

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Rodrigo Possobon Burmann

**VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DAS LAJES DA PONTE DE SÃO
SIMÃO: UM ESTUDO DE CASO**

Santa Maria, RS
2022

Rodrigo Possobon Burmann

VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DAS LAJES DA PONTE DE SÃO SIMÃO: UM ESTUDO DE CASO

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do título de **Engenheiro Civil**.

Orientador: ALMIR BARROS DA SILVA SANTOS NETO

Santa Maria, RS
2022

Rodrigo Possobon Burmann

VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DAS LAJES DA PONTE DE SÃO SIMÃO: UM ESTUDO DE CASO

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao
Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal
de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial
para obtenção do título de **Engenheiro Civil**.

Aprovado em 22 de Agosto de 2022:

ALMIR BARROS DA SILVA SANTOS NETO, Dr. (UFSM)
(Presidente/Orientador)

ANDRÉ LÜBECK, Dr. (UFSM)

ALISSON SIMONETTI MILANI, Dr. (UNIPAMPA)

Santa Maria, RS
2022

AGRADECIMENTOS

Agradeço aos meus pais, Rodolfo e Patrícia, por toda a educação, pela cultura, pelo suporte durante toda essa jornada e pelos princípios que me passaram até aqui.

À minha irmã, Bibiana, pela companhia, conselhos e ajuda nesses 5 anos.

Ao meu irmão, Arthur, pelos ensinamentos e companheirismo durante todo o processo.

À minha namorada, Gratcheva, pelo apoio e por todo o incentivo que me deu para finalizar essa etapa da minha vida, sempre me dando forças para continuar.

Aos meus colegas e amigos, pela parceria, pelas motivações e ensinamentos que passamos diariamente um para o outro durante a graduação.

Aos professores Almir Barros da Silva Santos Neto e André Lübeck, pelos ensinamentos e experiências que me passaram durante meus estudos, nas disciplinas e na orientação deste trabalho.

Aos profissionais que, ao longo desta trajetória, estiveram presentes e ajudaram em minha formação. Em especial, da Palace Louvre Construtora, onde fiz meu estágio supervisionado: arquiteto Lucio Stefani, engenheiro e responsável técnico Rogério Pereira e mestre de obra Paulo Cezar Martins. Por fim, ao meu primo, engenheiro e calculista estrutural Elias Schussler.

RESUMO

VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DAS LAJES DA PONTE DE SÃO SIMÃO: UM ESTUDO DE CASO

AUTOR: Rodrigo Possobon Burmann
ORIENTADOR: Almir Barros da Silva Santos Neto

Projetos de estruturas de concreto armado sempre foram importantes na história da engenharia. Um bom projeto objetiva não somente uma adequada execução, evitando trincas e a ruína da estrutura, mas também, otimizar a utilização de concreto e de aço. Nesse sentido, o presente estudo buscou exemplificar o cálculo da laje e da verificação do cisalhamento longitudinal entre mesa e alma da viga, da ponte de São Simão, executada em concreto armado no município de Cacequi - RS. Tal verificação está prevista no Anexo “E” da nova norma de pontes em concreto armado, a ABNT NBR 7187, atualizada em 2021. Em relação à metodologia do trabalho, foram feitos os cálculos de esforços, o dimensionamento para o estado limite último, verificações para estado limite de serviço da laje da ponte em questão e, após, a verificação do Anexo “E”. Os cálculos foram feitos com o auxílio do programa *Ftool*, *UniCalcPro*, *FlexCisTor* e planilhas eletrônicas. Ao final do cálculo, foi demonstrado que há a necessidade de armadura especial de costura para a ponte em questão.

Palavras-chave: Projeto estrutural, pontes, NBR 7187:2021, NBR 6118:2014, NBR 6120:2019, NBR 7188:2013, NBR 8681:2003, *Ftool*, *UniCalcPro*, *FlexCisTor*.

ABSTRACT

STRUCTURAL VERIFICATION OF SLABS OF THE SÃO SIMÃO BRIDGE: A CASE STUDY

AUTHOR: Rodrigo Possobon Burmann

ADVISOR: Almir Barros Santos Neto

Projects of reinforced concrete structures have always been important in the history of engineering. A good project aims not only at an adequate execution, avoiding cracks and the ruin of the structure, but also at optimizing the use of concrete and steel. In this sense, the present study sought to exemplify the calculation of the slab and the verification of the longitudinal shear between table and soul of the beam, of the São Simão bridge, executed in reinforced concrete in the city of Cacequi - RS. Such verification is provided for in Annex "E" of the new standard for bridges in reinforced concrete, ABNT NBR 7187, updated in 2021. Regarding the work methodology, efforts were calculated, the design for the ultimate limit state, verifications for the service limit state of the bridge slab in question and, after that, the verification of Annex "E". The calculations were made with the aid of the Ftool program, UniCalcPro, FlexCisTor and electronic spreadsheets. At the end of the calculation, it was demonstrated that there is a need for special seam reinforcement for the bridge in question.

Keywords: Structural projects, bridges, ABNT NBR 7187:2021, ABNT NBR 6118:2014, ABNT NBR 6120:2019, ABNT NBR 7188:2013, ABNT NBR 8681:2003, Ftool, UniCalcPro, FlexCisTor.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	10
1.1 OBJETIVO	11
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	12
2.1 CARREGAMENTOS.....	12
2.1.1 Devido à cargas permanentes	12
2.1.2 Devido às cargas variáveis	13
2.2 COMBINAÇÕES	15
2.2.1 Combinações últimas.....	17
2.2.2 Combinações de serviço	18
2.3 ARMADURA LONGITUDINAL DA LAJE	19
2.4 ARMADURA TRANSVERSAL DA LAJE	21
2.5 ESTADO LIMITE DE SERVIÇO: ABERTURA E FORMAÇÃO DE FISSURAS.....	21
2.6 ESTADO LIMITE DE SERVIÇO: FLECHA TOTAL.....	21
2.7 ESTADO LIMITE DE SERVIÇO: DESLOCAMENTO VERTICAL DEVIDO À VIBRAÇÃO	22
2.8 ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE FADIGA.....	23
2.8.1 Fadiga no concreto à compressão para tabuleiro da ponte.	23
2.8.2 Fadiga da armadura para cálculo da ponte	23
2.9 CISALHAMENTO LONGITUDINAL ENTRE MESA E ALMA	24
2.9.1 Esforço na ligação entre mesa e alma.....	24
2.9.2 Verificação da compressão diagonal do concreto	24
2.9.3 Cálculo da armadura transversal (de costura) para evitar cisalhamento longitudinal entre mesa e alma da viga.....	25
3 VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL – LAJES PRÉ-FABRICADAS	26
3.1 CONSIDERAÇÕES	26
3.2 CARREGAMENTOS.....	27
3.2.1 CARREGAMENTOS DEVIDO À CARGAS PERMANENTES	27
3.2.2 CARREGAMENTOS DEVIDO À CARGAS VARIÁVEIS.....	27
3.2.3 CARREGAMENTOS DEVIDO À CARGAS EXCEPCIONAIS	28
3.3 COMBINAÇÕES ÚLTIMAS CONFORME NBR 8681(2003)	28
3.3.1 Considerações	28
3.3.2 Descrição/demonstração das combinações para laje 1 e 3	29
3.3.3 Descrição/demonstração das combinações para laje 2	32

3.4 ANÁLISE DOS DIAGRAMAS DE MOMENTOS FLETORES.....	33
3.4.1 Diagramas de momento fletor das combinações onde foram encontrados os maiores valores para momento positivo e negativo das lajes 1 e 3.....	33
3.4.2 Diagramas de momento fletor das combinações onde foram encontrados os maiores valores para momento positivo e negativo da laje 2.....	34
3.5 DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL DAS LAJES PRÉ MOLDADAS ATRAVÉS DO PROGRAMA FLEXCISTOR	35
3.5.1 Armadura positiva para lajes 1 e 3	35
3.5.2 Armadura negativa para lajes 1 e 3	35
3.5.3 Armadura positiva para laje 2.....	36
3.5.4 Armadura negativa para laje 2.....	37
3.6 VERIFICAÇÃO PARA NÃO NECESSIDADE DE ARMADURA TRANSVERSAL	37
3.6.1 Para lajes 1 e 3	37
3.6.2 Para laje 2:	38
3.7 ESTADO LIMITE DE SERVIÇO:	39
4 VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL: LAJE MONOLÍTICA (COMPLETA).....	40
4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	40
4.2 CARREGAMENTOS.....	40
4.2.1 Carregamentos devido à cargas permanentes.....	40
4.2.2 Carregamentos devido à cargas variáveis	40
4.3 LANÇAMENTO DAS CARGAS ACIDENTAIS (Q) E CARGAS PERMANENTES (G) NO PROGRAMA FTOOL.....	41
4.3.1 Cargas acidentais (Q e q) aplicadas.....	41
4.3.2 Cargas permanentes (G) aplicadas	42
4.4 DIAGRAMAS DE MOMENTO FLETOR (DMF) E DE ESFORÇO CORTANTE (DEC)	43
4.4.1 Cargas acidentais (Q e q).....	43
4.4.2 Cargas permanentes (G)	44
4.5 CÁLCULOS DOS ESFORÇOS PARA ESTADO LIMITE ÚLTIMO (ELU).....	44
4.5.1 Valores máximos de momento e cortante considerando o coeficiente de impacto adicional (CIA)	45
4.5.2 Valores máximos de momento e cortante desconsiderando o coeficiente de impacto adicional (CIA).....	45
4.6 DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS LONGITUDINAIS DA LAJE DA PONTE	46
4.6.1 Cálculo da armadura longitudinal positiva da laje considerando as cargas variáveis majoradas pelo coeficiente de impacto adicional (CIA).	46

4.6.2 Cálculo da armadura longitudinal negativa da laje considerando as cargas variáveis majoradas pelo coeficiente de impacto adicional (CIA)	47
4.6.3 Cálculo da armadura longitudinal positiva da laje considerando as cargas variáveis não sendo majoradas pelo coeficiente de impacto adicional (CIA)	48
4.6.4 Cálculo da armadura longitudinal negativa da laje considerando as cargas variáveis não sendo majoradas pelo coeficiente de impacto adicional (CIA)	49
4.7 VERIFICAÇÃO PARA NÃO NECESSIDADE DE ARMADURA TRANSVERSAL	50
4.7.1 Verificação considerando o coeficiente de impacto adicional (CIA) nas cargas acidentais	50
4.7.2 Verificação considerando a não aplicação do coeficiente de impacto adicional (CIA) nas cargas acidentais.	51
4.8 ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE FADIGA	52
4.8.1 Fadiga do concreto comprimido	52
4.8.2 FADIGA DA ARMADURA	54
4.9 ESTADO LIMITE DE SERVIÇO	58
4.9.1 Posicionamento das cargas no estado limite de serviço	59
4.9.2 Cálculo da flecha elástica imediata	60
4.9.3 Abertura de fissuras	61
4.9.4 Flecha imediata no estágio II.....	62
4.9.5 Flecha diferida no tempo	64
4.9.6 Flecha total	64
4.9.7 Avaliação do estado limite de vibrações excessivas	65
4.10 VERIFICAÇÃO DO CISALHAMENTO LONGITUDINAL ENTRE MESA E ALMA DA VIGA (ANEXO E da NBR 7187: 2021).	66
4.10.1 Esforços na ligação.....	66
4.10.2 Verificação da compressão diagonal do concreto	67
4.10.3 Cálculo da armadura transversal.....	67
5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	71
6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	72

1 INTRODUÇÃO

O projeto de uma obra de arte, como uma ponte ou viaduto, sempre é buscado por uma necessidade de transpor obstáculos naturais ou não, como rios ou rodovias, respectivamente. Sendo que se denomina ponte a obra destinada a permitir a transposição de obstáculos aquáticos, podendo ser rios ou braços de mar, e viadutos obstáculos secos, como um vale ou outra via, MARCHETTI (2008).

