.m	55,5 kN	12,6 kN.m
Pavimento	127 kN.m	24,7 kN	1,4 kN.m
Veículo tipo - Máximos	2384 kN.m	582 kN	99,5 kN.m
Veículo tipo - Mínimos	-28,6 kN.m	-582 kN	-99,5 kN.m
Multidão - Máximos	793 kN.m	152 kN	32,2 kN.m
Multidão - Mínimos	-5,8 kN.m	-152 kN	-32,2 kN.m

(fonte: elaborado pela autora)

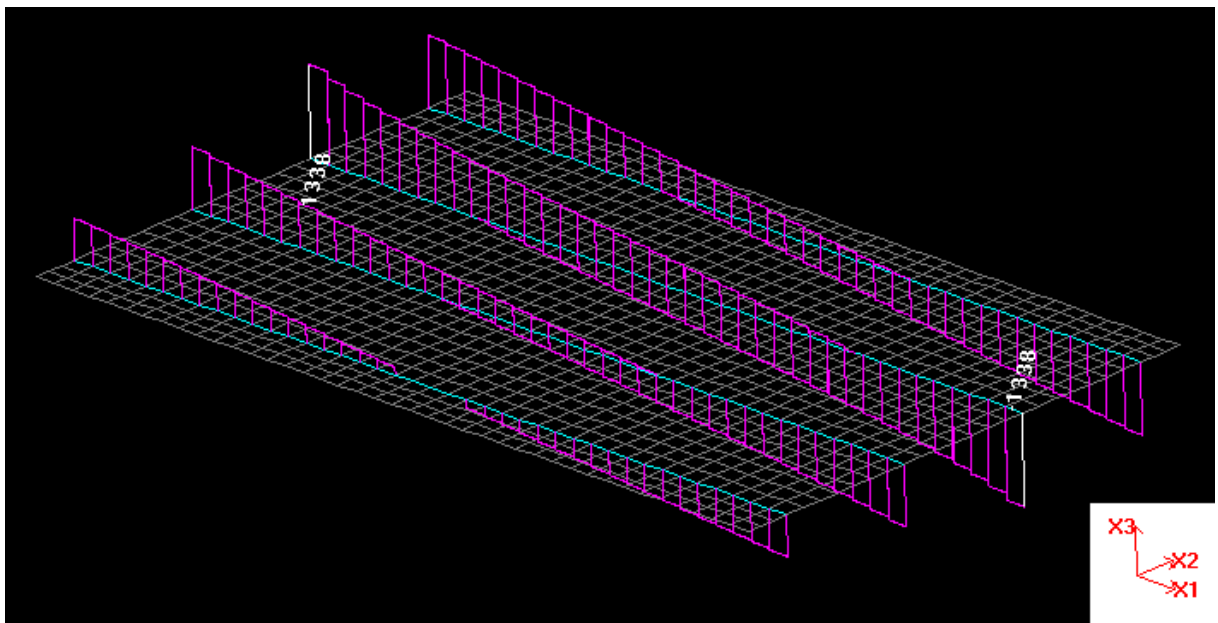
As solicitações foram combinadas de acordo com o exposto no item 4.4.3. Da envoltória obtida a partir das solicitações geradas pelas combinações de ações, obtiveram-se os valores das solicitações máximas causadas pelos carregamentos, conforme apresentado nas figuras 15, 16 e 17.

Figura 15 - Momento fletor M_2 em torno de X_2 (6137 kNm), referente à envoltória máxima de combinações.



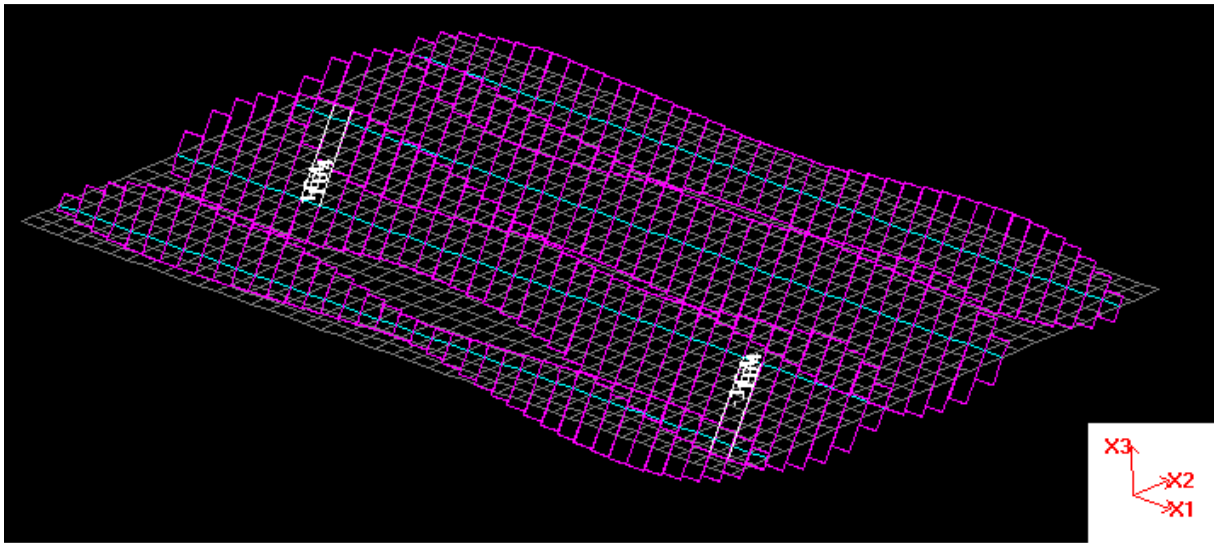
(fonte: elaborado pela autora)

Figura 16 - Cortante V_3 (1338 kN), referente à envoltória máxima de combinações.



(fonte: elaborado pela autora)

Figura 17 - Momento torsor (142 kNm), referente à envoltória máxima de combinações.

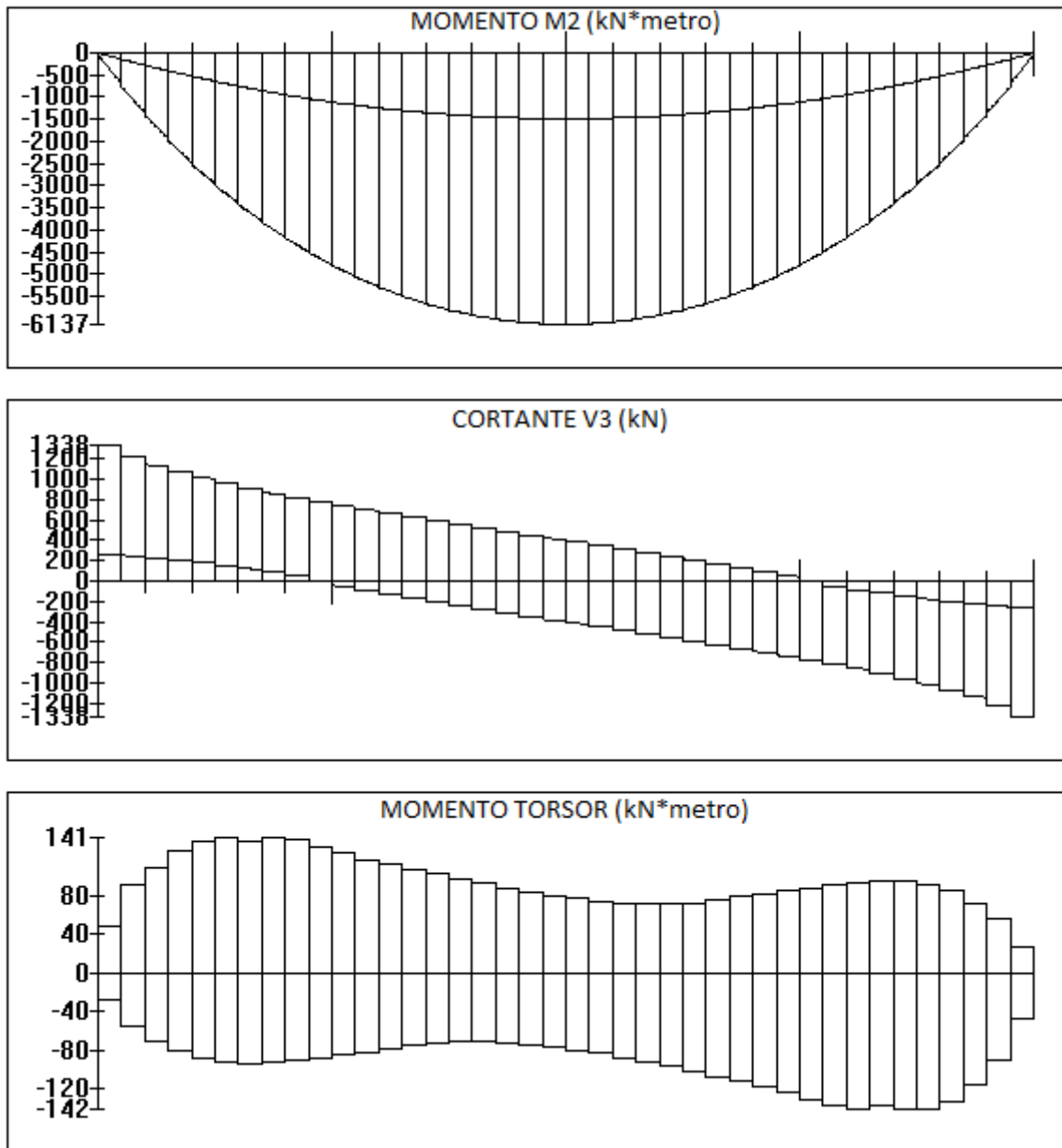


(fonte: elaborado pela autora)

A seguir, na figura 18, são apresentados os diagramas das envoltórias das solicitações impostas às vigas, destacando os valores máximos para cada esforço. Uma vez que posteriormente será realizado o dimensionamento da estrutura e pensando-se nas etapas de execução do projeto, a análise, conforme já mencionado, refere-se ao caso crítico, ou seja, à viga com maiores valores de solicitação, a qual será, portanto, definida como modelo para o dimensionamento.

Figura 18 - Diagramas de solicitações para o caso crítico analisado.

ENVOLTÓRIA DE COMBINAÇÕES



(fonte: elaborado pela autora)

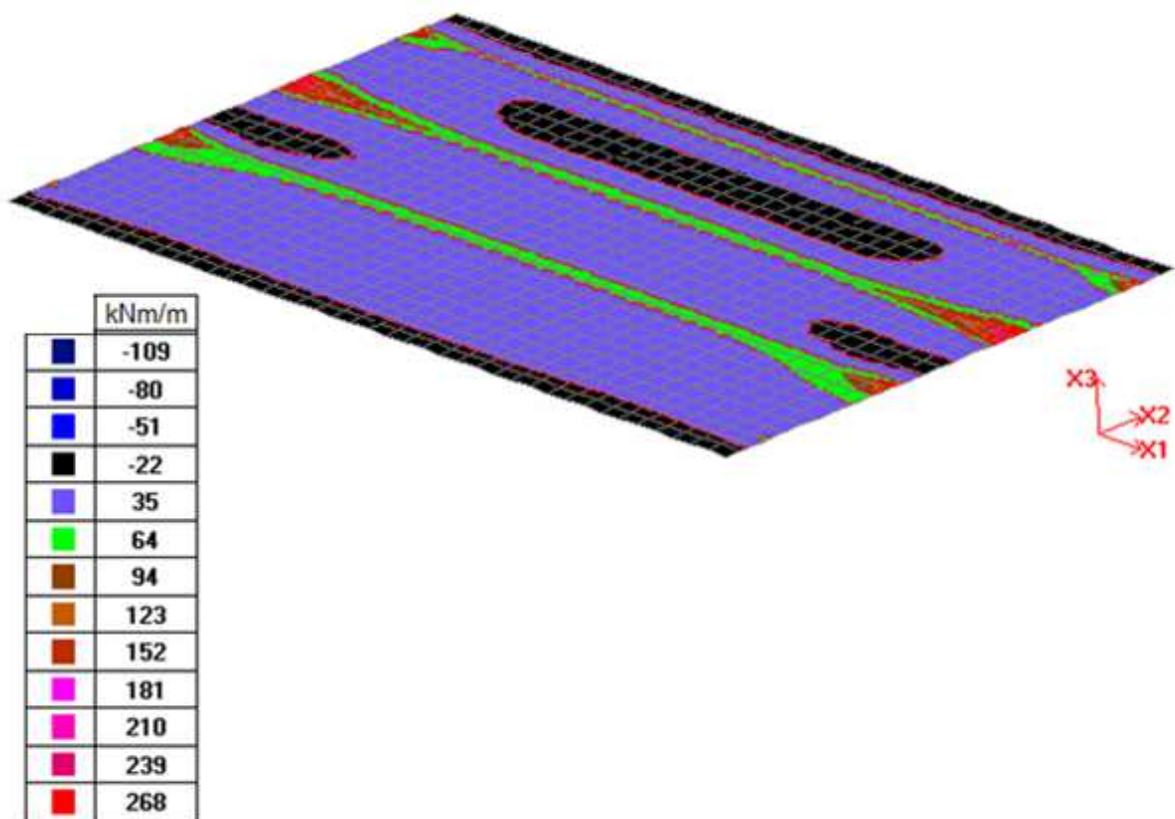
5.1.2 LAJE

Considerando o modelo adotado, descrito no item 4 deste trabalho, a laje é considerada apoiada em uma direção (sentido X2), para a qual se fará o dimensionamento. As solicitações máximas de momento fletor foram obtidas pela análise da envoltória de combinações.

Nas figuras 19 e 20, são apresentados os valores dos momentos fletores mínimos e máximos na direção X2. Os valores negativos representam os momentos positivos, enquanto os valores positivos representam os momentos negativos; essa diferença se dá em função da convenção de sinais utilizada pelo programa de modelagem.

Na região próxima aos apoios, pode-se verificar a presença de tensões maiores na análise feita pelo *software*. Essa constatação, no entanto, deve-se às limitações impostas pelo modelo, uma vez que a área de contato entre a barra (viga longitudinal) e o apoio é representada por um ponto, diferente do que ocorre na realidade. Para a laje, no sentido transversal da estrutura, portanto, foi adotado um momento negativo máximo de 94 kNm.

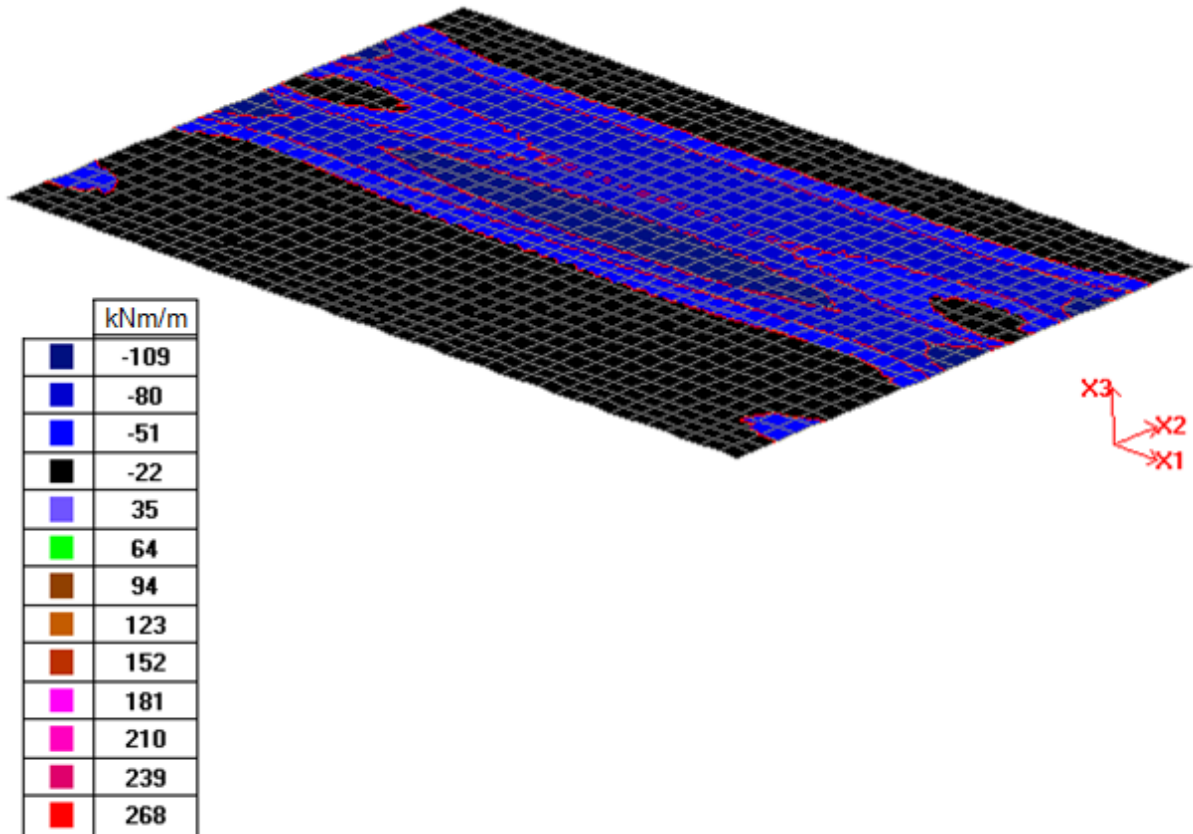
Figura 19 - Momentos fletores mínimos gerados pela envoltória de combinações.



(fonte: elaborado pela autora)

Para a laje, no sentido transversal da estrutura, foi adotado um momento positivo máximo de 109 kNm.

Figura 20 - Momentos fletores máximos gerados pela envoltória de combinações.



(fonte: elaborado pela autora)

5.1.3 DIMENSIONAMENTO

Para o dimensionamento dos elementos, teve-se como metodologia a utilização do *software STRAP*.

A área de aço calculada para as vigas levou em conta a situação crítica, isto é, a viga mais solicitada. Obteve-se uma área de 111,52 cm² para a armadura longitudinal de tração e de 37,65 cm² para a zona comprimida, totalizando o que corresponde a uma razão de 3,31% entre as áreas de aço e de concreto da seção. Já para os estribos, o valor calculado foi de 23,80 cm²/m.

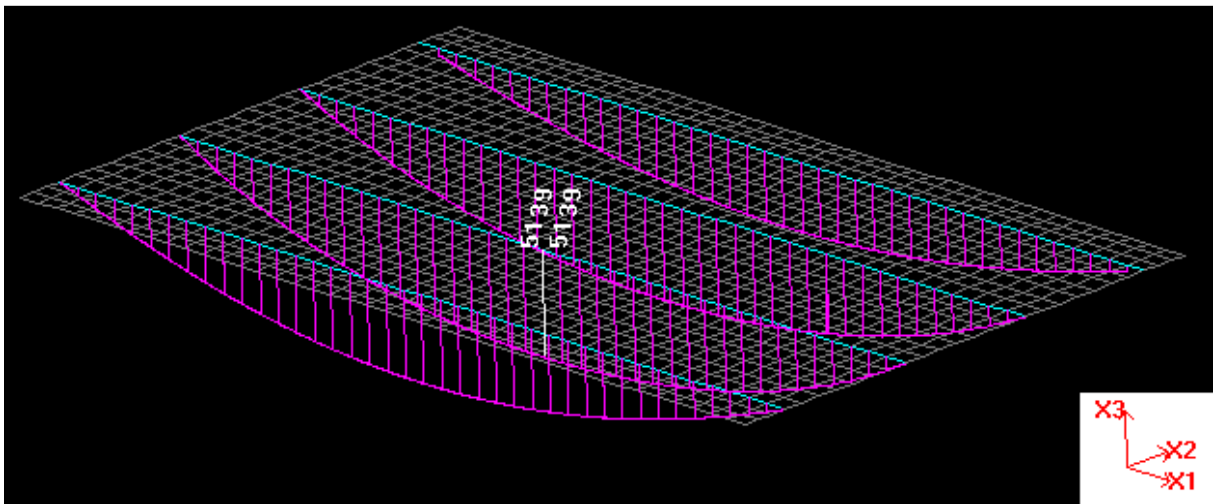
Tabela 31 - Solicitações impostas pelos carregamentos previstos pela norma européia.

	Fletor M2	Cortante V3	Torsor
Peso próprio	1302 kN.m	241 kN	3,3 kN.m
Guarda-rodas	231 kN.m	55,5 kN	12,6 kN.m
Pavimento	127 kN.m	24,7 kN	1,4 kN.m
Veículo tipo - Máximos	2058,0 kN.m	520,0 kN.m	68,7 kN.m
Veículo tipo - Mínimos	-12,6 kN.m	-520,0 kN.m	-68,7 kN.m
Carga unif. dist. - Máximos	785,0 kN.m	167,0 kN.m	31,6 kN.m
Carga unif. dist. - Mínimos	-5,7 kN.m	-167,0 kN.m	-31,6 kN.m
Multidão - Máximos	793,0 kN.m	152,0 kN.m	-32,2 kN.m
Multidão - Mínimos	-5,8 kN.m	-152,0 kN.m	-32,2 kN.m

(fonte: elaborado pela autora)

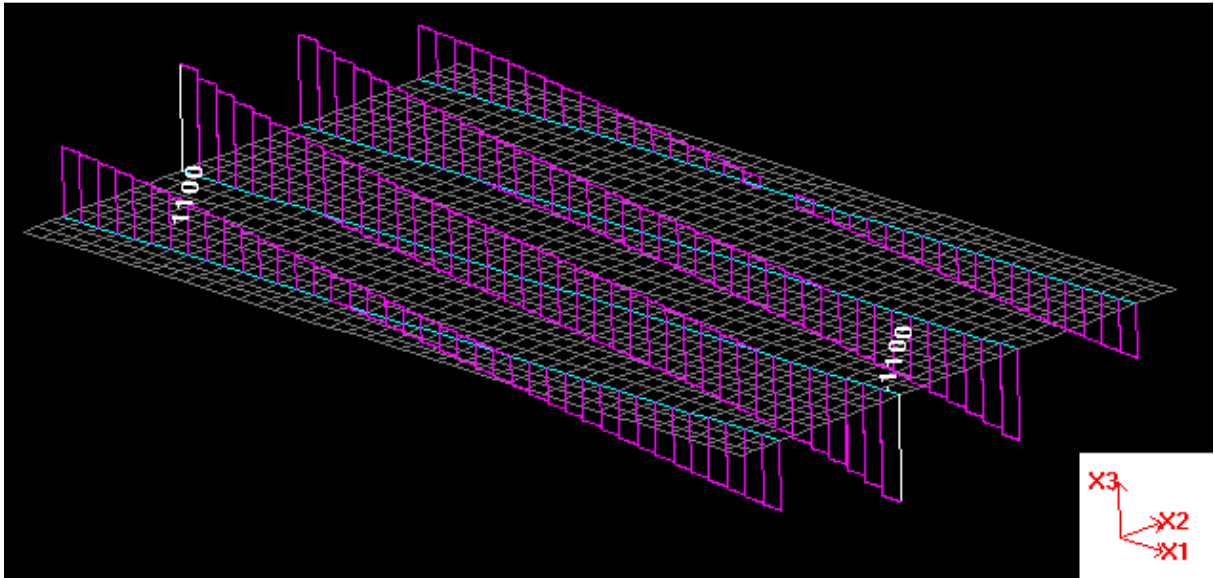
As solicitações foram combinadas de acordo com o exposto no item 4.4.3. Da envoltória obtida a partir das solicitações geradas pelas combinações de ações, obtiveram-se os valores das solicitações máximas causadas pelos carregamentos, conforme apresentado nas figuras 23, 24 e 25.

Figura 23 - Momento fletor M2 em torno de X2 (5139 kNm), referente à envoltória máxima de combinações.



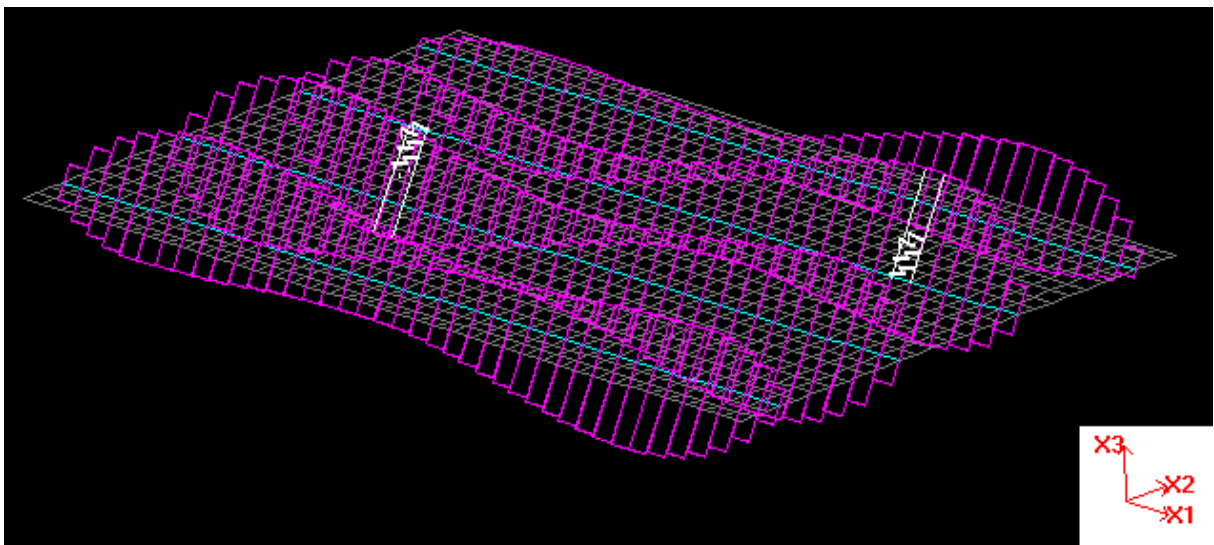
(fonte: elaborado pela autora)

Figura 24 - Cortante V3 (1100 kN), referente à envoltória máxima de combinações.



(fonte: elaborado pela autora)

Figura 25 - Momento torsor (117 kNm), referente à envoltória máxima de combinações.