Também, a depender da dimensão da obra de arte em questão, sempre se deve analisar e fazer as considerações para projeto, de acordo com a particularidade de cada local. Se a ponte for para transpor dois pontos rodoviários em cima de um rio navegável, por exemplo, procura-se sempre atentar aos vãos entre pilares e altura da ponte para não interferir na navegação. Também, para rios com perspectivas de cheias, há sempre de analisar os níveis máximos do rio para determinar a altura da ponte. Além de diversos outros fatores que devem ser estudados e considerados no momento de iniciar um projeto de ponte ou viaduto, como previsões futuras de fluxo de veículos, geotecnia, impacto ao meio ambiente, topografia, tipos de fundações, materiais construtivos disponíveis na região, etc.

Para o cálculo, dimensionamento e projeto de uma obra de arte, são necessários conhecimentos de diversas áreas da engenharia civil, como mecânica dos solos, isostática, teoria das estruturas e os materiais empregados na estrutura. Para cálculo estrutural da laje de uma ponte em concreto armado, especificamente, são necessárias algumas informações como o tipo de ponte, vão, quantas faixas terão na laje, tipo de veículos e cargas que atuarão no tabuleiro, além de seguir as prescrições de diversas normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT).

No caso de pontes e viadutos em concreto armado e/ou protendido, a NBR 7187 (2021) traz diversas recomendações quanto ao projeto, entre elas a verificação e dimensionamento da ligação entre as vigas e lajes do tabuleiro. Essa ligação, sujeita a esforços de cisalhamento horizontais, demanda cuidados, principalmente quando se usam elementos pré-fabricados nas vigas e lajes.

No entanto, durante a formação de um engenheiro civil, dificilmente há disponibilidade nas disciplinas cursadas para apresentar esses procedimentos de verificação, devido a sua especificidade, assim o presente trabalho busca demonstrar os procedimentos de verificação através da aplicação em um estudo de caso, em especial, apresentando os procedimentos para a aplicação do Anexo E da NBR 7187 (2021).

No desenvolvimento do trabalho, foi realizado o cálculo somente da laje de rolamento levando em consideração o uso de um sistema misto, painéis pré-fabricados e capa de concreto superior, ou seja, calculou-se uma forma pré-moldada fixada nas longarinas e uma capa de concreto moldada no local. Ao final do processo, a forma pré-moldada e a capa se tornam uma única estrutura, monolítica. Estas lajes estão apoiadas sobre vigas longarinas pré-fabricadas de seção I. Para a realização das verificações foram utilizados como ferramentas de apoio softwares como *Ftool*, *UniCalcPro* e *FlexCisTor* para auxiliar na obtenção de esforços ou verificação dos elementos estruturais.

A estrutura utilizada para o estudo de caso é uma estrutura real, projetada para a transposição do rio Santa Maria, na localidade de São Simão, no município de Cacequi-RS.

1.1 OBJETIVO

O objetivo deste trabalho é demonstrar a aplicação dos procedimentos para o cálculo da ligação viga-laje em uma ponte em concreto armado e protendido segundo os preceitos do Anexo E – Cisalhamento longitudinal na ligação entre mesa e alma, da NBR 7187 (2021).

1.2 ESTRUTURA DO TRABALHO

A estrutura do trabalho foi dividida em 5 capítulos: Introdução, o qual explanou as diretrizes do trabalho e seu objetivo geral; Revisão Bibliográfica, onde faz-se a descrição dos procedimentos normativos e equações, Verificação Estrutural – Lajes pré-fabricadas, onde demonstra-se os cálculos e resultados obtidos para o cálculo estrutural das lajes pré-fabricadas ainda na fase construtiva; Verificação Estrutural – Lajes monolítica, onde faz-se a verificação das lajes completas, Conclusão e Referências Bibliográficas. A metodologia e os resultados do trabalho foram unificados em um só capítulo por se tratar de uma memória de cálculo e, facilitando a compreensão do trabalho.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo, será realizada uma análise das normas vigentes da associação brasileira de normas técnicas (ABNT). Para fazer o dimensionamento do tabuleiro da ponte, primeiro é necessário calcular a laje pré moldada que atuará como forma para receber o concreto moldado no local. Nesse sentido, é necessário, também, estudar as normas de concreto armado tradicionais como ABNT NBR 6118:2014, que trata do procedimento para projeto de estruturas em concreto, NBR 6120:2019, que determina as ações para cálculo de estrutura de edificações, e NBR 8681:2003 que trata sobre as ações e segurança estrutural. Já para dimensionamento do tabuleiro da ponte e verificações para segurança da laje, foram estudadas, além das anteriormente citadas, normas como NBR 7187:2021 que trata sobre projeto de pontes, viadutos e passarelas de concreto, e NBR 7188:2013, que determina a carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas.

2.1 CARREGAMENTOS

2.1.1 Devido à cargas permanentes

De acordo com o item 13.2.4.1 da NBR 6118:2014, para lajes em balanço (temos nesse caso), a espessura mínima é de 10 centímetros. Além disso, de acordo com a figura 1 (tabela 13.2 da NBR 6118:2014), os esforços solicitantes da laje em balanço devem ser majorados por um coeficiente γ_n , conforme a espessura da laje utilizada.

Figura 1 - Coeficiente γ_n para majoração de esforços de lajes em balanço

h cm	≥ 19	18	17	16	15	14	13	12	11	10
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35	1,40	1,45

onde

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05 h;$$

h é a altura da laje, expressa em centímetros (cm).

NOTA O coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo nas lajes em balanço, quando de seu dimensionamento.

Além disso, para calcular os carregamentos permanentes e variáveis, necessita-se saber o peso específico do material. De acordo com a tabela 1 da ABNT NBR 6120:2019, o peso específico do concreto armado é de 25 kN/m^3 .

As ações permanentes são consideradas de acordo com o item 7.2 da NBR 7187:2021. Além disso, esse item diz que essas ações podem ser consideradas como constantes ao longo da vida útil da construção. São elas:

- a) Peso próprio: peso da estrutura de concreto armado.
- b) Pavimentação: Deve ser adotado para peso específico do material empregado de 24 kN/m^3 e prever uma carga adicional de 2 kN/m^2 de recapeamento, conforme o item 7.2.3 da ABNT NBR 7187:2021.

2.1.2 Devido às cargas variáveis

De acordo com a ABNT NBR 6120, as estruturas devem ser projetadas para suportar as cargas variáveis de sobrecarga de utilização indicadas na tabela 10 da norma. Áreas sujeitas a várias categorias de utilização devem ser calculadas para a categoria que produzir os efeitos mais desfavoráveis.

Também, no item 6.6 da ABNT NBR 6120:2019, especifica-se algumas ações de veículos a serem consideradas e como considerá-las. Na figura 2 (tabela 13 da NBR 6120:2019) podemos ver as ações pertinentes a considerar nas áreas de circulação de veículos de acordo com o peso operacional do mesmo.

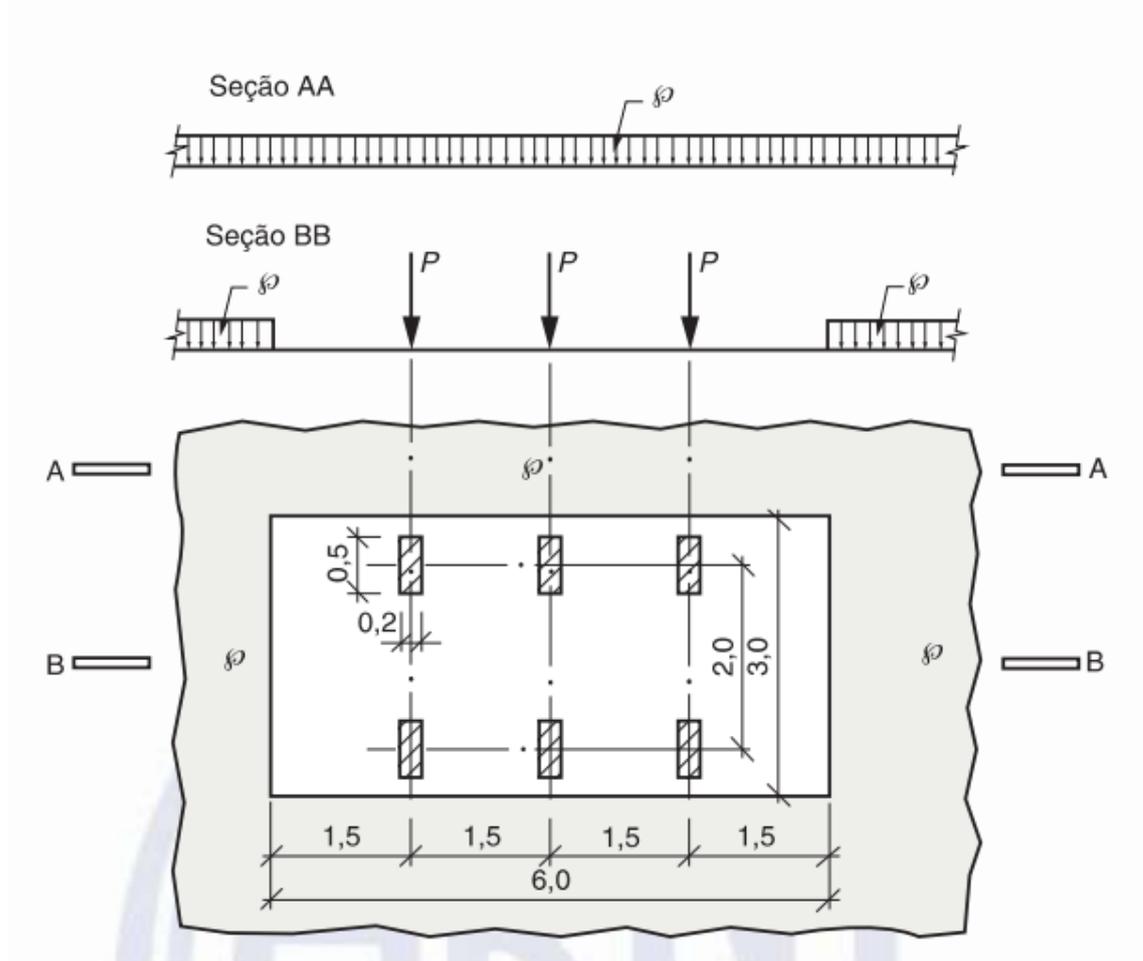
Figura 2 - Ações em garagens e demais áreas de circulação de veículos

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
Categoria	PBT kN	Carga uniformemente distribuída kN/m ²	Altura máx. m	Cargas concentradas Q _k kN	Força horizontal F _x ^e kN	Força horizontal F _y ^e kN	Altura H de aplicação das forças F _x e F _y ^e m
I ^a	≤ 30	3	2,3	12 ^b	100	50	0,5
II ^f	≤ 90	5	2,6	60 (Figura 3)	180	90	0,5
III	≤ 160	7	3,0	100 (Figura 4)	240	120	1,0
IV	> 160	10	> 3,0	170 (Figura 5) 255 (Figura 6)	320	160	1,0
V ^c	≤ 230	10	≥ 4,5	170 (Figura 5)	320 ^d	160 ^d	1,0 ^d

fonte: Tabela 13 da ABNT NBR 6120:2019

Para pontes, os carregamentos variáveis devem ser feitos com base nos valores do item 5 da ABNT NBR 7188:2013, que determina as cargas móveis rodoviárias e de pedestres em pontes, passarelas e viadutos. A carga móvel rodoviária padrão TB-450 é definida por um veículo tipo de 450 quilo newtons, com seis rodas, três eixos de carga afastados entre si em 1,5 metros, com área de ocupação de 18 metros quadrados. Além disso, existe também uma carga de multidão que circunda o trem tipo, na totalidade da área da laje, trata-se de uma carga uniformemente distribuída constante de 5 kN/m^2 , conforme a figura 3.

Figura 3 - Disposição das cargas estáticas do TB-450 no tabuleiro



Fonte: NBR 7188:2013

Sendo:

- a) P a carga concentrada da roda do trem tipo TB-450.
- b) $\delta 0$ a carga de multidão uniformemente distribuída.