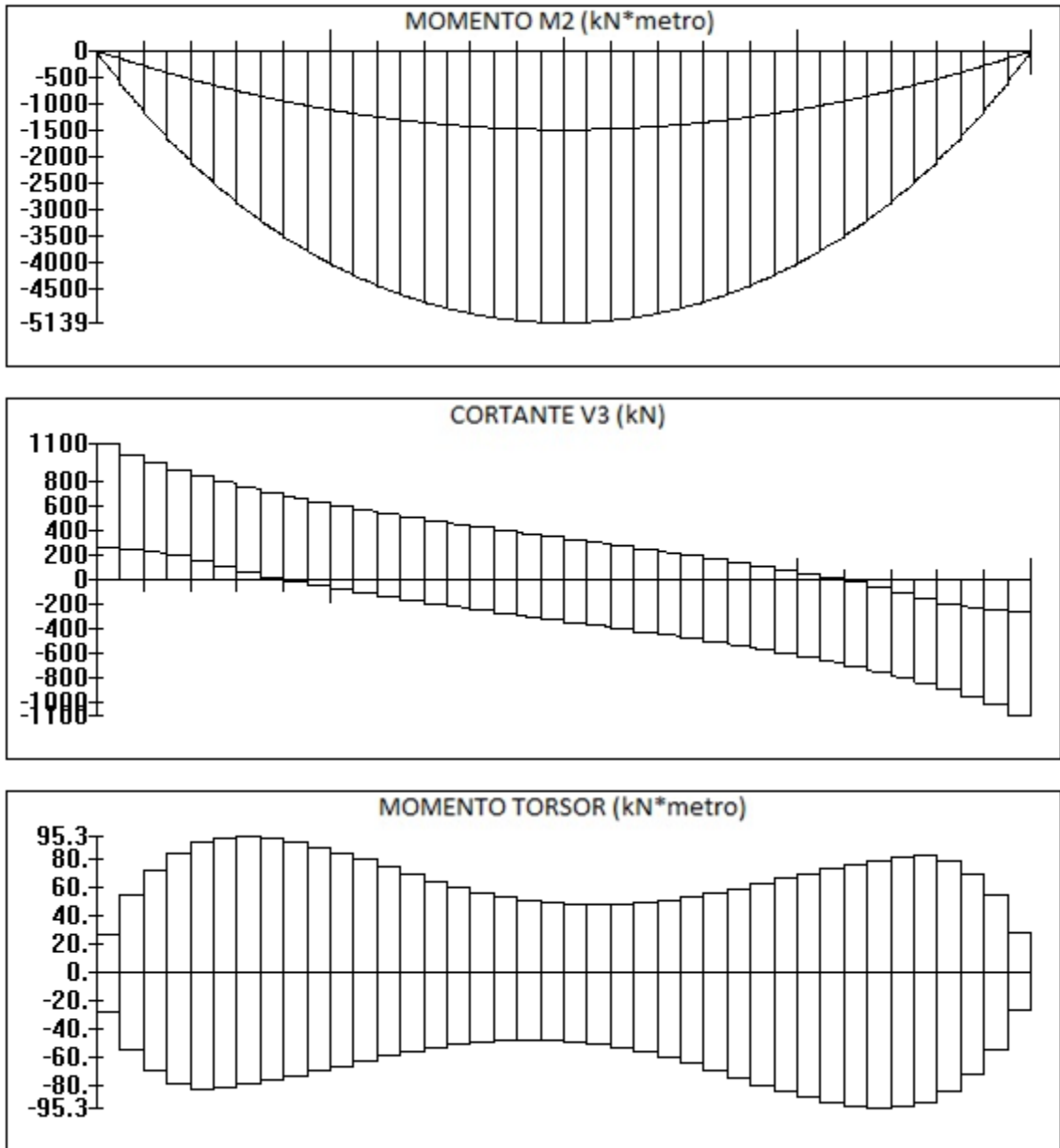


(fonte: elaborado pela autora)

A seguir, na figura 26, são apresentados os diagramas das envoltórias das solicitações impostas às vigas, destacando os valores máximos para cada esforço. Uma vez que posteriormente será realizado o dimensionamento da estrutura e pensando-se nas etapas de execução do projeto, a análise, conforme já mencionado, refere-se ao caso crítico, ou seja, à viga com maiores valores de solicitação, a qual será, portanto, definida como modelo para o dimensionamento.

Figura 26 - Diagramas de solicitações para o caso crítico analisado.

ENVOLTÓRIA DE COMBINAÇÕES



(fonte: elaborado pela autora)

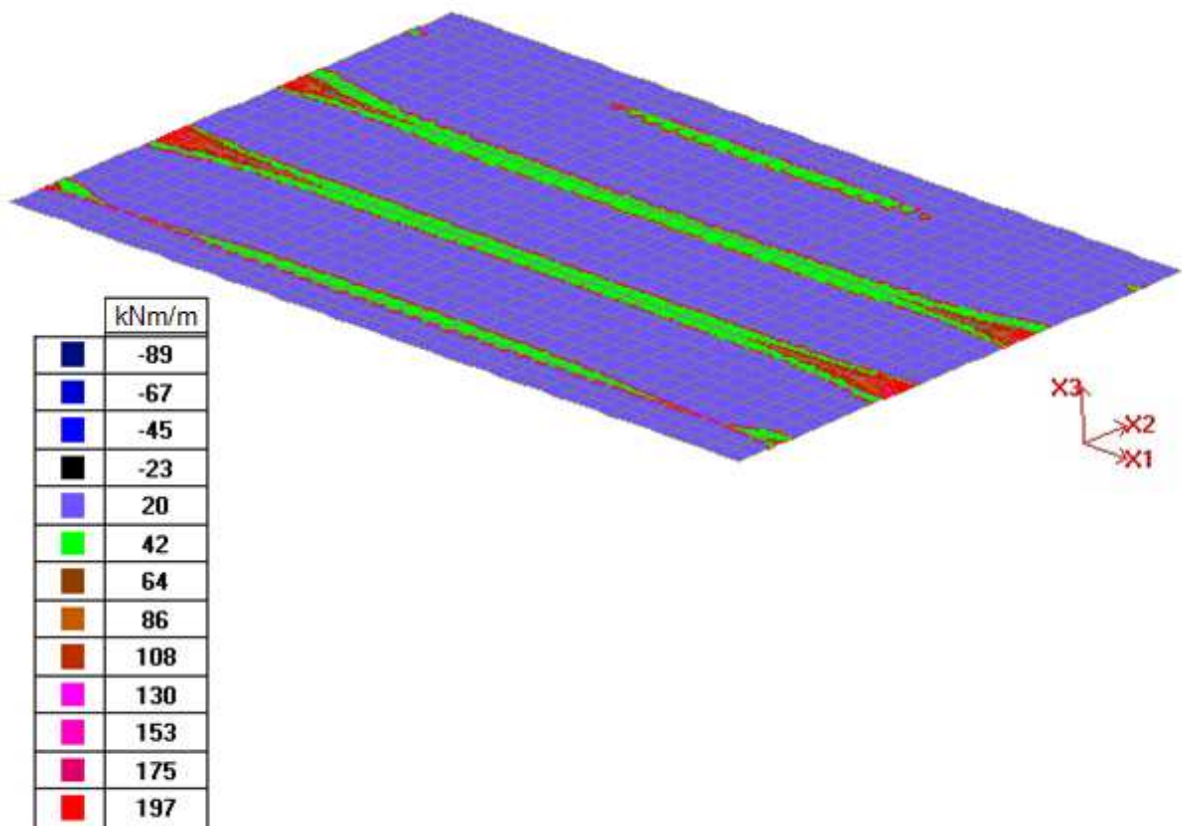
5.2.2 LAJE

Considerando o modelo adotado, descrito no item 4 deste trabalho, a laje é considerada apoiada em uma direção (sentido X2), para a qual se fará o dimensionamento. As solicitações máximas de momento fletor foram obtidas pela análise da envoltória de combinações.

Nas figuras 27 e 28 são apresentados os valores dos momentos fletores mínimos e máximos na direção X2. Os valores negativos representam os momentos positivos, enquanto os valores positivos representam os momentos negativos; essa diferença se dá em função da convenção de sinais utilizada pelo programa de modelagem.

Na região próxima aos apoios, pode-se verificar a presença de tensões maiores na análise feita pelo *software*. Essa constatação, no entanto, deve-se às limitações impostas pelo modelo, uma vez que a área de contato entre a barra (viga longitudinal) e o apoio é representada por um ponto, diferente do que ocorre na realidade. Para a laje, no sentido transversal da estrutura, portanto, foi adotado um momento negativo máximo de 64 kNm.

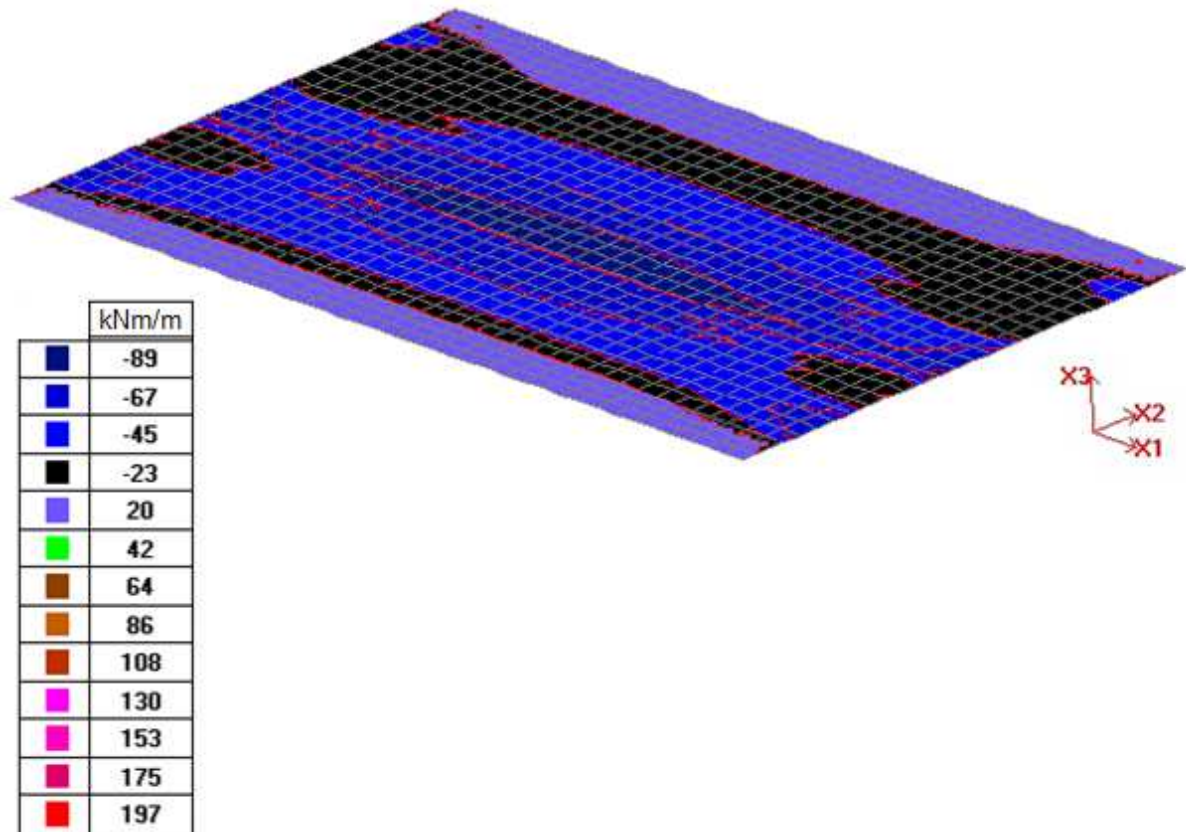
Figura 27 - Momentos fletores mínimos gerados pela envoltória de combinações.



(fonte: elaborado pela autora)

Para a laje, no sentido transversal da estrutura, foi adotado um momento positivo máximo de 89 kNm.

Figura 28 - Momentos fletores máximos gerados pela envoltória de combinações.



(fonte: elaborado pela autora)

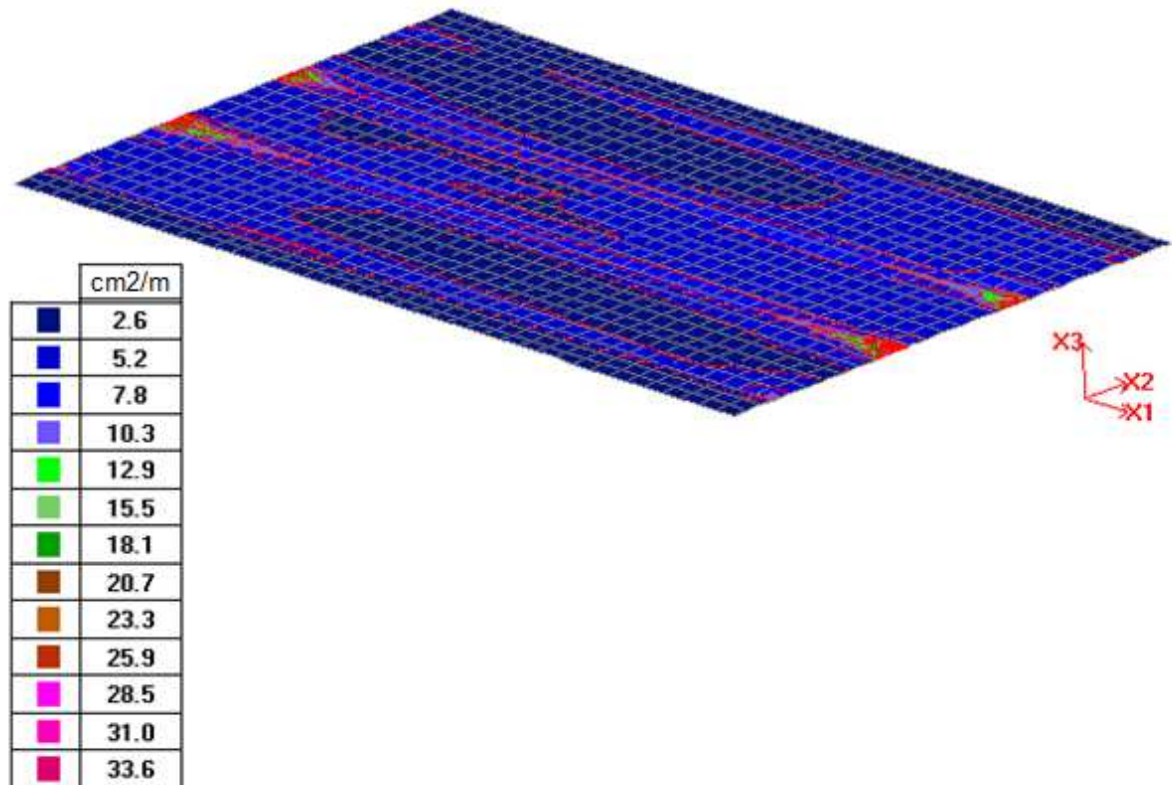
5.2.3 DIMENSIONAMENTO

Para o dimensionamento dos elementos, teve-se como metodologia a utilização do *software STRAP*.

A área de aço calculada para as vigas levou em conta a situação crítica, isto é, a viga mais solicitada. Obteve-se uma área de 93,56 cm² para a armadura longitudinal de tração e de 21,16 cm² para a zona comprimida, totalizando o que corresponde a uma razão de 2,55% entre as áreas de aço e de concreto da seção. Já para os estribos, o valor calculado foi de 33,60 cm²/m.

Para o dimensionamento da laje, seguiram-se os mesmos critérios adotados para a análise dos momentos fletores máximos e mínimos. Foi calculada uma área de aço equivalente a $10,30 \text{ cm}^2/\text{m}$ para o momento negativo máximo da laje, conforme apresentado na figura 29.

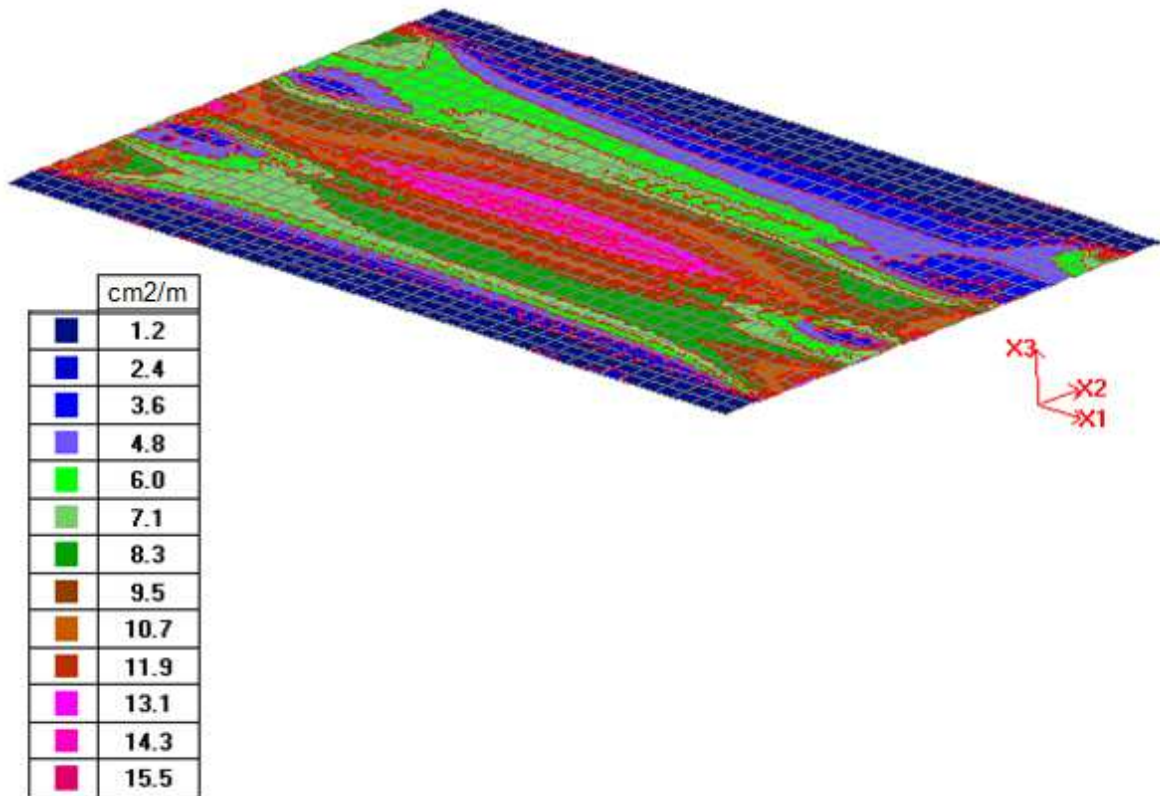
Figura 29 - Áreas de aço para os momentos negativos, obtidas pela envoltória de combinações.



(fonte: elaborado pela autora)

Já para o momento positivo máximo, a área de aço calculada foi de $14,30 \text{ cm}^2/\text{m}$, conforme mostrado na figura 30.

Figura 30 - Áreas de aço para os momentos positivos, obtidas pela envoltória de combinações.



(fonte: elaborado pela autora)

5.3 NORMA AMERICANA

5.3.1 VIGAS

Como nos outros dois casos, 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.

5.3.1.1 Veículo tipo *Truck*

Na tabela 32 são apresentados os valores máximos de solicitação obtidos para cada um dos carregamentos a que está submetida a estrutura.

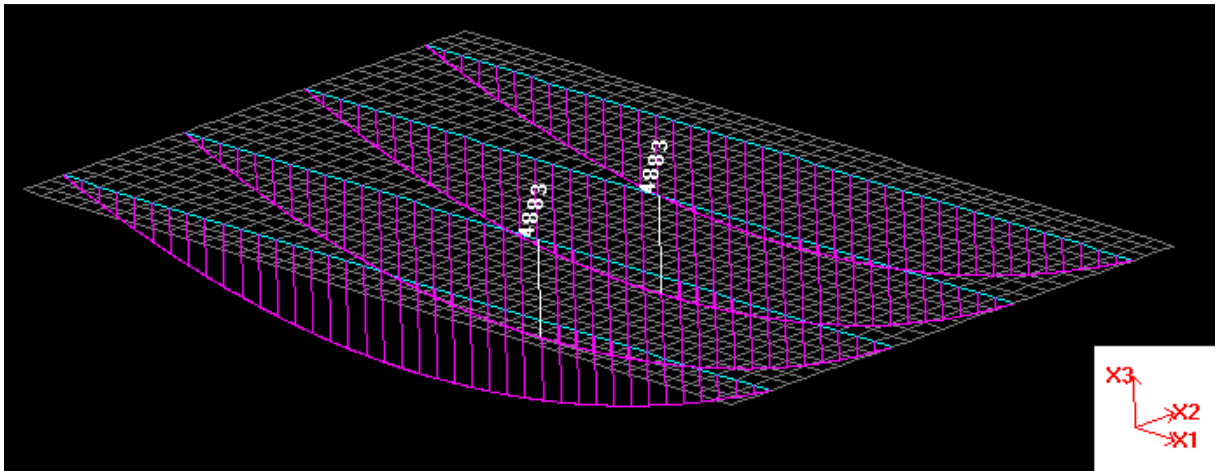
Tabela 32 - Solicitações impostas pelos carregamentos previstos pela norma americana.

	Fletor M2	Cortante V3	Torsor
Peso próprio	1302 kN.m	241 kN	3,3 kN.m
Guarda-rodas	231 kN.m	55,5 kN	12,6 kN.m
Pavimento	127 kN.m	24,7 kN	1,4 kN.m
Veículo tipo <i>Truck</i> - Máximos	865,0 kN.m	188,0 kN.m	33,5 kN.m
Veículo tipo <i>Truck</i> - Mínimos	-13,0 kN.m	-195,0 kN.m	-33,5 kN.m
<i>Design lane load</i> - Máximos	503,0 kN.m	95,9 kN.m	17,1 kN.m
<i>Design lane load</i> - Mínimos	-7,3 kN.m	-95,9 kN.m	-17,1 kN.m
Multidão - Máximos	569,0 kN.m	108,0 kN.m	19,4 kN.m
Multidão - Mínimos	-8,2 kN.m	-108,0 kN.m	-19,4 kN.m

(fonte: elaborado pela autora)

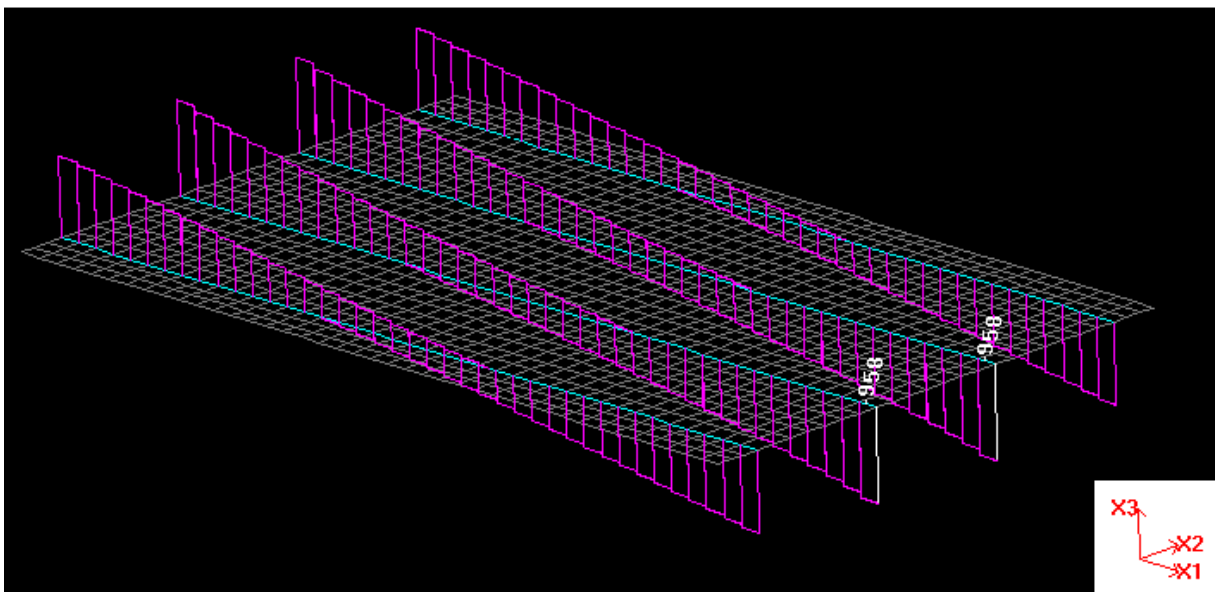
As solicitações foram combinadas de acordo com o exposto no item 4.4.3. Da envoltória obtida a partir das solicitações geradas pelas combinações de ações, obtiveram-se os valores das solicitações máximas causadas pelos carregamentos, conforme apresentado nas figuras 31, 32 e 33.

Figura 31 - Momento fletor M2 em torno de X2 (4883 kNm), referente à envoltória máxima de combinações.



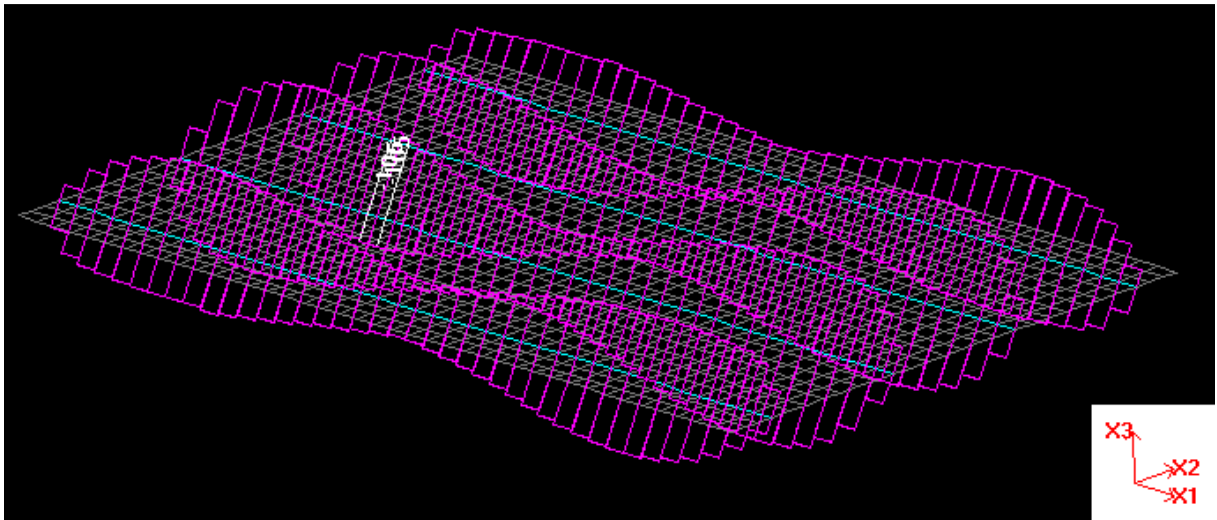
(fonte: elaborado pela autora)

Figura 32 - Cortante V3 (958 kN), referente à envoltória máxima de combinações.



(fonte: elaborado pela autora)

Figura 33 - Momento torsor (105 kNm), referente à envoltória máxima de combinações.