Tais ações são ponderadas por coeficientes das cargas verticais, previstos também na seção 5 da norma em questão. São eles: coeficiente de impacto vertical (CIV), coeficiente de número de faixas (CNF) e coeficiente de impacto adicional (CIA). Todos os coeficientes de ponderação são aplicados em todas as cargas móveis da estrutura, ou seja, no trem tipo e na carga de multidão. O CIA, especificamente, é aplicado somente nas seções dos elementos estruturais a uma distância horizontal, normal a junta, inferior a 5 metros para cada lado da junta ou descontinuidade estrutural.

2.2 COMBINAÇÕES

As combinações de solicitações na estrutura são feitas com base na NBR 8681:2003, que determina as ações e a segurança na estrutura. Na seção 4 da norma, são determinados os estados limites últimos, que são utilizados para dimensionamento de armaduras, e estados limites de serviço que buscam determinar algumas verificações de deslocamentos máximos e vibração da estrutura, evitando afetar a utilização normal da construção e aspectos estéticos. Além disso, na norma também são determinados os coeficientes de ponderação para as ações consideradas na combinação. Os coeficientes de ponderação para cargas permanentes γg majoram os valores representativos das ações permanentes que exercem um efeito desfavorável na estrutura. Esses valores devem ser tomados conforme a figura 4:

Figura 4 - Coeficientes para ações permanentes diretas agrupadas

Combinação	Tipo de estrutura	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Grandes pontes ¹⁾	1,30	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,35	1,0
	Edificação 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
	Edificação 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
	Edificação 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.
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.

Já para as cargas variáveis, o item 4.2.2.1.1 da norma, explica que as ações variáveis que produzem um efeito favorável na estrutura, não devem ser consideradas. Também, determina o coeficiente γq que serve para majorar os valores representativos de ações variáveis que estão exercendo um efeito desfavorável na estrutura. Esses valores devem ser tomados com base na figura 5:

Figura 5 - Coeficientes para ações variáveis consideradas conjuntamente

Combinação	Tipo de estrutura	Coeficiente 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

fonte: ABNT NBR 8681, 2003a, p.12

Além dos coeficientes de ponderação, também são utilizados, a depender da combinação, os fatores de combinação e redução para ações variáveis. Esses valores são determinados conforme a figura 6:

Figura 6 - Valores dos fatores de combinação e redução para ações variáveis

Ações	Ψ_0	Ψ_1	$\Psi_2^{3), 4)}$
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: ABNT NBR 8186, 2003a, p. 13

2.2.1 Combinações últimas

Ações permanentes são majoradas pelo coeficiente γg e as ações variáveis pelo γq . As ações permanentes são tomadas pelos seus valores característicos, ação variável principal também, e as demais ações variáveis são tomadas com seu valor multiplicado pelo fator de combinação Ψ_0 .

2.2.1.1 Combinação última normal

São tomados os coeficientes e fatores da combinação normal.

2.2.1.2 Combinação última especial ou de construção

São tomados coeficientes e fatores para combinação especial ou de construção.

2.2.2 Combinações de serviço

As combinações de serviço são dispostas conforme a figura 7, que corresponde à tabela 11.4 da ABNT NBR 6118:2014 e serve para facilitar a utilização destas combinações.

Figura 7 - Descrição das combinações de serviço

Combinações de serviço (ELS)	Descrição	Cálculo das solicitações
Combinações quase permanentes de serviço (CQP)	Nas combinações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gi,k} + \Sigma \psi_2 F_{qj,k}$
Combinações frequentes de serviço (CF)	Nas combinações frequentes de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor frequente $\psi_1 F_{q1k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + \psi_1 F_{q1k} + \Sigma \psi_2 F_{qjk}$
Combinações raras de serviço (CR)	Nas combinações raras de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor característico F_{q1k} e todas as demais ações são tomadas com seus valores frequentes $\psi_1 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + F_{q1k} + \Sigma \psi_1 F_{qjk}$
<p>onde</p> <p>$F_{d,ser}$ é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço;</p> <p>F_{q1k} é o valor característico das ações variáveis principais diretas;</p> <p>ψ_1 é o fator de redução de combinação frequente para ELS;</p> <p>ψ_2 é o fator de redução de combinação quase permanente para ELS.</p>		

Fonte: Tabela 11.4 NBR 6118:2014

2.2.2.1 Combinação quase permanente de serviço

Conforme item 11.8.3 da ABNT NBR 6118:2014, às combinações quase permanentes podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser utilizada para o estado limite de deformações excessivas.

2.2.2.2 Combinação frequente de serviço

Conforme o item 11.8.3 ABNT NBR 6118:2014, essas combinações se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura, e podem ser consideradas para estados limites de

formação de fissuras (comparação com o momento de fissuração), de abertura de fissuras e de vibrações excessivas.

2.2.2.3 Combinação rara de serviço

Conforme item 11.8.3 da ABNT NBR 6118:2014, as combinações raras ocorrem algumas vezes durante o período de vida da estrutura, e podem ser utilizadas para cálculo do estado limite de formação de fissuras.

2.3 ARMADURA LONGITUDINAL DA LAJE

Conforme item 17.2.1 da ABNT NBR 6118:2014, o dimensionamento das armaduras longitudinais deve conduzir a um conjunto de esforços resistentes, que constituam a envoltória dos esforços solicitantes que são determinados na análise estrutural feita no princípio.

Além disso, existem armaduras mínimas a serem consideradas conforme a figura 8, que corresponde a tabela 19.1 da ABNT NBR 6118:2014.

Figura 8 - Valores mínimos para armadura passiva aderente

Armadura	Elementos estruturais sem armaduras ativas	Elementos estruturais com armadura ativa aderente	Elementos estruturais com armadura ativa não aderente
Armaduras negativas	$\rho_s \geq \rho_{\min}$	$\rho_s \geq \rho_{\min} - \rho_p \geq 0,67 \rho_{\min}$	$\rho_s \geq \rho_{\min} - 0,5 \rho_p \geq 0,67 \rho_{\min}$ (ver 19.3.3.2)
Armaduras negativas de bordas sem continuidade	$\rho_s \geq 0,67 \rho_{\min}$		
Armaduras positivas de lajes armadas nas duas direções	$\rho_s \geq 0,67 \rho_{\min}$	$\rho_s \geq 0,67 \rho_{\min} - \rho_p \geq 0,5 \rho_{\min}$	$\rho_s \geq \rho_{\min} - 0,5 \rho_p \geq 0,5 \rho_{\min}$
Armadura positiva (principal) de lajes armadas em uma direção	$\rho_s \geq \rho_{\min}$	$\rho_s \geq \rho_{\min} - \rho_p \geq 0,5 \rho_{\min}$	$\rho_s \geq \rho_{\min} - 0,5 \rho_p \geq 0,5 \rho_{\min}$
Armadura positiva (secundária) de lajes armadas em uma direção	$A_s/s \geq 20\%$ da armadura principal $A_s/s \geq 0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$ $\rho_s \geq 0,5 \rho_{\min}$		-
onde $\rho_s = A_s/b_w h$ e $\rho_p = A_p/b_w h$. NOTA Os valores de ρ_{\min} são definidos em 17.3.5.2.1.			

Fonte: Tabela 19.1 da ABNT NBR 6118:2014

Além disso, para dimensionamento das armaduras longitudinais, faz-se necessário saber o cobrimento nominal da armadura. Para isso, analisa-se a figura 9 para descobrir a classe de agressividade ambiental (CAA) de acordo com o local de execução da estrutura. Posteriormente, encontra-se na figura 10 o cobrimento nominal da armadura.

Figura 9 - Descrição das classes de agressividade ambiental (CAA)

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{a, b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a	Grande
		Industrial ^{a, b}	
IV	Muito forte	Industrial ^{a, c}	Elevado
		Respingos de maré	

^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

^b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

^c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

fonte: Tabela 6.1 NBR 6118:2014

Figura 10 - Cobrimento nominal da armadura de acordo com a CAA

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

fonte: Tabela 7.2 NBR 6118:2014

2.4 ARMADURA TRANSVERSAL DA LAJE

Existe uma verificação proposta no item 19.4.1 da NBR 6118:2014, que afirma que as lajes maciças podem prescindir de armadura transversal para resistir às forças de tração oriundas das forças cortantes, se obedecer a verificação $Vsd \leq VRd1$, sendo:

- a) Vsd a força cortante de cálculo aplicada na seção.
- b) $VRd1$ a força cortante resistente de cálculo.

2.5 ESTADO LIMITE DE SERVIÇO: ABERTURA E FORMAÇÃO DE FISSURAS

Para o cálculo da abertura de fissuras, utiliza-se a combinação frequente, conforme item 2.2.2.2 do trabalho. Antes de calcular as aberturas, deve-se primeiro se certificar que a laje está fissurada. No estado limite de serviço, as estruturas trabalham parcialmente no estágio I e parcialmente no estágio II, a separação entre esses dois comportamentos se dá pelo momento de fissuração. Ou seja, para determinar se a laje trabalhará não fissurada ou fissurada, segue-se o cálculo com base no item 17.3.1 da NBR 6118:2014:

$$Mr = \frac{\alpha \times f_{ct} \times I_c}{Y_t}$$

onde:

- a) α é o fator que correlaciona aproximadamente a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta;
- b) Y_t é a distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada;
- c) I_c é o momento de inércia da seção bruta do concreto;
- d) f_{ct} é a resistência à tração direta do concreto;

2.6 ESTADO LIMITE DE SERVIÇO: FLECHA TOTAL

Para determinação da flecha imediata no estágio II, deve ser utilizada a combinação quase permanente de serviço, conforme o item 2.2.2.1 do trabalho. Para isso, deve ser calculada a rigidez equivalente para laje fissurada. Segue-se o item 17.3.2.1.1 da NBR 6118:2014, que diz que podemos utilizar a expressão a seguir para rigidez equivalente no estágio II:

$$IEeq = Ecs \times \left\{ \left(\frac{Mr}{Ma} \right)^3 \times Ic + \left[1 - \left(\frac{Mr}{Ma} \right)^3 \right] \times I(ii) \right\}$$

onde:

- Ic é o momento de inércia da seção bruta do concreto.
- $I(ii)$ é o momento de inércia da seção fissurada de concreto no estágio II. Nesse caso utilizamos o programa UniCalcPro para calcular esse valor.
- Ma é o momento fletor na seção crítica do vão considerado.
- Mr é o momento de fissuração.
- Ecs é o módulo de elasticidade secante do concreto.

Segundo item 17.3.2.1.2 da ABNT NBR 6118:2014, a flecha adicional diferida é decorrente das cargas de longa duração em função da fluência do concreto. Ela pode ser calculada pela multiplicação da flecha imediata pelo fator αf dado pela expressão:

$$\alpha f = \frac{\Delta \xi}{1 + 50\rho'}$$

onde:

- $\rho' = As'/bd$
- ξ é um coeficiente em função do tempo, sendo $\Delta \xi = \xi(t) - \xi(t_0)$.
- $\xi(t) = 2$ para t maior que 70 meses
- $\xi(t_0) = 0,68$, para $t_0 = 1$ mês, considerando a retirada das escoras em 28 dias, conforme tabela 17.1 da ABNT NBR 6118:2014.

Para a laje ser verificada e estar dentro do estado limite de serviço, os deslocamentos devem estar dentro do limite previsto na tabela 13.3 da NBR 6118:2014. Nesse sentido, a norma determina que o deslocamento de limite visual, devido ao deslocamento total, deve ser menor que $l/250$, sendo l o vão da laje.

2.7 ESTADO LIMITE DE SERVIÇO: DESLOCAMENTO VERTICAL DEVIDO À VIBRAÇÃO

Para cálculo do deslocamento vertical devido à vibração, utilizam-se as cargas acidentais com a combinação frequente, conforme item 2.2.2.2 do trabalho. No cálculo do deslocamento vertical, os esforços devido à cargas permanentes são desconsiderados nesse caso.

Conforme tabela 13.3 da NBR 6118:2014, os deslocamentos devidos ao efeito da aceitabilidade sensorial de vibrações, devem ser menores que o deslocamento limite: $l/350$.

2.8 ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE FADIGA

O cálculo da fadiga na estrutura de concreto armado é feito com base no item 23.5 da ABNT NBR 6118:2014, onde é afirmado que a combinação a ser utilizada é a combinação frequente de ações. Nessa combinação, as cargas permanentes são consideradas integralmente e as cargas acidentais são ponderadas por um fator de redução Ψ_1 . No item 23.5.2 da ABNT NBR 6118:2014 se afirma que o $\Psi_1 = 0,8$ para verificação de lajes de tabuleiro em pontes rodoviárias, no qual se encaixa a nossa estrutura.

Além disso, também existem outros coeficientes que são utilizados no cálculo da fadiga. Afirma-se no item 23.5.3 que o coeficiente de ponderação das ações deve ser igual a um ($\gamma_f = 1,0$) e a relação dos módulos de elasticidades do aço e concreto deve ser igual a 10 ($\alpha_e = 10$).

2.8.1 Fadiga no concreto à compressão para tabuleiro da ponte.

De acordo com o item 23.5.4.1 da ABNT NBR 6118:2014, essa verificação é satisfeita se esta inequação ser verdadeira:

$$\eta_c \times \gamma_f \times \sigma_{c, \text{máx}} \leq f_{cd, \text{fad}}$$

onde:

- a) $f_{cd, \text{fad}} = 0,45 \times f_{cd}$
- b) $\eta_c = \frac{1}{1,5 - 0,5(|\sigma_{c1}|/|\sigma_{c2}|)}$
- c) $|\sigma_{c1}|$ É o menor valor, em módulo, da tensão de compressão a uma distância não maior que 30cm da face.
- d) $|\sigma_{c2}|$ É o maior valor, em módulo, da tensão de compressão a uma distância não maior que 30cm da face.

2.8.2 Fadiga da armadura para cálculo da ponte

Conforme o item 23.5.5 da ABNT NBR 6118:2014, a verificação da fadiga da armadura é satisfeita se a máxima variação de tensão calculada, para combinação frequente de cargas, satisfazer:

$$\gamma_f \times \Delta\sigma_{Ss} \leq \Delta f_{sd, \text{fad}}$$

onde:

- a) $\Delta f_{sd}, f_{ad} = 190 \text{ MPa}$, de acordo com a tabela 23.2 da NBR 6118:2014.
- b) $\Delta \sigma_{Ss}$ é a variação do valor da tensão de tração aplicada no aço, $\Delta \sigma_{Ss} = \alpha e \times \Delta \sigma_c \times \left(\frac{d-x}{x}\right)$.

2.9 CISALHAMENTO LONGITUDINAL ENTRE MESA E ALMA

2.9.1 Esforço na ligação entre mesa e alma

A resistência ao esforço cortante longitudinal na ligação entre mesa e alma pode ser calculada por meio de modelos de bielas e tirantes. O esforço cortante pode ser calculado através da fórmula apresentada no item E.1 do anexo E da ABNT NBR 7187:2021. Além disso, faz-se necessário calcular os esforços separando os esforços que levam em consideração o coeficiente de impacto adicional (CIA) no tabuleiro dos esforços que não levam.

$$V_{fd} = \eta \times V_{sd}$$

onde

- a) V_{fd} é a força cortante solicitante de cálculo na ligação entre mesa e alma.
- b) V_{sd} é a força cortante de cálculo na seção, conforme diagramas do item 3.4 do trabalho.
- c) η é a parcela da variação da força normal que é desviada para a mesa. $\eta = \frac{b_{ef} - b_w}{2 \times b_{ef}}$.

2.9.2 Verificação da compressão diagonal do concreto

Segundo o item E.2 da ABNT NBR 7187:2021, para garantir a segurança adequada com relação ao esmagamento da diagonal comprimida na mesa, deve-se verificar a seguinte condição:

$$V_{fd} \leq V_{Rd2, f}$$

Novo $V_{Rd2, f} = 0,54 \times \alpha v_2 \times f_{cd} \times b_w \times d \times \sin \theta_f \times \cos \theta_f$ conforme a errata da norma.

onde:

- a) h_f é a espessura da mesa.
- b) b_w é a largura da alma.
- c) d é a altura útil da longarina.
- d) θ_f é o ângulo, no plano, entre o campo de compressão na mesa e o eixo longitudinal da viga, adotado 45° .

2.9.3 Cálculo da armadura transversal (de costura) para evitar cisalhamento longitudinal entre mesa e alma da viga.

Segundo o item E.3 da ABNT NBR 7187:2021, o cálculo da armadura transversal para mesas comprimidas se encontra por:

$$\frac{Asf}{sf} = \frac{(Vfd - Vcf)}{0,9 \times d \times Fyd} \times tg\theta f$$

sendo

- sf , o espaçamento entre elementos da armadura transversal.
- $Vcf0 = Vcf = 0,6 \times Fctd \times hf \times d$, para $\theta = 45^\circ$. O Vcf é a resistência do concreto e mecanismos complementares.
- Além disso, a norma prevê uma taxa geométrica mínima de armadura de costura, obtida pela seguinte expressão:

$$\rho sf, \text{mín} = \frac{Asf}{hf \times sf} \geq 0,2 \times \frac{Fctm}{Fyk}$$

onde

- $Fctm$ é a resistência média do concreto à tração.
- Fyk é a resistência característica do aço à tração.

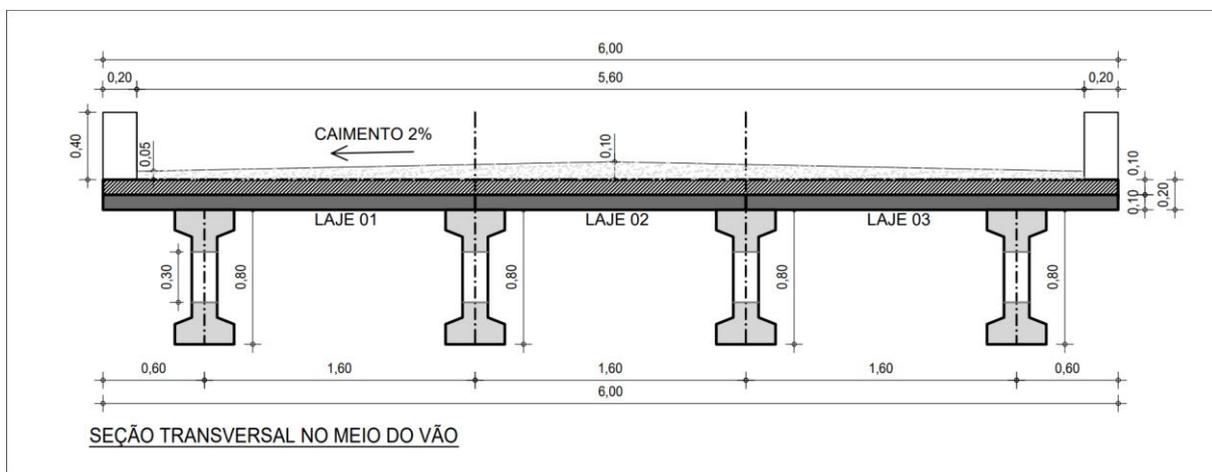
3 VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL – LAJES PRÉ-FABRICADAS

3.1 CONSIDERAÇÕES

Na verificação da ponte em estudo, foi proposto um esquema estrutural de lajes unidirecionais apoiadas em quatro vigas protendidas como apresentado na Figura 11. Essas lajes serão executadas em duas etapas. Na primeira, painéis pré-fabricados independentes serão simplesmente apoiados sobre as vigas. Serão dois tipos de painéis, os de extremidade, com um trecho biapoiado e outro em balanço (painéis 1 e 3 na Figura 11) e o central, com um trecho biapoiado (painéis 2 da Figura). Esses painéis funcionarão em um primeiro momento como forma para a concretagem da porção superior da laje. Depois de concretada, essa laje atuará como monolítica.

Em função do peso dos elementos, foi determinado que serão placas pré-moldadas terão 1 metro de largura, que serão dimensionadas de acordo com a NBR 6118:2014. Os painéis de extremidade terão comprimento de 2,2m e os centrais, 1,6m.

Figura 11 - Seção transversal da ponte, com separação das lajes pré-moldadas



Fonte: O autor.

Os painéis de extremidade são simétricos e, portanto, podem ser calculadas de igual forma, de acordo com a Figura 12 (esquema estrutural do painel no software *Ftool*).

Figura 12 - Seção transversal da laje 1 e 3



Fonte: O autor.

Na Figura 13 apresenta-se o esquema estrutural no *Ftool* do painel central.

Figura 13 - Seção transversal da laje 2



Fonte: O autor.

3.2 CARREGAMENTOS

3.2.1 CARREGAMENTOS DEVIDO À CARGAS PERMANENTES

A espessura dos painéis pré-moldados será de 10 cm, que é a espessura mínima para lajes em balanço.

- a) Peso próprio da laje pré moldada: $25 \text{ kN/m}^3 \times 1\text{m} \times 0,10\text{m} = 2,5 \text{ kN/m}$

3.2.2 CARREGAMENTOS DEVIDO À CARGAS VARIÁVEIS

Prevê-se que a montagem dos painéis pré-fabricados será executada com um equipamento de menor dimensão, idealizado como uma retroescavadeira, se encaixa na categoria II, de acordo com a Figura 2 (NBR 6120:2019), por ter um peso operacional um pouco

maior do que 7 toneladas. Conforme a Figura 14, cada roda da retroescavadeira deve exercer uma carga de 30 kN sobre a estrutura.

- a) Acúmulo de concreto no ponto desfavorável: 0,5 kN carga concentrada.
- b) Peso próprio do concreto fresco aplicado em cima da laje: $25\text{kN/m}^3 \times 1\text{m} \times 0,10\text{m} = 2,50\text{ kN/m}$ aplicado na seção transversal.
- c) Sobrecarga construtiva: $2\text{ kN/m}^2 * 1\text{ m} = 2\text{ kN/m}$ aplicado na seção transversal.
- d) Retroescavadeira: 30kN por roda.

Figura 14 - Eixo - tipo simples para verificação de cargas concentradas da categoria II



Fonte: Figura 2 da ABNT NBR 6120:2019

3.2.3 CARREGAMENTOS DEVIDO À CARGAS EXCEPCIONAIS

Cargas excepcionais não foram consideradas para o cálculo da laje pré-moldada, por se tratar de uma laje construtiva e que estará por pouco tempo suscetível aos seus carregamentos e fatores externos.

3.3 COMBINAÇÕES ÚLTIMAS CONFORME NBR 8681(2003)

3.3.1 Considerações

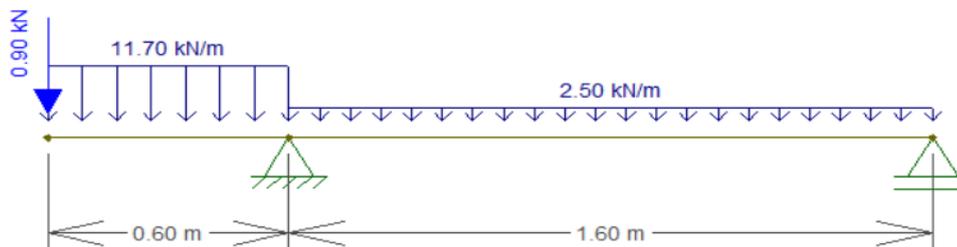
Foi considerado que quando a retroescavadeira está atuando na laje, nenhuma outra carga variável atuará em conjunto. Também, foram considerados os coeficientes de majoração e combinação para verificação dos painéis conforme a combinação “especial ou de construção” por se tratar de uma laje construtiva, não definitiva. Os coeficientes, foram selecionados de acordo com as Figuras 4 e 5 do trabalho. Por fim, sobre os painéis foi considerado o peso do concreto fresco, considerado a possibilidade de acúmulo de concreto fresco no ponto mais desfavorável de acordo com a combinação.