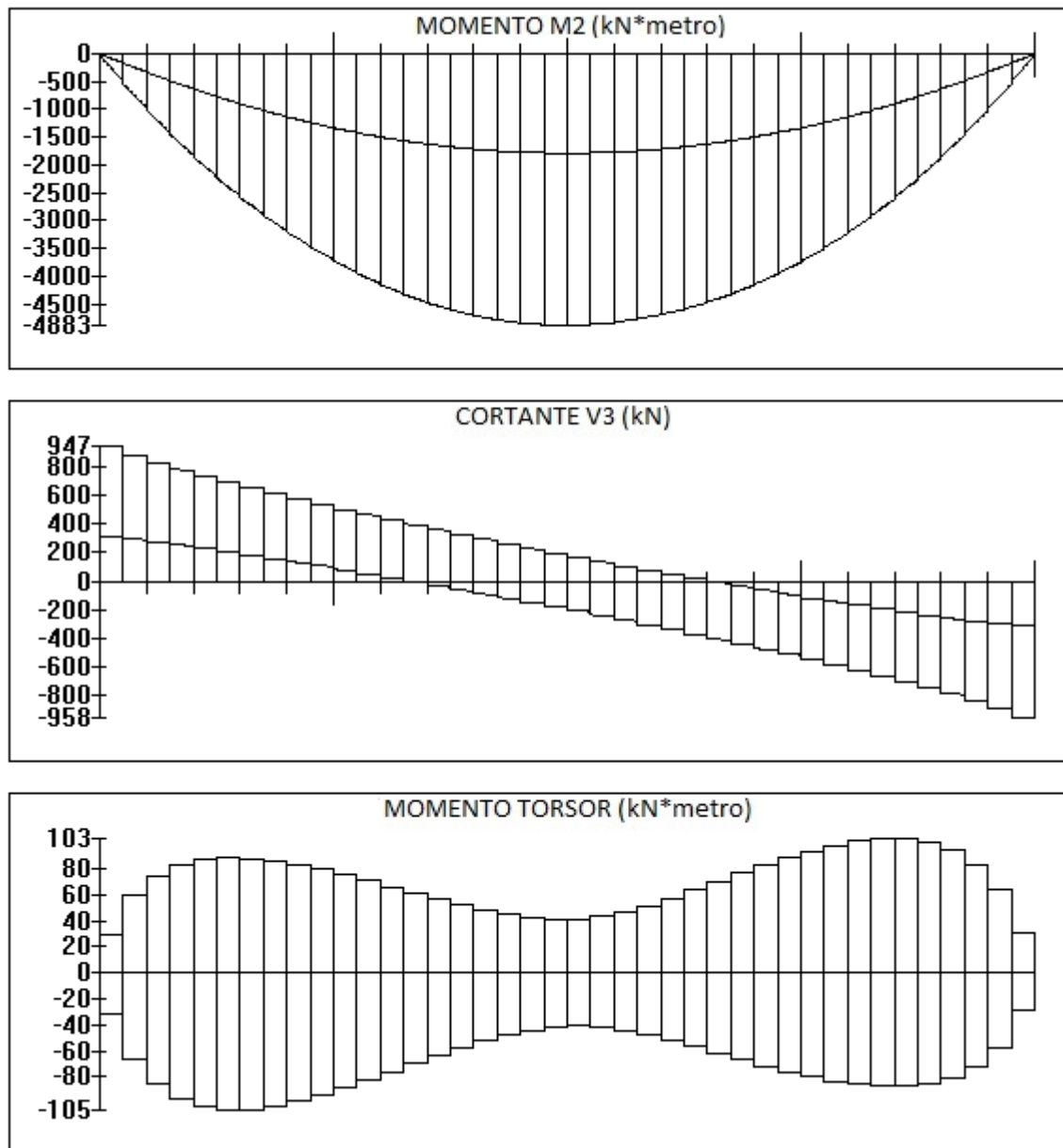


(fonte: elaborado pela autora)

A seguir, na figura 34, são apresentados os diagramas das envoltórias das solicitações impostas às vigas, destacando os valores máximos para cada esforço. Uma vez que posteriormente será realizado o dimensionamento da estrutura e pensando-se nas etapas de execução do projeto, a análise, conforme já mencionado, refere-se ao caso crítico, ou seja, à viga com maiores valores de solicitação, a qual será, portanto, definida como modelo para o dimensionamento.

Figura 34 - Diagramas de solicitações para o caso crítico analisado.

ENVOLTÓRIA DE COMBINAÇÕES



(fonte: elaborado pela autora)

5.3.1.2 Veículo tipo *Tandem*

Na tabela 33 são apresentados os valores máximos de solicitação obtidos para cada um dos carregamentos a que está submetida a estrutura.

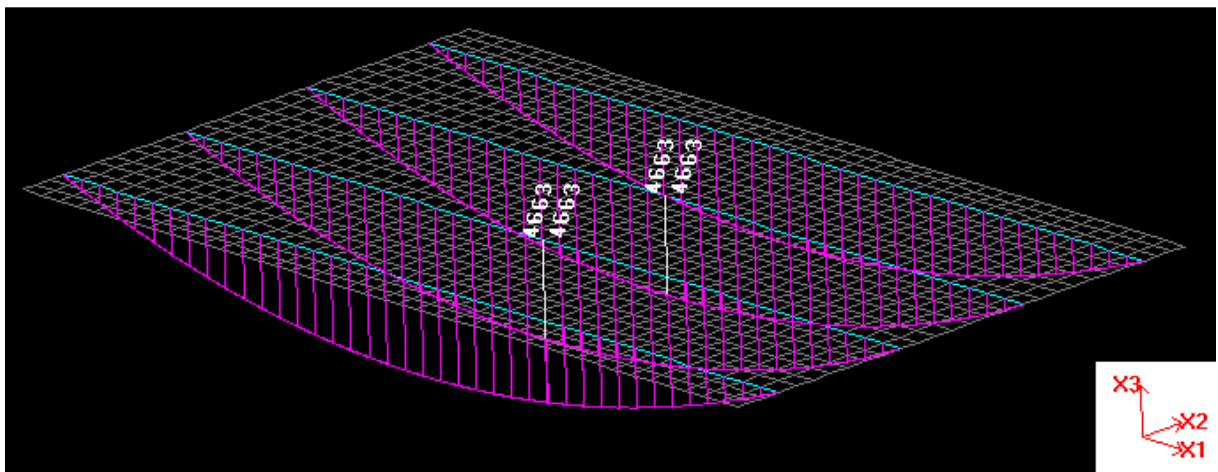
Tabela 33 - Solicitações impostas pelos carregamentos previstos pela norma americana.

	Fletor M2	Cortante V3	Torsor
Peso próprio	1302 kN.m	241 kN	3,3 kN.m
Guarda-rodas	231 kN.m	55,5 kN	12,6 kN.m
Pavimento	127 kN.m	24,7 kN	1,4 kN.m
Veículo tipo <i>Tandem</i> - Máximos	728,0 kN.m	163,0 kN.m	28,3 kN.m
Veículo tipo <i>Tandem</i> - Mínimos	-9,8 kN.m	-163,0 kN.m	-28,3 kN.m
<i>Design lane load</i> - Máximos	503,0 kN.m	95,9 kN.m	17,1 kN.m
<i>Design lane load</i> - Mínimos	-7,3 kN.m	-95,9 kN.m	-17,1 kN.m
Multidão - Máximos	569,0 kN.m	108,0 kN.m	19,4 kN.m
Multidão - Mínimos	-8,2 kN.m	-108,0 kN.m	-19,4 kN.m

(fonte: elaborado pela autora)

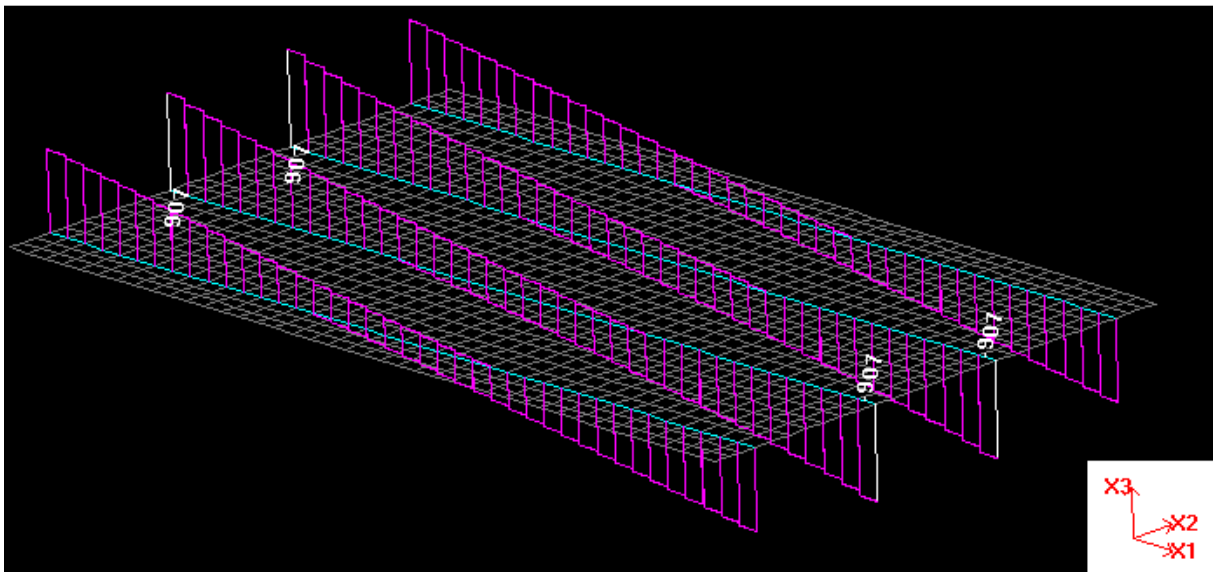
As solicitações foram combinadas de acordo com o exposto no item 4.4.3. Da envoltória obtida a partir das solicitações geradas pelas combinações de ações, obtiveram-se os valores das solicitações máximas causadas pelos carregamentos, conforme apresentado nas figuras 35, 36 e 37.

Figura 35 - Momento fletor M2 em torno de X2 (4663 kNm), referente à envoltória máxima de combinações.



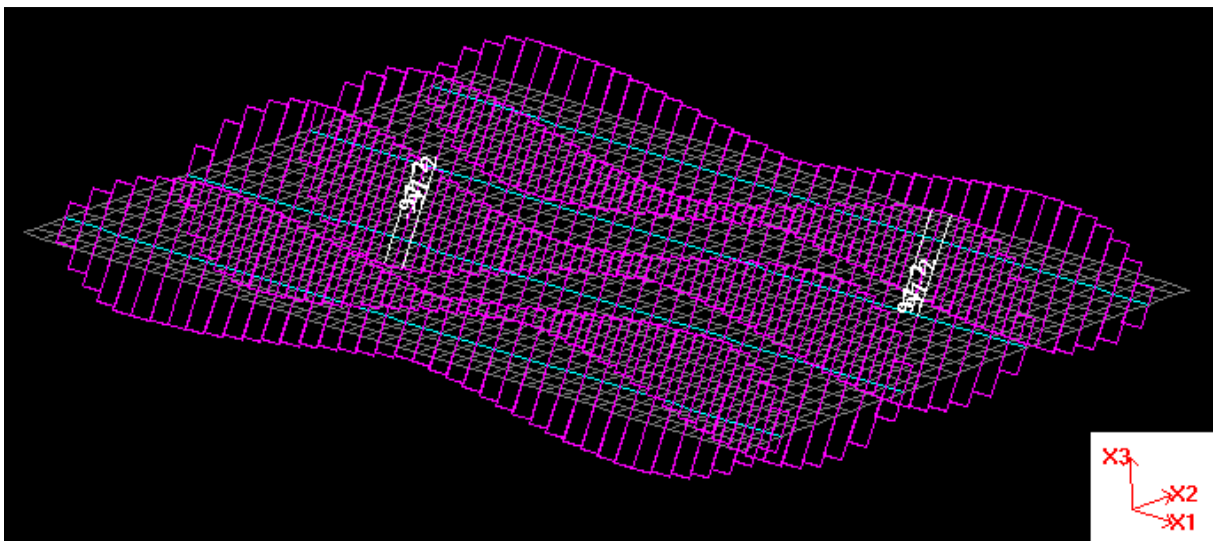
(fonte: elaborado pela autora)

Figura 36 - Cortante V3 (907 kN), referente à envoltória máxima de combinações.