3.3.2 Descrição/demonstração das combinações para laje 1 e 3

3.3.2.1 Combinação 1

Ação permanente com efeito desfavorável no balanço, concreto fresco como principal ação variável e sobrecarga construtiva como ação variável secundária. Sendo todas as ações variáveis aplicadas no balanço, conforme a Figura 15.

Figura 15 - Combinação de cargas 1 das lajes 1 e 3

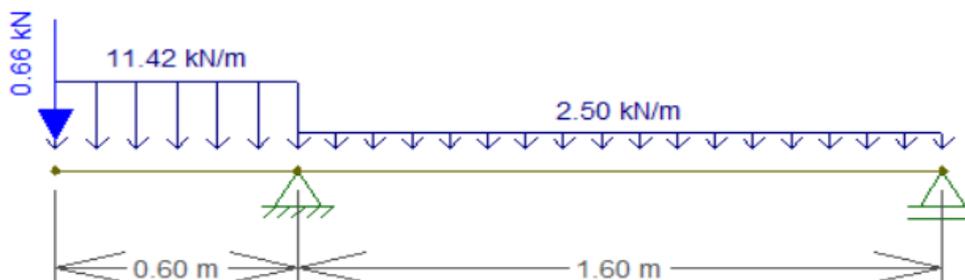


Fonte: O autor.

3.3.2.2 Combinação 2

Ação permanente com efeito desfavorável no balanço, sobrecarga construtiva como principal ação variável e concreto fresco como demais ações variáveis. Sendo todas as ações variáveis aplicadas no balanço, conforme a Figura 16.

Figura 16 - Combinação de cargas 2 das lajes 1 e 3

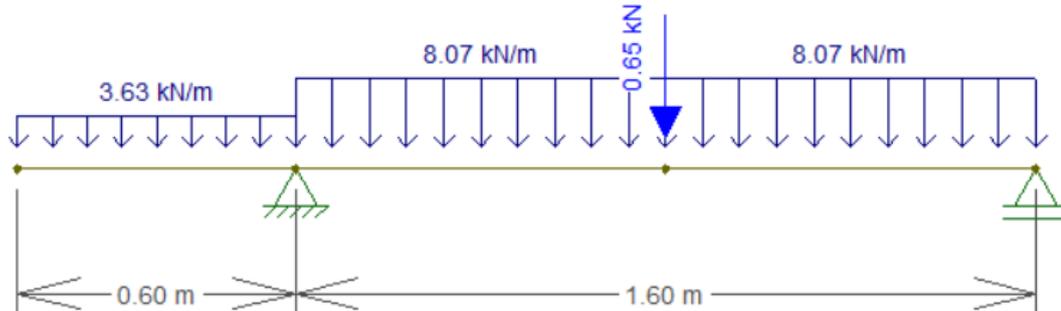


Fonte: O autor.

3.3.2.3 Combinação 3

Ação permanente com efeito desfavorável no vão principal, concreto fresco como principal ação variável e sobrecarga construtiva como demais ações variáveis. Sendo todas ações variáveis aplicadas no vão principal, conforme a Figura 17.

Figura 17 - Combinação de cargas 3 das lajes 1 e 3

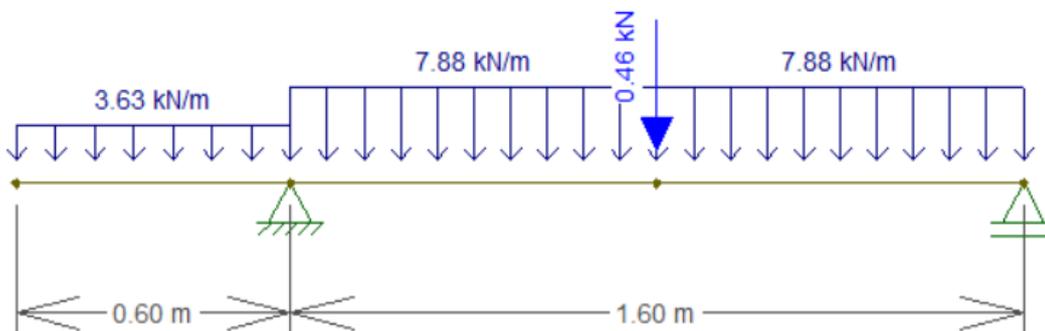


Fonte: O autor.

3.3.2.4 Combinação 4

Ação permanente com efeito desfavorável no vão principal, sobrecarga construtiva como principal ação variável e concreto fresco como demais ações variáveis. Sendo todas ações variáveis aplicadas no vão principal, conforme Figura 18.

Figura 18 - Combinação de cargas 4 das lajes 1 e 3

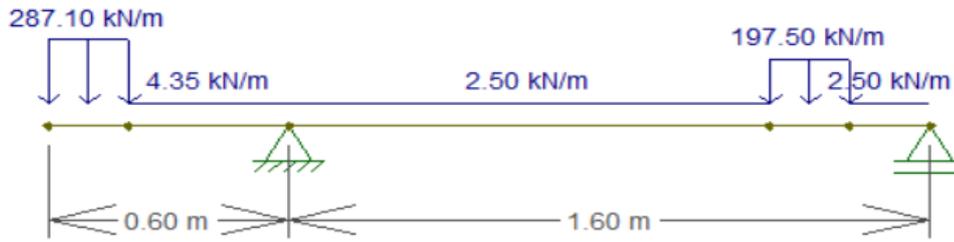


Fonte: O autor.

3.3.2.5 Combinação 5

Ação permanente com efeito desfavorável no balanço, roda da retroescavadeira sendo aplicada na extremidade do balanço e outra no vão principal como ação variável única, conforme Figura 19.

Figura 19 - Combinação de cargas 5 das lajes 1 e 3



Fonte: O autor.

3.3.2.6 Combinação 6

Ação permanente com efeito desfavorável no vão principal, uma roda da retroscavadeira sendo aplicada na extremidade do balanço e outra no vão principal como ação variável única, conforme a Figura 20.

Figura 20 - Combinação de cargas 6 das lajes 1 e 3

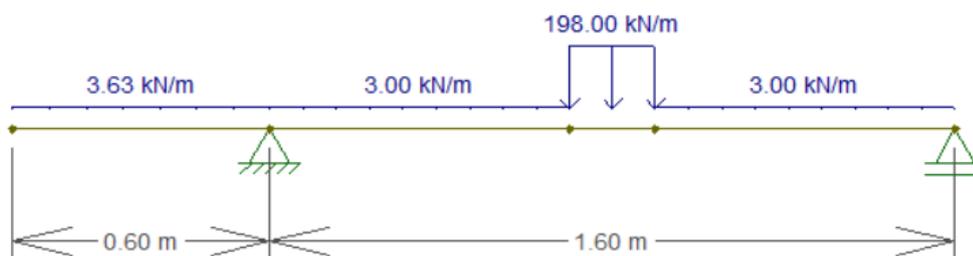


Fonte: O autor.

3.3.2.7 Combinação 7

Ação permanente com efeito desfavorável no vão principal, roda da retroscavadeira sendo aplicada somente no vão principal (a outra roda estaria na laje 2) como ação variável única, conforme a Figura 21.

Figura 21 - Combinação de cargas 7 das lajes 1 e 3



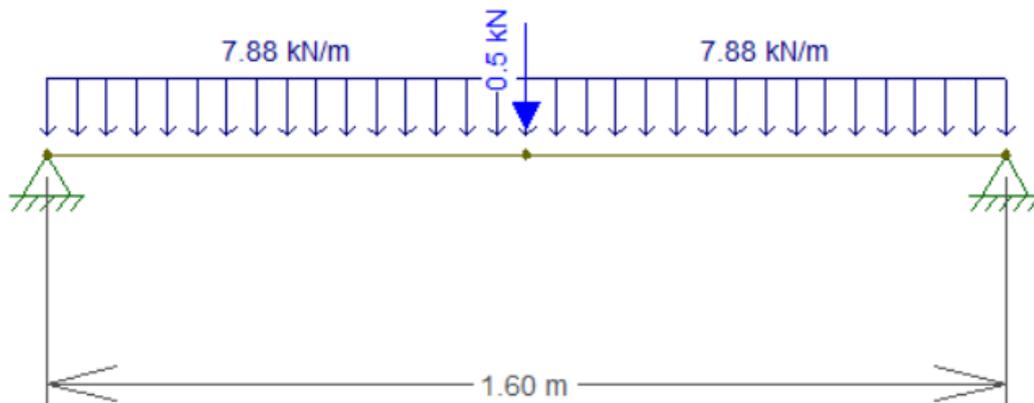
Fonte: O autor.

3.3.3 Descrição/demonstração das combinações para laje 2

3.3.3.1 Combinação 1

Ação permanente com efeito desfavorável no vão, sobrecarga construtiva como ação variável principal e concreto fresco como demais ações variáveis, conforme a Figura 22.

Figura 212 - Combinação de cargas 1 da laje 2

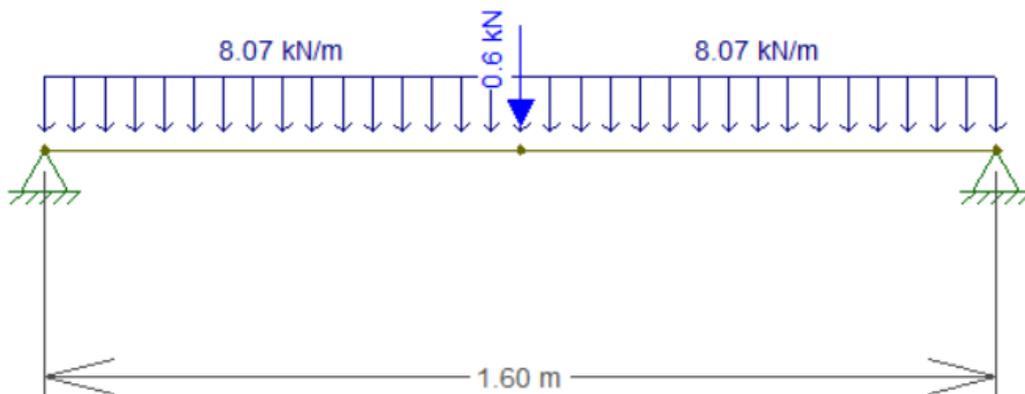


Fonte: O autor.

3.3.3.2 Combinação 2

Ação permanente com efeito desfavorável no vão, concreto fresco como ação variável principal e sobrecarga construtiva como demais ações variáveis, conforme a Figura 23.

Figura 223 - Combinação de cargas 2 da laje 2

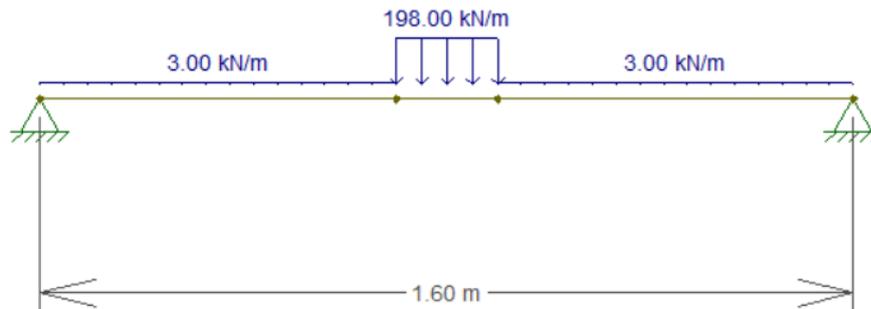


Fonte: O autor.

3.3.3.3 Combinação 3

Ação permanente com efeito desfavorável no vão e roda sendo aplicada exatamente no meio do vão como ação variável única, conforme Figura 24.

Figura 234 - Combinação de cargas 3 da laje 2



Fonte: O autor.