(fonte: elaborado pela autora)

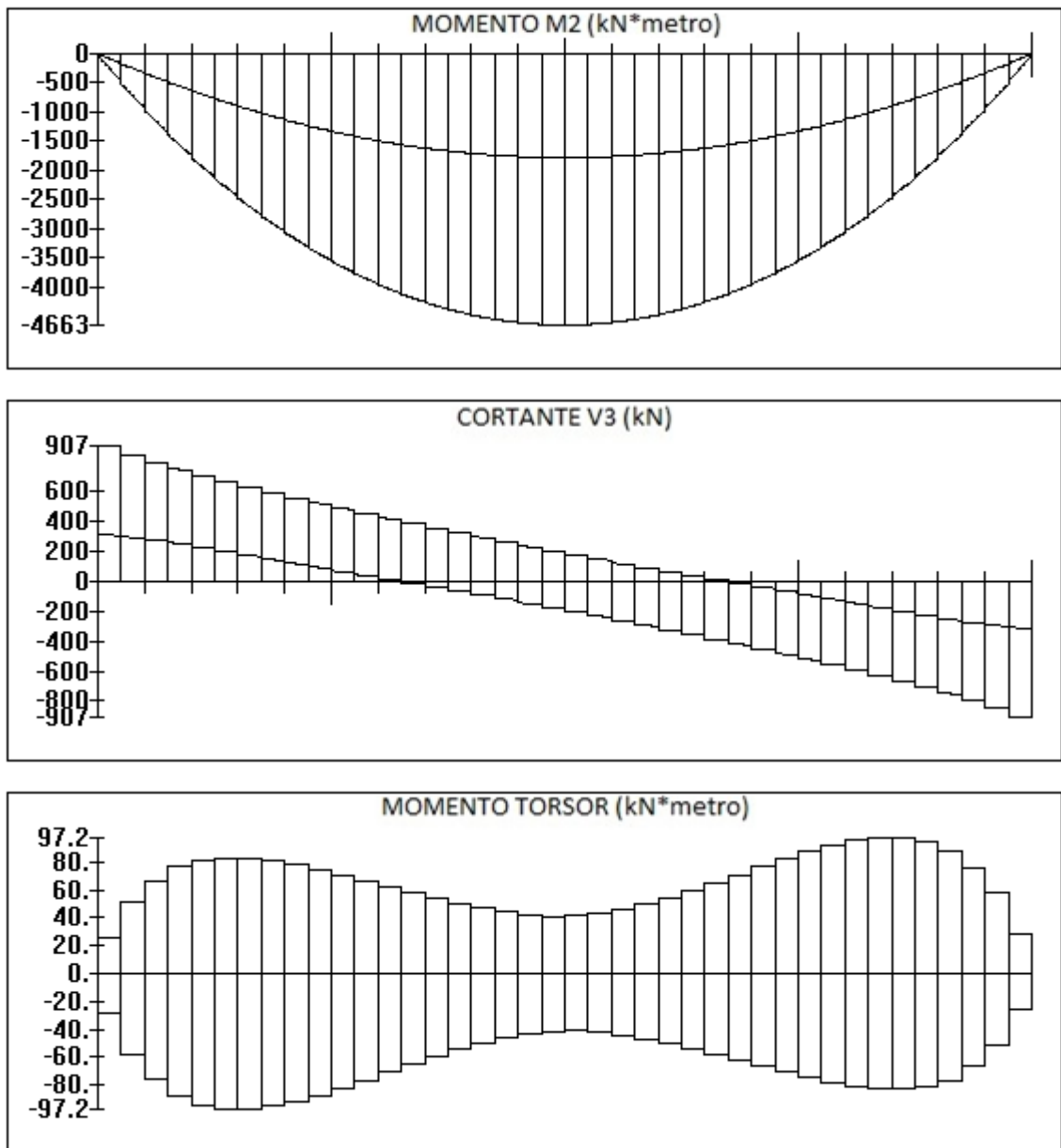
Figura 37 - Momento torsor (97,2 kNm), referente à envoltória máxima de combinações.



(fonte: elaborado pela autora)

A seguir, na figura 38, são apresentados os diagramas das envoltórias das solicitações impostas às vigas, destacando os valores máximos para cada esforço. Uma vez que posteriormente será realizado o dimensionamento da estrutura e pensando-se nas etapas de execução do projeto, a análise, conforme já mencionado, refere-se ao caso crítico, ou seja, à viga com maiores valores de solicitação, a qual será, portanto, definida como modelo para o dimensionamento.

Figura 38 - Diagramas de solicitações para o caso crítico analisado.

ENVOLTÓRIA DE COMBINAÇÕES

(fonte: elaborado pela autora)

5.3.2 LAJE

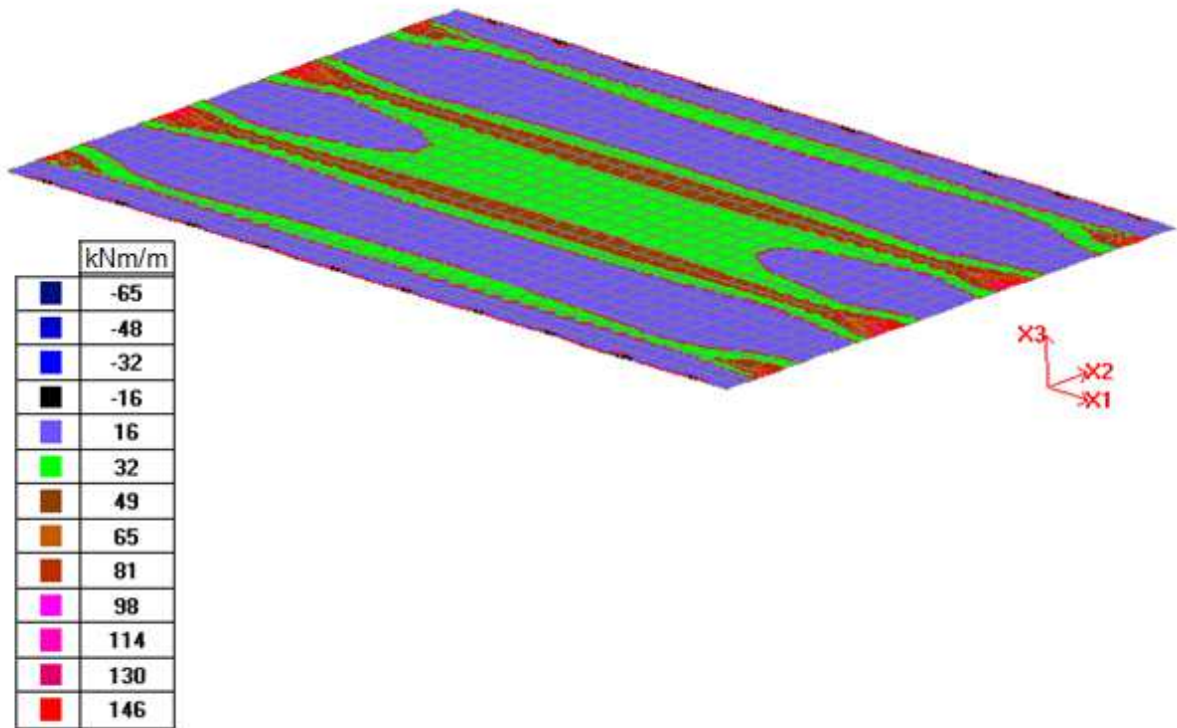
Considerando o modelo adotado, descrito no item 4 deste trabalho, a laje é considerada apoiada em uma direção (sentido X2), para a qual se fará o dimensionamento. As solicitações máximas de momento fletor foram obtidas pela análise da envoltória de combinações.

5.3.2.1 Veículo tipo *Truck*

Nas figuras 39 e 40 são apresentados os valores dos momentos fletores mínimos e máximos na direção X2. Os valores negativos representam os momentos positivos, enquanto os valores positivos representam os momentos negativos; essa diferença se dá em função da convenção de sinais utilizada pelo programa de modelagem.

Na região próxima aos apoios, pode-se verificar a presença de tensões maiores na análise feita pelo *software*. Essa constatação, no entanto, deve-se às limitações impostas pelo modelo, uma vez que a área de contato entre a barra (viga longarina) e o apoio é representada por um ponto, diferente do que ocorre na realidade. Para a laje, no sentido transversal da estrutura, portanto, foi adotado um momento negativo máximo de 49 kNm.

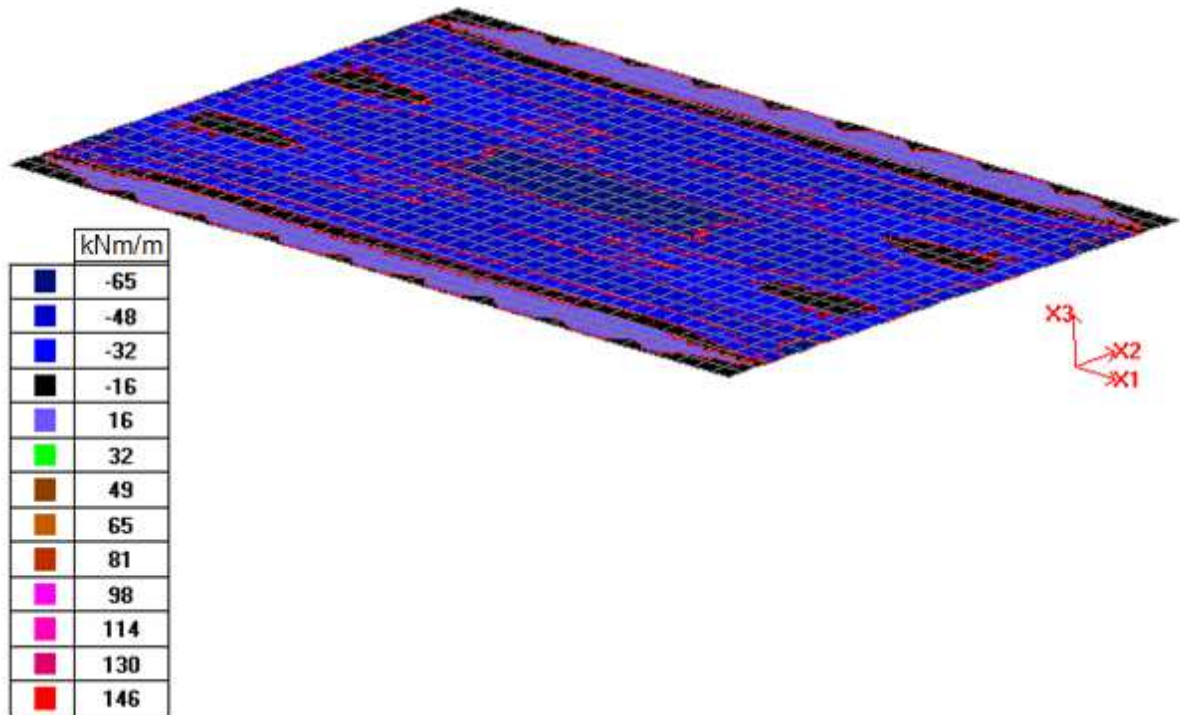
Figura 39 - Momentos fletores mínimos gerados pela envoltória de combinações.



(fonte: elaborado pela autora)

Para a laje, no sentido transversal da estrutura, foi adotado um momento positivo máximo de 65 kNm.

Figura 40 - Momentos fletores máximos gerados pela envoltória de combinações.



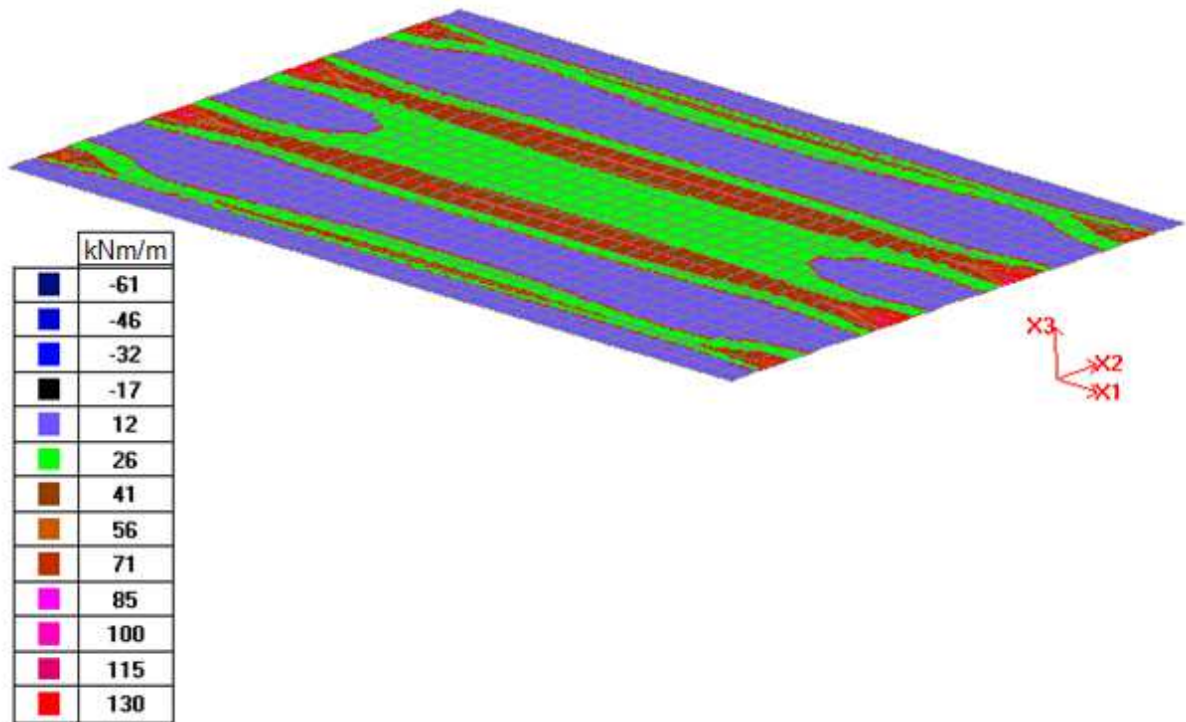
(fonte: elaborado pela autora)

5.3.2.1 Veículo tipo *Tandem*

Nas figuras 41 e 42, são apresentados os valores dos momentos fletores mínimos e máximos na direção X2. Os valores negativos representam os momentos positivos, enquanto os valores positivos representam os momentos negativos; essa diferença se dá em função da convenção de sinais utilizada pelo programa de modelagem.

Na região próxima aos apoios, pode-se verificar a presença de tensões maiores na análise feita pelo *software*. Essa constatação, no entanto, deve-se às limitações impostas pelo modelo, uma vez que a área de contato entre a barra (viga longitudinal) e o apoio é representada por um ponto, diferente do que ocorre na realidade. Para a laje, no sentido transversal da estrutura, portanto, foi adotado um momento negativo máximo de 41 kNm.