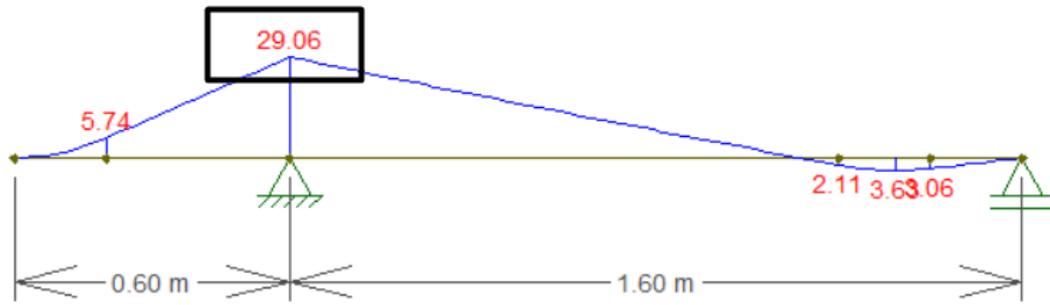
3.4 ANÁLISE DOS DIAGRAMAS DE MOMENTOS FLETORES

De acordo com os diagramas analisados em todas as combinações, foram encontrados os maiores valores para serem usados no dimensionamento da armadura longitudinal da placa pré-moldada.

3.4.1 Diagramas de momento fletor das combinações onde foram encontrados os maiores valores para momento positivo e negativo das lajes 1 e 3.

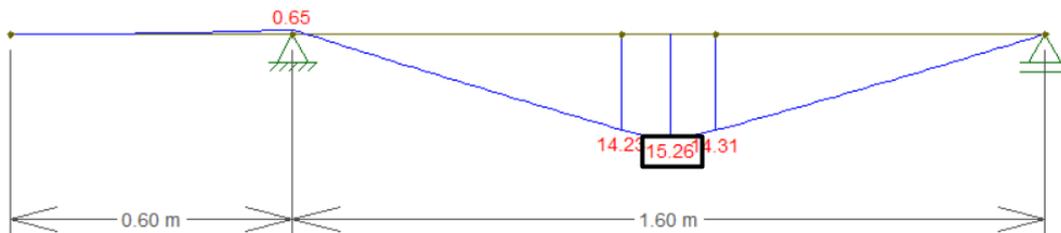
- Momento máximo positivo: 15,26 kNm , conforme Figura 26.
- Momento máximo negativo: -29,06 kNm , conforme Figura 25.

Figura 245 - Diagrama de momento fletor da combinação de cargas 5 das lajes 1 e 3



Fonte: O autor.

Figura 25 - Diagrama de momento fletor da combinação de cargas 7 das lajes 1 e 3

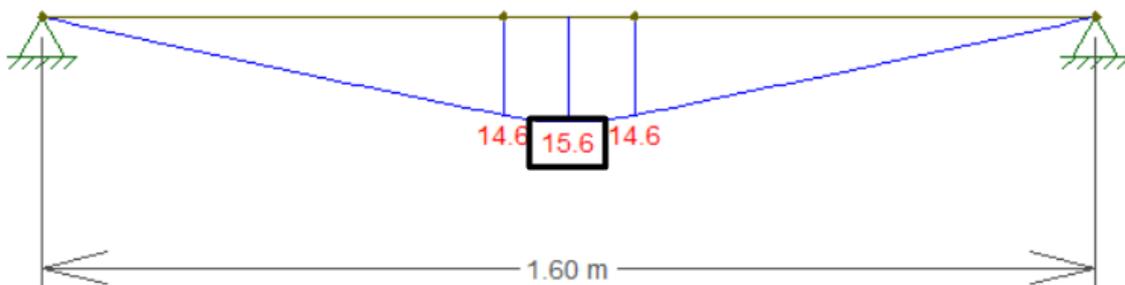


Fonte: O autor.

3.4.2 Diagramas de momento fletor das combinações onde foram encontrados os maiores valores para momento positivo e negativo da laje 2.

- Momento máximo positivo: 15,60 kNm , conforme Figura 27.
- Momento máximo negativo: 0 kNm .

Figura 267 - Diagrama de momento fletor da combinação de cargas 3 da laje 2



Fonte: O autor.

3.5 DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL DAS LAJES PRÉ MOLDADAS ATRAVÉS DO PROGRAMA FLEXCISTOR

3.5.1 Armadura positiva para lajes 1 e 3

Maior momento positivo encontrado foi $15,26 \text{ kNm}$, resultando $\phi 10\text{mm c/ } 15\text{cm}$, conforme a Figura 28.

Figura 28 - Dimensionamento da armadura positiva das lajes 1 e 3 pré moldadas

Material	
Concreto fck =	30 MPa

Seção Transversal	
Tipo	Laje
b: largura da alma	100 cm
h: altura total	10 cm
bf: largura da mesa	0 cm
hf: espessura da mesa	0 cm
Cn: cobrimento nominal	2.0 cm
ad: adicional ao cobr.	0.5 cm

Esforços de Serviço	
Unidade	kN, kN.m
Ms: momento fletor	<input checked="" type="checkbox"/> 10.9
Vs: força cortante	<input checked="" type="checkbox"/> 0
Ts: momento torçor	<input type="checkbox"/> 0

Flexão Simples	
Msd	15.26 kN.m
x/d (calc)	0.203
x/d (limite)	0.450
x (LN)	1.52 cm
As,min	1.58 cm²
As,t	5.09 cm²
As,c	0.00 cm²
As,pele	0.00 cm²

INFORMAÇÃO

Opções de armadura p/ [Ast]:

- Ø6.3 c/ 6 cm
- Ø8.0 c/ 9 cm
- Ø10.0 c/ 15 cm

Fonte: O autor.

3.5.2 Armadura negativa para lajes 1 e 3

Maior momento negativo encontrado foi $-29,06 \text{ kNm}$, resultando $\phi 12,5\text{mm c/ } 11\text{cm}$, conforme a Figura 29.

Figura 29 - Dimensionamento da armadura negativa das lajes 1 e 3 pré moldadas

Material	
Concreto fck =	? 30 MPa

Seção Transversal	
Tipo	Laje
b: largura da alma	100 cm
h: altura total	10 cm
bf: largura da mesa	? 0 cm
hf: espessura da mesa	0 cm
Cn: cobrimento nominal	? 2.0 cm
ad: adicional ao cobr.	? 0.5 cm

Esforços de Serviço	
Unidade	kN, kN.m
Ms: momento fletor	<input checked="" type="checkbox"/> 20.75
Vs: força cortante	<input checked="" type="checkbox"/> 0
Ts: momento torçor	<input type="checkbox"/> 0

Flexão Simples	
Msd	29.05 kN.m
x/d (calc)	0.428
x/d (limite)	0.450 ?
x (LN)	3.21 cm
As,min	1.58 cm ²
As,t	10.75 cm ²

INFORMAÇÃO X

i Opções de armadura p/ [Ast]:

- Ø6.3 c/ 2 cm
- Ø8.0 c/ 4 cm
- Ø10.0 c/ 7 cm
- Ø12.5 c/ 11 cm

Fonte: O autor.

3.5.3 Armadura positiva para laje 2

Maior momento negativo encontrado foi 15,6 kNm, resultando $\phi 10\text{mm c/ } 15\text{cm}$, conforme a Figura 30.

Figura 270 - Dimensionamento da armadura positiva da laje 2 pré moldada

Flexão Simples		
Msd	15.60	kN.m
x/d (calc)	0.208	
x/d (limite)	0.450	?
x (LN)	1.56	cm
As,min	1.58	cm ²
As,t	5.22	cm ²

INFORMAÇÃO	
	Opções de armadura p/ [Ast]:
	Ø6.3 c/ 5 cm
	Ø8.0 c/ 9 cm
	Ø10.0 c/ 15 cm

Material	
Concreto fck =	? 30 MPa

Seção Transversal	
Tipo	Laje
b: largura da alma	100 cm
h: altura total	10 cm
bf: largura da mesa	? 0 cm
hf: espessura da mesa	0 cm
Cn: cobrimento nominal	? 2.0 cm
ad: adicional ao cobr.	? 0.5 cm

Esforços de Serviço	
Unidade	kN, kN.m
Ms: momento fletor	<input checked="" type="checkbox"/> 11.14

Fonte: O autor.

3.5.4 Armadura negativa para laje 2

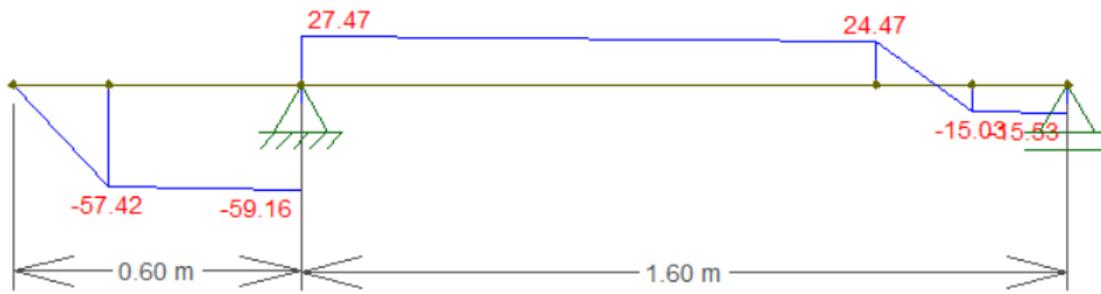
Não há nenhum momento negativo incidindo na laje, por se tratar de uma laje biapoiada. Nesse caso, foi adotada uma armadura mínima, conforme a figura 8, resultando $\phi 6.3\text{mm c/ } 13\text{cm}$.

3.6 VERIFICAÇÃO PARA NÃO NECESSIDADE DE ARMADURA TRANSVERSAL

3.6.1 Para lajes 1 e 3

O maior cortante foi na combinação de cargas 5, conforme a Figura 31.

Figura 31 - Diagrama de esforço cortante da combinação 5 das lajes 1 e 3



Fonte: O autor.

$$V_{sd, \text{máx}} = 59,16 \text{ kN}$$

Cálculo do V_{rd1} :

$$V_{rd1} = [\tau R d \times k(1,2 + 40\rho_1) + 0,15\sigma_{cp}] b w \times d$$

$$V_{rd1} = [362,05 \times 1,525(1,2 + 40 \times 0,01472) + 0,15 \times 0] \times 1 \times 0,075$$

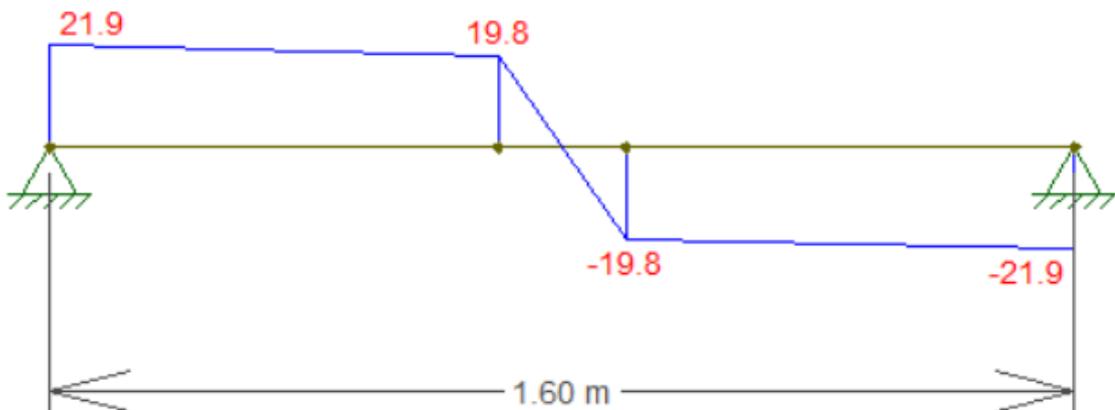
$$V_{rd1} = 74,07 \text{ kN} \gg V_{sd}$$

Ou seja, as lajes atendem essa verificação.

3.6.2 Para laje 2:

O maior cortante foi na combinação de cargas 3, conforme a Figura 32:

Figura 32 - Diagrama de esforço cortante da combinação 3 da laje 2



Fonte: O autor.

$$Vsd = 21,90 \text{ kN}$$

Cálculo do $Vrd1$:

$$Vrd1 = [\tau Rd \times k(1,2 + 40\rho_1) + 0,15\sigma_{cp}]bw \times d$$

$$Vrd1 = [362,05 \times 1,525(1,2 + 40 \times 0,00696) + 0,15 \times 0] \times 1 \times 0,075$$

$$Vrd1 = 61,22 \text{ kN} > Vsd$$

Ou seja, passou na verificação e a laje 2 não precisará de armadura transversal.