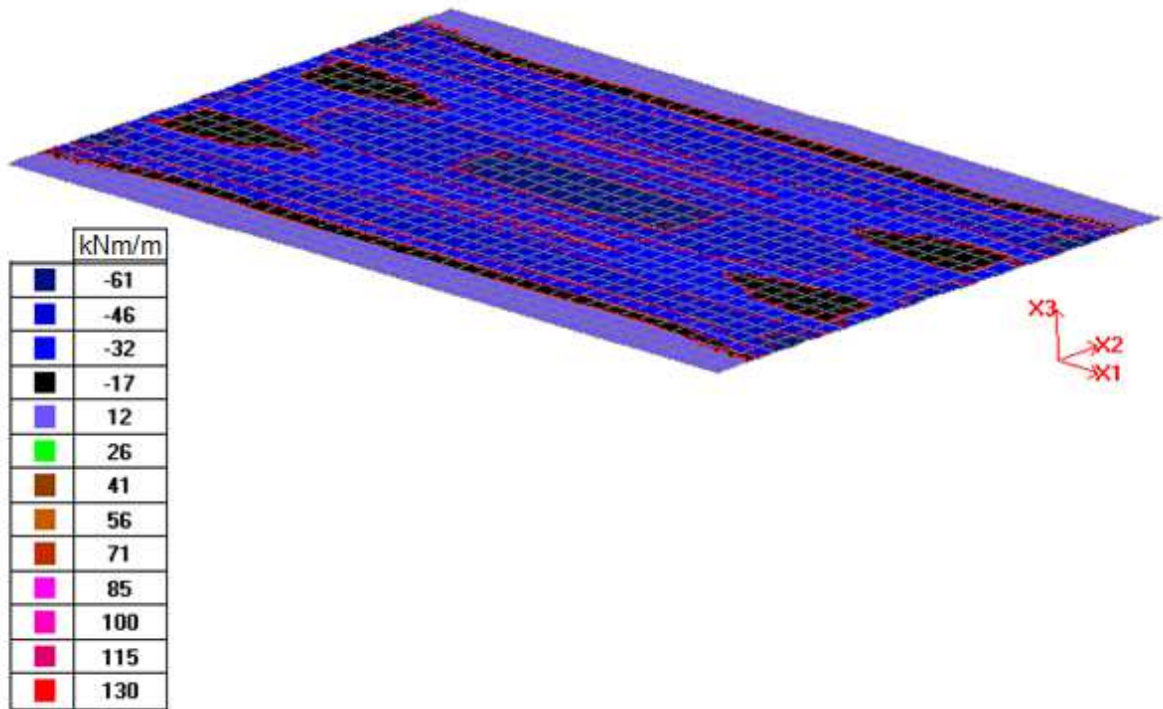
Figura 41 - Momentos fletores mínimos gerados pela envoltória de combinações.



(fonte: elaborado pela autora)

Para a laje, no sentido transversal da estrutura, foi adotado um momento positivo máximo de 61 kNm.

Figura 42 - Momentos fletores máximos gerados pela envoltória de combinações.



(fonte: elaborado pela autora)

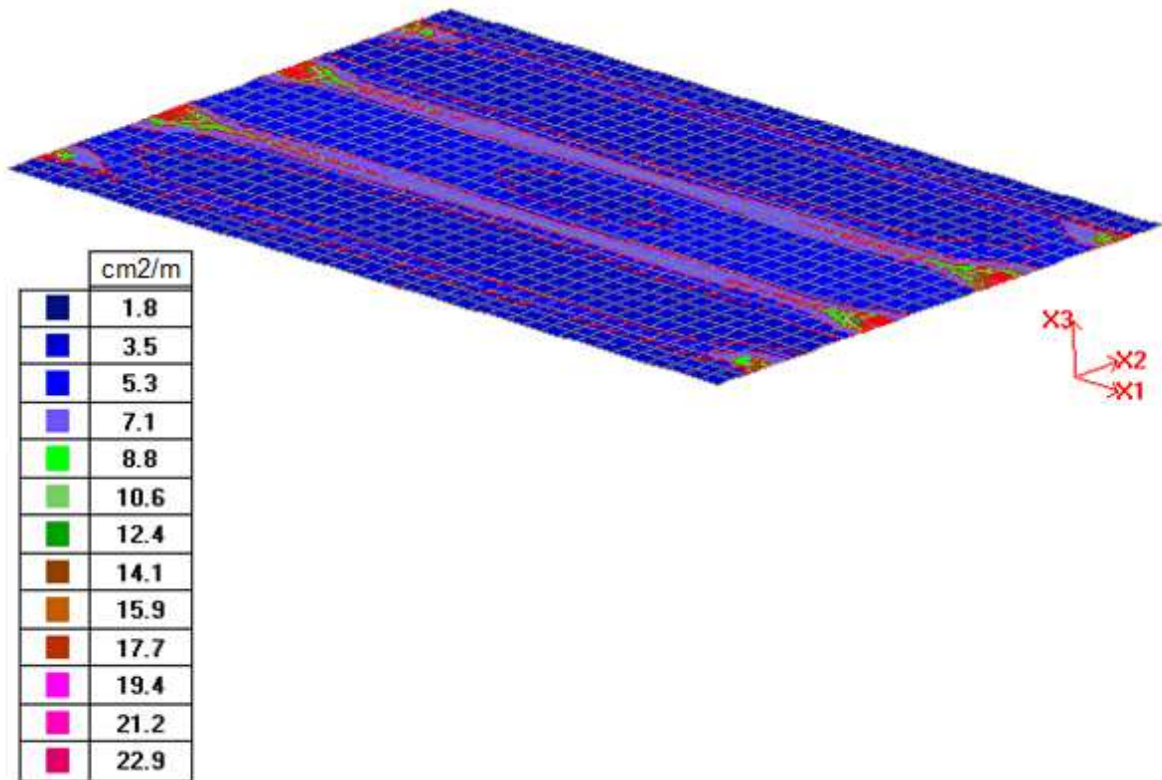
5.3.3 DIMENSIONAMENTO

Para o dimensionamento dos elementos, teve-se como metodologia a utilização do *software STRAP*. Seguindo o preconizado pela *LRFD Bridge Design Specifications (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2012)*, adotou-se para o dimensionamento a configuração de carga móvel que engloba o veículo tipo *design truck* e a carga distribuída *design lane load*, que, para o caso analisado, é a configuração crítica.

A área de aço calculada para as vigas levou em conta a situação crítica, isto é, a viga mais solicitada. Obteve-se uma área de $82,49 \text{ cm}^2$ para a armadura longitudinal de tração e de $32,10 \text{ cm}^2$ para a zona comprimida, totalizando o que corresponde a uma razão de 2,55% entre as áreas de aço e de concreto da seção. Já para os estribos, o valor calculado foi de $21,60 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Para o dimensionamento da laje, seguiram-se os mesmos critérios adotados para a análise dos momentos fletores máximos e mínimos. Foi calculada uma área de aço equivalente a $7,10 \text{ cm}^2/\text{m}$ para o momento negativo máximo da laje, conforme apresentado na figura 43.

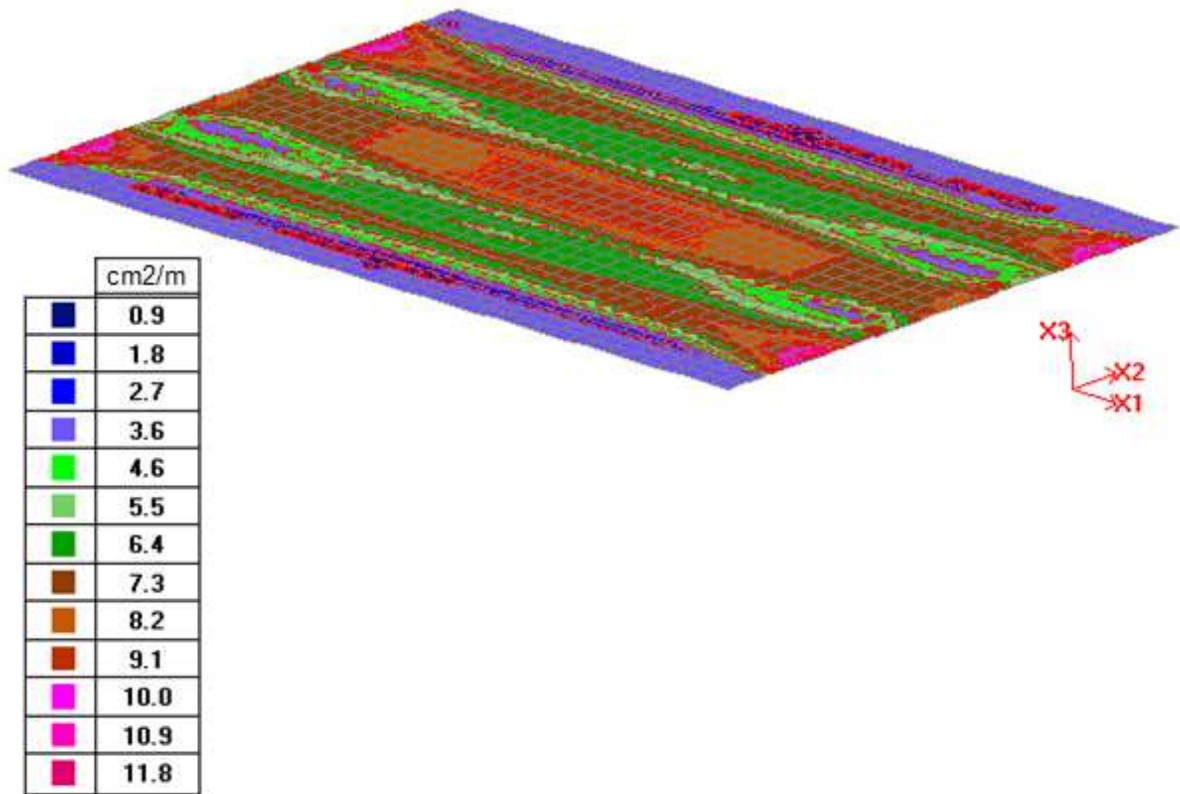
Figura 43 - Áreas de aço para os momentos negativos, obtidas pela envoltória de combinações.



(fonte: elaborado pela autora)

Já para o momento positivo máximo, a área de aço calculada foi de 9,10 cm²/m, conforme mostrado na figura 44.

Figura 44 - Áreas de aço para os momentos positivos, obtidas pela envoltória de combinações.



(fonte: elaborado pela autora)

6 ANÁLISE COMPARATIVA

Neste capítulo será apresentada, em forma de tabelas, uma comparação entre os resultados obtidos para cada uma das normas em estudo.

6.1 VIGAS

6.1.1 SOLICITAÇÕES

Nesta seção, estão apresentados, nas tabelas 34 e 35, os esforços máximos encontrados para as vigas segundo o preconizado pela norma brasileira e pelas normas internacionais.

Tabela 34 - Momentos fletores máximos calculados para as vigas de acordo com a norma brasileira e normas internacionais.

	Momento fletor [kNm]	Percentual da solicitação obtida pela norma internacional em relação à calculada pela NBR
Norma Brasileira	6137	
Norma Européia	5139	83,74%
Norma Americana	4883	79,57%

(fonte: elaborado pela autora)

Tabela 35 - Esforços cortantes máximos calculados para as vigas de acordo com a norma brasileira e normas internacionais.

	Esforço cortante [kN]	Percentual da solicitação obtida pela norma internacional em relação à calculada pela NBR
Norma Brasileira	1338	
Norma Européia	1100	82,21%
Norma Americana	958	71,60%

(fonte: elaborado pela autora)

Em relação às solicitações de momento fletor e esforço cortante calculadas para as vigas, verifica-se para a norma brasileira uma tendência a ser mais conservadora que as normas internacionais. A normativa européia apresenta solicitações que correspondem a em torno de 80% daquelas apresentadas pela norma brasileira. As solicitações calculadas pela norma americana correspondem a em torno de 80% e 70% das apresentadas pela brasileira para o momento fletor e esforço cortante, respectivamente.

6.1.2 DIMENSIONAMENTO

Foram adotados os valores de esforços máximos encontrados para o dimensionamento de todas as vigas, indiferente de sua posição na seção transversal. Nas tabelas 36 e 37, são apresentadas as áreas de armaduras longitudinais e transversais a serem adotadas para as vigas de acordo com a normativa brasileira e as normativas internacionais.

Tabela 36 - Áreas de armaduras longitudinais calculadas para as vigas de acordo com a norma brasileira e normas internacionais.

	Armadura longitudinal (tração) [cm ²]	Percentual da área de aço obtida pela norma internacional em relação à calculada pela NBR	Armadura longitudinal (compressão) [cm ²]	Percentual da área de aço obtida pela norma internacional em relação à calculada pela NBR
Norma Brasileira	111,52		37,65	
Norma Européia	93,56	83,90%	21,16	56,20%
Norma Americana	82,49	73,97%	32,10	85,26%

(fonte: elaborado pela autora)

Tabela 37 - Áreas de armaduras transversais calculadas para as vigas de acordo com a norma brasileira e normas internacionais.

	Estribos [cm ² /m]	Percentual da área de aço obtida pela norma internacional em relação à calculada pela NBR
Norma Brasileira	23,80	
Norma Européia	33,60	141,18%
Norma Americana	21,60	90,76%

(fonte: elaborado pela autora)

6.2 LAJE

6.2.1 SOLICITAÇÕES

Nesta seção, estão apresentados, na tabela 38, os esforços máximos encontrados para a laje segundo o preconizado pela norma brasileira e pelas normas internacionais.

Tabela 38 - Esforços máximos calculados para a laje de acordo com a norma brasileira e normas internacionais.

	Momento positivo [kNm]	Percentual da solicitação obtida pela norma internacional em relação à calculada pela NBR	Momento negativo [kNm]	Percentual da solicitação obtida pela norma internacional em relação à calculada pela NBR
Norma Brasileira	109		94	
Norma Européia	89	81,65%	64	68,09%
Norma Americana	65	59,63%	49	52,13%

(fonte: elaborado pela autora)

Em relação às solicitações de momento calculadas para a laje, verifica-se para a normativa brasileira uma tendência a ser mais conservadora que as normas internacionais. A normativa americana apresenta-se como a menos conservadora, com valores máximos de momento fletor que correspondem a em torno de 55% daqueles calculados pela norma nacional.

6.2.2 DIMENSIONAMENTO

Foram adotados os valores de esforços críticos encontrados para o dimensionamento da laje, indiferente de sua posição na seção transversal. Na tabela 39, são apresentadas as áreas de armaduras positivas e negativas a serem adotadas para a laje de acordo com a normativa brasileira e as normativas internacionais.

Tabela 39 - Áreas de armaduras calculadas para a laje de acordo com a norma brasileira e normas internacionais.

	Armadura positiva [cm ² /m]	Percentual da área de aço obtida pela norma internacional em relação à calculada pela NBR	Armadura negativa [cm ² /m]	Percentual da área de aço obtida pela norma internacional em relação à calculada pela NBR
Norma Brasileira	16,70		14,10	
Norma Européia	14,30	85,63%	10,30	73,05%
Norma Americana	9,10	54,49%	7,10	50,35%

(fonte: elaborado pela autora)

6.3 CONSIDERAÇÕES A RESPEITO DO DIMENSIONAMENTO

A fim de aprofundar-se na análise dos resultados obtidos para o dimensionamento das vigas e da laje, optou-se por uma abordagem alternativa. Nesta seção, serão apresentados os resultados de dimensionamento obtidos quando seguidas cada uma das três normativas para uma mesma solicitação.

6.3.1 VIGAS

6.3.1.1 Momento fletor

Estão apresentadas, na tabela 40, as áreas de aço calculadas de acordo com cada uma das três normativas para o momento fletor de 6137 kNm, obtido para as vigas segundo o preconizado pela norma brasileira.

Tabela 40 - Áreas de armaduras calculadas de acordo com a norma brasileira e normas internacionais para o momento fletor de 6137 kNm, obtido pela norma brasileira.

	Armadura longitudinal (tração) [cm ²]	Percentual da área de aço obtida pela norma internacional em relação à calculada pela NBR	Armadura longitudinal (compressão) [cm ²]	Percentual da área de aço obtida pela norma internacional em relação à calculada pela NBR
Norma Brasileira	111,52		37,65	
Norma Européia	109,80	98,46%	37,10	98,54%
Norma Americana	101,85	91,33%	51,46	136,68%

(fonte: elaborado pela autora)

Na tabela 41, os valores correspondem às áreas de aço calculadas de acordo com cada uma das três normativas para o momento fletor de 5139 kNm, obtido para as vigas segundo o preconizado pela norma européia.

Tabela 41 - Áreas de armaduras calculadas de acordo com a norma brasileira e normas internacionais para o momento fletor de 5139 kNm, obtido pela norma européia.

	Armadura longitudinal (tração) [cm ²]	Percentual da área de aço obtida pela norma internacional em relação à calculada pela NBR	Armadura longitudinal (compressão) [cm ²]	Percentual da área de aço obtida pela norma internacional em relação à calculada pela NBR
Norma Brasileira	95,59		21,72	
Norma Européia	93,56	97,88%	21,16	97,42%
Norma Americana	86,45	90,44%	36,06	166,02%

(fonte: elaborado pela autora)

Na tabela 42, por sua vez, são apresentados os valores correspondentes às áreas de aço calculadas de acordo com cada uma das três normativas para o momento fletor de 4883 kNm, obtido para as vigas segundo o preconizado pela norma americana.

Tabela 42 - Áreas de armaduras calculadas de acordo com a norma brasileira e normas internacionais para o momento fletor de 4883 kNm, obtido pela norma americana.

	Armadura longitudinal (tração) [cm ²]	Percentual da área de aço obtida pela norma internacional em relação à calculada pela NBR	Armadura longitudinal (compressão) [cm ²]	Percentual da área de aço obtida pela norma internacional em relação à calculada pela NBR
Norma Brasileira	91,49		17,62	
Norma Européia	89,77	98,12%	17,06	96,82%
Norma Americana	82,49	90,16%	32,10	182,18%

(fonte: elaborado pela autora)

Em relação à solicitação de momento fletor calculada para as vigas, a área de aço a ser disposta na zona tracionado obtida pela normativa brasileira mostra a tendência um pouco mais conservadora da norma nacional. A norma européia apresenta-se levemente menos conservadora do que a brasileira para o cálculo da armadura disposta na zona comprimida, enquanto, para este caso, a norma americana mostra-se como a mais conservadora.

6.3.1.2 Esforço cortante

Na tabela 43, são apresentadas as áreas de aço calculadas de acordo com cada uma das três normativas para o esforço cortante de 1338 kN, obtido para as vigas segundo o preconizado pela norma brasileira.

Tabela 43 - Áreas de armaduras calculadas de acordo com a norma brasileira e normas internacionais para o esforço cortante de 1338 kN, obtido pela norma brasileira.

	Estribos [cm ² /m]	Percentual da área de aço obtida pela norma internacional em relação à calculada pela NBR
Norma Brasileira	23,80	
Norma Européia	39,80	167,23%
Norma Americana	33,60	141,18%

(fonte: elaborado pela autora)

Na tabela 44, estão dispostas as áreas de aço calculadas de acordo com cada uma das três normativas para o esforço cortante de 1100 kN, obtido para as vigas segundo o preconizado pela norma européia.

Tabela 44 - Áreas de armaduras calculadas de acordo com a norma brasileira e normas internacionais para o esforço cortante de 1100 kN, obtido pela norma européia.

	Estribos [cm ² /m]	Percentual da área de aço obtida pela norma internacional em relação à calculada pela NBR
Norma Brasileira	20,20	
Norma Européia	33,60	166,34%
Norma Americana	26,60	131,68%

(fonte: elaborado pela autora)

Já na tabela 45, são apresentadas as áreas de aço calculadas de acordo com cada uma das três normativas para o esforço cortante de 958 kN, obtido para as vigas segundo o preconizado pela norma americana.

Tabela 45 - Áreas de armaduras calculadas de acordo com a norma brasileira e normas internacionais para o esforço cortante de 958 kN, obtido pela norma americana.

	Estribos [cm ² /m]	Percentual da área de aço obtida pela norma internacional em relação à calculada pela NBR
Norma Brasileira	16,40	
Norma Européia	27,80	169,51%
Norma Americana	21,60	131,71%

(fonte: elaborado pela autora)

Para o cálculo da armadura transversal, a norma brasileira se apresenta como a menos conservadora das três. A norma européia, verificada como a mais conservadora, especifica a necessidade de uma área de estribos em torno de 65% maior do que a calculada pela normativa nacional.

6.3.2 LAJE

Estão apresentadas, na tabela 46, as áreas de aço calculadas de acordo com cada uma das três normativas para o momento positivo de 109 kNm e negativo de 94 kNm, obtidos para a laje segundo o preconizado pela norma brasileira.

Tabela 46 - Áreas de armaduras calculadas de acordo com a norma brasileira e normas internacionais para o momento positivo de 109 kNm e negativo de 94 kNm, obtidos pela norma brasileira.

	Armadura positiva [cm ² /m]	Percentual da área de aço obtida pela norma internacional em relação à calculada pela NBR	Armadura negativa [cm ² /m]	Percentual da área de aço obtida pela norma internacional em relação à calculada pela NBR
Norma Brasileira	16,70		14,10	
Norma Européia	18,30	109,58%	14,70	104,26%
Norma Americana	17,30	103,59%	14,40	102,13%

(fonte: elaborado pela autora)

Na tabela 47, são apresentadas as áreas de aço calculadas de acordo com cada uma das três normativas para o momento positivo de 89 kNm e negativo de 64 kNm, obtidos para a laje segundo o preconizado pela norma européia.

Tabela 47 - Áreas de armaduras calculadas de acordo com a norma brasileira e normas internacionais para o momento positivo de 89 kNm e negativo de 64 kNm, obtidos pela norma européia.

	Armadura positiva [cm ² /m]	Percentual da área de aço obtida pela norma internacional em relação à calculada pela NBR	Armadura negativa [cm ² /m]	Percentual da área de aço obtida pela norma internacional em relação à calculada pela NBR
Norma Brasileira	13,28		9,26	
Norma Européia	14,30	107,68%	10,30	111,23%
Norma Americana	13,60	102,41%	9,90	106,91%

(fonte: elaborado pela autora)

Na tabela 48, por sua vez, apresentam-se as áreas de aço calculadas de acordo com cada uma das três normativas para o momento positivo de 65 kNm e negativo de 49 kNm, obtidos para a laje segundo o preconizado pela norma americana.

Tabela 48 - Áreas de armaduras calculadas de acordo com a norma brasileira e normas internacionais para o momento positivo de 65 kNm e negativo de 49 kNm, obtidos pela norma americana.

	Armadura positiva [cm ² /m]	Percentual da área de aço obtida pela norma internacional em relação à calculada pela NBR	Armadura negativa [cm ² /m]	Percentual da área de aço obtida pela norma internacional em relação à calculada pela NBR
Norma Brasileira	8,82		6,97	
Norma Européia	9,50	107,71%	7,50	107,60%
Norma Americana	9,10	103,17%	7,10	101,87%

(fonte: elaborado pela autora)

Em relação às solicitações de momento positivo e negativo calculadas para a laje, verifica-se uma tendência um pouco menos conservadora da norma nacional. Os valores obtidos, no entanto, encontram-se na mesma faixa de valores, não apresentando grandes variações.

7 CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS

Na análise da superestrutura de uma ponte em concreto armado, com vão de 20 m de comprimento, adequada às condições específicas ao seu local de construção e da sua utilização em serviço, seguiram-se as premissas da normativa brasileira e de normativas internacionais – norma européia e norma americana. O principal contraste nas abordagens feitas de acordo com as três normas 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.

A norma européia 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. Já a norma americana analisa a ocupação por dois tipos diferentes de veículo tipo, a fim de encontrar a situação mais crítica; além disso, considera um veículo por faixa de rolamento, fazendo uso de um coeficiente de múltipla presença.

Analisando-se as solicitações obtidas para as vigas, a norma brasileira apresenta-se mais conservadora do que as demais. Para o momento fletor (tabela 34), as solicitações obtidas pelas normas internacionais correspondem a em torno de 80% daquelas obtidas pela normativa nacional. Para o esforço cortante (tabela 35), a solicitação calculada pela norma européia também corresponde a em torno de 80% da obtida pela norma brasileira; pela norma americana, o valor fica na faixa dos 70%.

Quando analisadas as solicitações obtidas para a laje (tabela 38), verificou-se para a normativa brasileira uma tendência a ser mais conservadora do que as normas internacionais. A normativa americana apresenta-se como a menos conservadora, com valores máximos de momento fletor que correspondem a em torno de 55% daqueles calculados pela norma nacional.

Para o dimensionamento da armadura longitudinal das vigas, conforme tabelas 40, 41 e 42, a normativa brasileira mostra-se mais conservadora quando analisada a armadura calculada para a zona tracionada, enquanto, para esse caso, a americana se apresenta como a menos conservadora. Para a zona comprimida, no entanto, a normativa americana se mostra como a mais conservadora das três. Já para a área de estribos, conforme tabelas 43, 44 e 45, nota-se uma tendência mais conservadora da norma européia; a norma brasileira apresenta-se como a menos conservadora.

Para o dimensionamento da laje, de acordo com as tabelas 46, 47 e 48, a norma européia mostrou-se mais conservadora que as demais. A normativa nacional, nesse caso, novamente aparece como a menos conservadora.

As variações no padrão obtidas para o cálculo da armadura longitudinal das vigas sugerem considerável diferença nas especificações de dimensionamento apontadas pela norma americana. Devido à metodologia empregada neste trabalho, não foram obtidas justificativas para este fato. Sugere-se, para trabalho futuro, um estudo aprofundado específico das diretrizes para o dimensionamento preconizadas por cada uma das normas.

De maneira geral, para a ponte em estudo, pode-se verificar uma abordagem mais conservadora para a norma brasileira. Isto reflete a simplicidade da metodologia de aplicação da carga móvel empregada pela norma, que, no entanto, apresenta resultados eficientes quando comparada com as normativas internacionais propostas.

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.

_____. **NBR 6123**: forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

_____. **NBR 7187**: projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido - procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 7188**: carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro, 2013.

_____. **NBR 8681**: ações e segurança nas estruturas - procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

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.

MASON, J. **Pontes em concreto armado e protendido**: princípios do projeto e cálculo. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1977.

MATTOS, T.S. **Programa para análise de superestruturas de pontes de concreto armado e protendido**. 2001. 167f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Curso de Pós-Graduação de Engenharia. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

PFEIL, W. **Pontes em concreto armado**. 3. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1983a.

QUADROS, H. S. **Projeto estrutural de ponte**: comparativo de soluções com vigas seções T pré-moldada e caixa 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.