3.7 ESTADO LIMITE DE SERVIÇO:

Por se tratar de uma laje construtiva, a verificação de estado limite de serviço será dispensada.

4 VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL: LAJE MONOLÍTICA (COMPLETA)

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Com a análise global da estrutura já realizada, a laje monolítica, depois de concretada, é contínua e monolítica. As armaduras positivas calculadas serão instaladas dentro das lajes pré-moldadas inicialmente calculadas no item 3.

4.2 CARREGAMENTOS

A laje será calculada de forma unidirecional, com armaduras na transversal, ou seja, vai-se calcular a área de aço por metro da laje. Além disso, a espessura da laje será de 20 centímetros, conforme o pré-dimensionamento realizado.

4.2.1 Carregamentos devido à cargas permanentes

- Peso próprio da estrutura: $25 \text{ kN/m}^3 \times 1\text{m} \times 0,20\text{m} = 5 \text{ kN/m}$ na seção transversal da ponte.
- Pavimentação: $24 \text{ kN/m}^3 \times 1\text{m} \times 0,07\text{m} = 1,68 \text{ kN/m}$ na seção transversal da ponte.
- Recapeamento asfáltico: $2 \text{ kN/m}^2 \times 1\text{m} = 2 \text{ kN/m}$ na seção transversal da ponte.
- Barreiras de 45 centímetros: $25 \text{ kN/m}^3 \times 0,45\text{m} \times 1\text{m} = 11,25 \text{ kN/m}$

4.2.2 Carregamentos devido à cargas variáveis

4.2.2.1 Cálculo dos coeficientes de ponderação das cargas verticais

- Coeficiente de impacto vertical (CIV)

$CIV = 1 + 1,06 \times \left(\frac{20}{L+50}\right)$, sendo “L” o vão, expresso em metros.

$$CIV = 1 + 1,06 \times \left(\frac{20}{14,5 + 50}\right)$$

$$CIV = 1,33$$

- Coeficiente de número de faixas (CNF)

$CNF = 1 - 0,05 \times (n - 2) > 0,9$. Sendo “n” o número de faixas de tráfego rodoviário a serem carregadas no tabuleiro.

$$CNF = 1 - 0,05 \times (2 - 2)$$

$$CNF = 1$$

c) Coeficiente de impacto adicional (CIA)

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

4.2.2.2 Cálculo das cargas móveis aplicadas no tabuleiro

A carga concentrada Q (kN) e a carga distribuída q (kN/m²), são os valores da carga móvel aplicados no nível do pavimento. Elas representam a carga da roda do trem tipo TB-450 e a carga de multidão, respectivamente, já majoradas pelos coeficientes de ponderação para cargas móveis verticais. O coeficiente de impacto vertical (CIA), será aplicado separadamente, por não ser aplicado na totalidade do tabuleiro.

$$Q = P \times CIV \times CNF$$

$$Q = 75 \text{ kN} \times 1,33 \times 1$$

$$Q = 99,75 \text{ kN}$$

$$q = p \times CIV \times CNF$$

$$q = 5 \text{ kN/m}^2 \times 1,33 \times 1$$

$$q = 6,65 \text{ kN}$$

4.3 LANÇAMENTO DAS CARGAS ACIDENTAIS (Q) E CARGAS PERMANENTES (G) NO PROGRAMA FTOOL

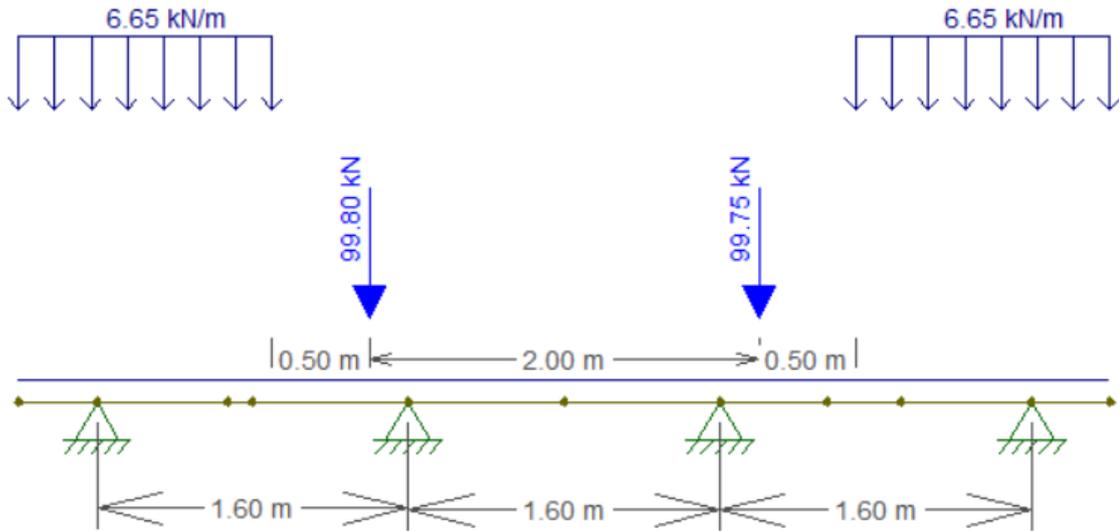
As cargas acidentais são lançadas no programa separadas das cargas permanentes, uma vez que as cargas acidentais podem ser aplicadas em diferentes situações e combinações, que geram uma envoltória de momentos fletores e de esforços cortantes. Uma vez obtidos os valores máximos e mínimos das envoltórias, as combinações são geradas com os coeficientes, de acordo com o tipo de esforço.

4.3.1 Cargas acidentais (Q e q) aplicadas

Todas as cargas foram ponderadas pelos coeficientes de impacto vertical (CIV) e de número de faixas (CNF), mas não foram ainda pelo coeficiente de impacto adicional (CIA), de maneira que apenas nos 5m próximos às juntas será aplicado esse coeficiente sobre os

carregamentos móveis. Essas cargas são aplicadas usando a opção “load train” do programa Ftool, que auxilia na obtenção de esforços no tabuleiro, conforme a Figura 33.

Figura 33 - Disposição das cargas acidentais na seção transversal da ponte

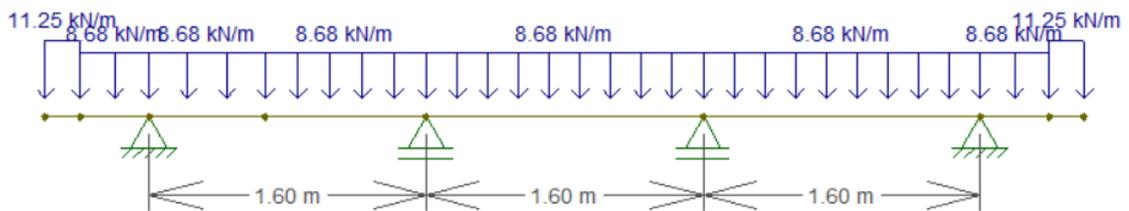


Fonte: O autor.

4.3.2 Cargas permanentes (G) aplicadas

As cargas aplicadas correspondem a soma de todas as cargas permanentes listadas no item 4.2, conforme a Figura 34.

Figura 34 - Disposição das cargas acidentais na seção transversal da ponte



Fonte: O autor.

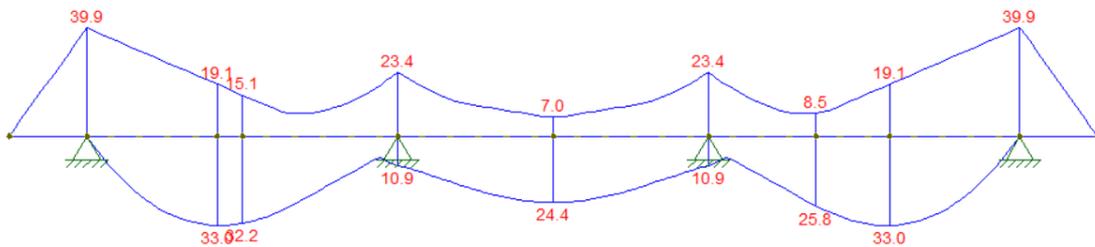
4.4 DIAGRAMAS DE MOMENTO FLETOR (DMF) E DE ESFORÇO CORTANTE (DEC)

4.4.1 Cargas acidentais (Q e q)

4.4.1.1 Diagrama de momento fletor das cargas acidentais

O diagrama mostra a envoltória de momentos fletores devido à cargas acidentais, conforme a Figura 35.

Figura 35 - Envoltória de momentos fletores devido às cargas acidentais da ponte

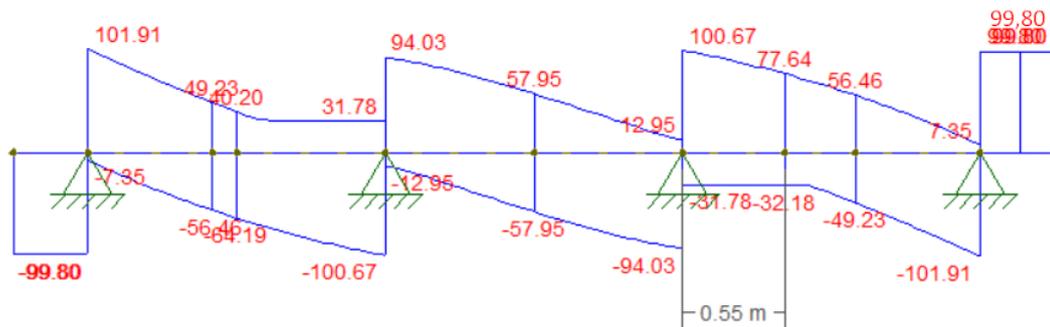


Fonte: O autor.

4.4.1.2 Diagrama de esforço cortante das cargas acidentais

O diagrama mostra a envoltória de esforços cortantes atuantes na laje, conforme a Figura 36.

Figura 36 - Envoltória de esforço cortante devido às cargas acidentais da ponte



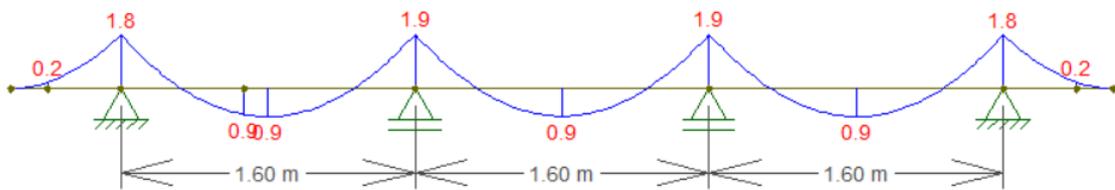
Fonte: O autor.

4.4.2 Cargas permanentes (G)

4.4.2.1 Diagrama de momento fletor das cargas permanentes

O diagrama mostra a os esforços de momento fletor oriundo de cargas permanentes que atuam na laje, conforme a Figura 37.

Figura 37 - Envoltória de momentos fletores devido às permanentes da ponte

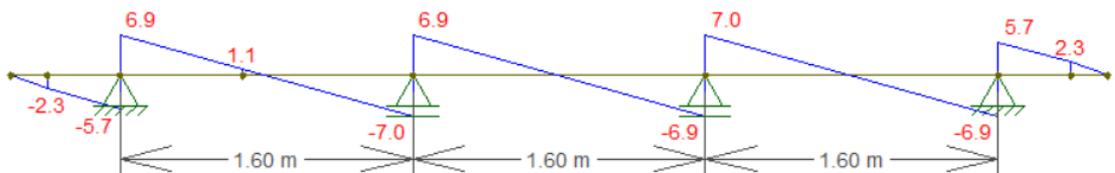


Fonte: O autor.

4.4.2.2 Diagrama de esforço cortante das cargas permanentes

O diagrama mostra a os esforços cortantes oriundos de cargas permanentes que atuam na laje, conforme a Figura 38.

Figura 38 - Envoltória de esforço cortante devido às cargas permanentes da ponte



Fonte: O autor.

4.5 CÁLCULOS DOS ESFORÇOS PARA ESTADO LIMITE ÚLTIMO (ELU)

Para determinação dos maiores esforços, foi utilizado o auxílio de uma planilha eletrônica. Além disso, foram utilizados os esforços obtidos nos diagramas da seção 4.3. Através da aplicação dos coeficientes de ponderação, encontrou-se os esforços para a análise do ELU. Também, foram determinados os esforços máximos com e sem a aplicação do

coeficiente de impacto adicional (CIA) nos esforços devido à cargas variáveis, pelo fato de que existem seções da ponte que o coeficiente é aplicado e outras não, conforme item 4.2.2 do trabalho.

Por fim, os cálculos foram feitos até os 3 primeiros metros, da extremidade ao eixo da seção transversal da ponte, levando em consideração que o restante da estrutura é espelhada e resultará nos mesmos esforços.

4.5.1 Valores máximos de momento e cortante considerando o coeficiente de impacto adicional (CIA)

Os momentos críticos estão assinalados na Figura 39.

$$M_{dm\acute{a}ximo(positivo)} = 63,04 \text{ kNm}$$

$$M_{dm\acute{a}ximo(negativo)} = -77,26 \text{ kNm}$$

$$V_{dm\acute{a}ximo} = 200,37 \text{ kN}$$

Figura 39 - Planilha eletrônica com cálculos para ELU (com CIA) da seção transversal da ponte

LOCAL	CIA	DIAGRAMA G FTOOL				DIAGRAMA Q*CIA				ELU (1,35*G + 1,5*Q*CIA)			
		M+	M-	V+	V-	M+	M-	V+	V-	M+	M-	V+	V-
0m	1,25	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-124,8	0,0	0,0	0,0	-187,1
0,2m	1,25	0,0	-0,2	0,0	-2,3	0,0	0,0	0,0	-124,8	-0,2	-0,3	-2,3	-190,2
0,6m	1,25	0,0	-1,8	0,0	-5,7	0,0	-49,9	0,0	-125,6	-1,8	-77,3	-5,7	-196,1
0,6m	1,25	0,0	-1,8	6,9	0,0	0,0	-49,9	127,4	-9,3	-1,8	-77,3	200,4	-7,0
1,27m	1,25	0,9	0,0	1,1	0,0	41,3	-35,6	68,3	-70,6	63,0	-52,6	103,9	-104,8
1,4m	1,25	0,9	0,0	0,0	0,0	40,3	-28,0	68,3	-80,3	61,6	-41,1	102,4	-120,4
2,2m	1,25	0,0	-1,9	0,0	-7,0	20,4	-29,4	0,0	-125,9	28,7	-46,6	-7,0	-198,3
2,2m	1,25	0,0	-1,9	6,9	0,0	20,4	-29,4	117,8	-16,8	28,7	-46,6	185,9	-18,2
3m	1,25	0,9	0,0	0,0	0,0	30,6	-8,8	72,6	-72,6	47,2	-12,2	108,9	-108,9

Fonte: O autor.

4.5.2 Valores máximos de momento e cortante desconsiderando o coeficiente de impacto adicional (CIA)

Os momentos críticos assinalados na Figura 40:

$$M_{dm\acute{a}ximo(positivo)} = 50,70 \text{ kNm}$$

$$M_{dm\acute{a}ximo(negativo)} = -62,30 \text{ kNm}$$

$$V_{dm\acute{a}ximo} = 162,20 \text{ kN}$$

Figura 40 - Planilha eletrônica com cálculos para ELU (sem CIA) da seção transversal da ponte

LOCAL	DIAGRAMA G FTOOL				DIAGRAMA Q FTOOL				ELU (1,35*G + 1,5*Q)			
	M+	M-	V+	V-	M+	M-	V+	V-	M+	M-	V+	V-
0m	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-99,8	0,0	0,0	0,0	-149,7
0,2m	0,0	-0,2	0,0	-2,3	0,0	0,0	0,0	-99,8	-0,2	-0,3	-2,3	-152,8
0,6m	0,0	-1,8	0,0	-5,7	0,0	-39,9	0,0	-100,5	-1,8	-62,3	-5,7	-158,4
0,6m	0,0	-1,8	6,9	0,0	0,0	-39,9	101,9	-7,4	-1,8	-62,3	162,2	-4,2
1,27m	0,9	0,0	1,1	0,0	33,0	-28,5	54,6	-56,5	50,7	-41,9	83,4	-83,7
1,4m	0,9	0,0	0,0	0,0	32,2	-22,4	54,6	-64,2	49,6	-32,7	81,9	-96,3
0,6m	0,0	-1,9	0,0	-7,0	16,3	-23,5	0,0	-100,7	22,6	-37,8	-7,0	-160,5
2,2m	0,0	-1,9	6,9	0,0	16,3	-23,5	94,2	-13,4	22,6	-37,8	150,6	-13,2
3m	0,9	0,0	0,0	0,0	24,5	-7,0	58,1	-58,1	38,0	-9,6	87,2	-87,2

Fonte: O autor.

4.6 DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS LONGITUDINAIS DA LAJE DA PONTE

Nesse caso, usam-se os momentos críticos encontrados no item 4.5 e será dimensionado o aço da laje através do auxílio do programa *FlexCisTor*. Conforme a Figura 7, a classe de agressividade ambiental em questão, para uma obra rural, é a “I”. Posteriormente, através da Figura 8, encontra-se um cobrimento nominal para armadura, igual a 2 centímetros. Além disso, foi considerado um concreto com resistência característica à compressão de 30 MPa.

4.6.1 Cálculo da armadura longitudinal positiva da laje considerando as cargas variáveis majoradas pelo coeficiente de impacto adicional (CIA).

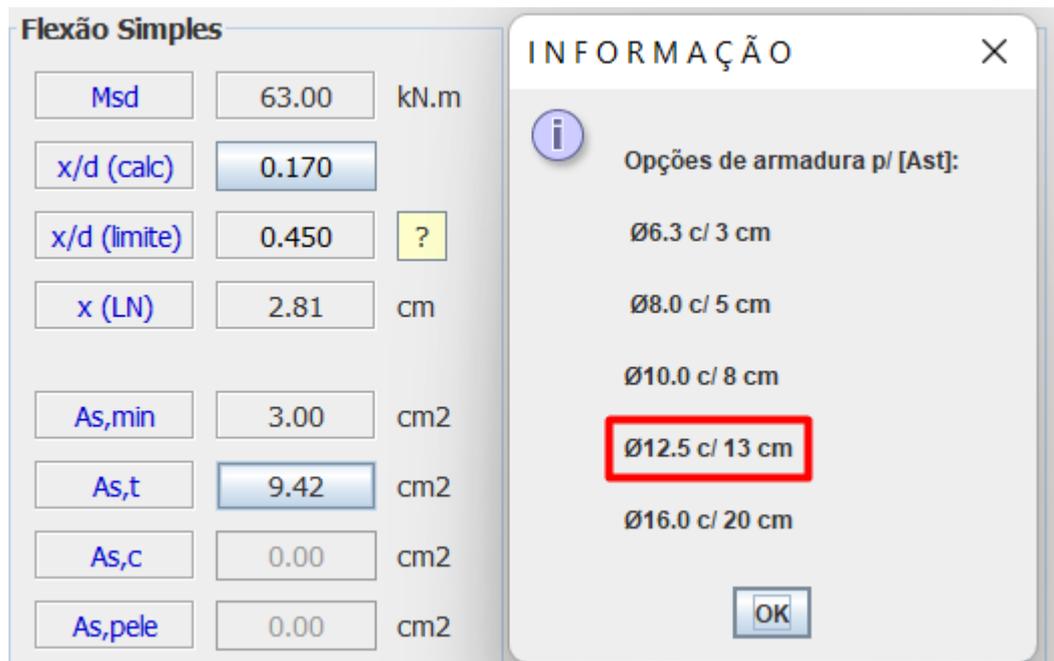
Valores de entrada:

- Altura da laje = 20 cm
- Cobrimento nominal = 2cm
- $\phi/2$ (adicional ao cobrimento) = 0,8 cm
- Momento fletor = $\frac{Md}{1,4} = \frac{63}{1,4} = 45 \text{ kNm}$, pois no programa se coloca o valor característico de momento.

No programa *FlexCisTor*, insere-se os dados de entrada para o dimensionamento, conforme a Figura 41. Resultou-se então em:

$$As(+)(CIA) = 9,83\text{cm}^2, \text{ com } \phi 12,5\text{mm a cada } 13 \text{ cm.}$$

Figura 41 - Armadura positiva da laje considerando o CIA



Fonte: O autor.

4.6.2 Cálculo da armadura longitudinal negativa da laje considerando as cargas variáveis majoradas pelo coeficiente de impacto adicional (CIA)

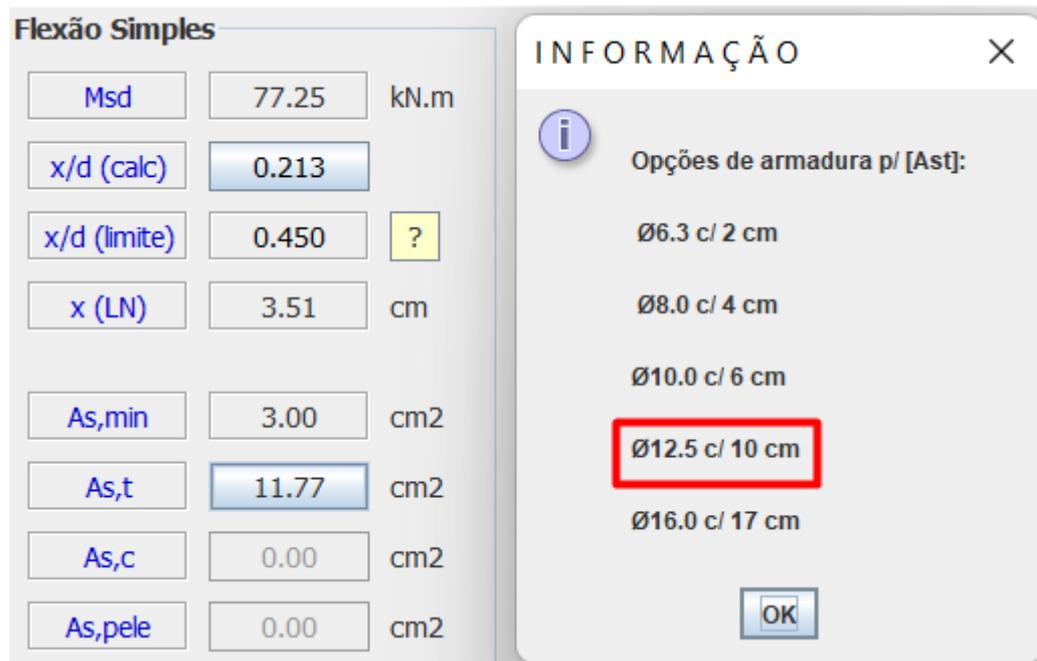
Valores de entrada:

- Altura da laje = 20 cm
- Cobrimento nominal = 2 cm
- $\phi/2$ (adicional ao cobrimento) = 0,8 cm
- Momento fletor = $\frac{Md}{1,4} = \frac{77,25}{1,4} = 55,18 \text{ kNm}$, pois no programa se coloca o valor característico de momento.

No programa *FlexCisTor*, insere-se os dados de entrada para o dimensionamento, conforme a Figura 42. Resultou-se então em:

$$As(-)(CIA) = 11,77 \text{ cm}^2, \text{ com } \phi 12,5 \text{ mm a cada } 10 \text{ cm.}$$

Figura 42 - Armadura negativa da laje considerando o CIA



Fonte: O autor.

4.6.3 Cálculo da armadura longitudinal positiva da laje considerando as cargas variáveis não sendo majoradas pelo coeficiente de impacto adicional (CIA)

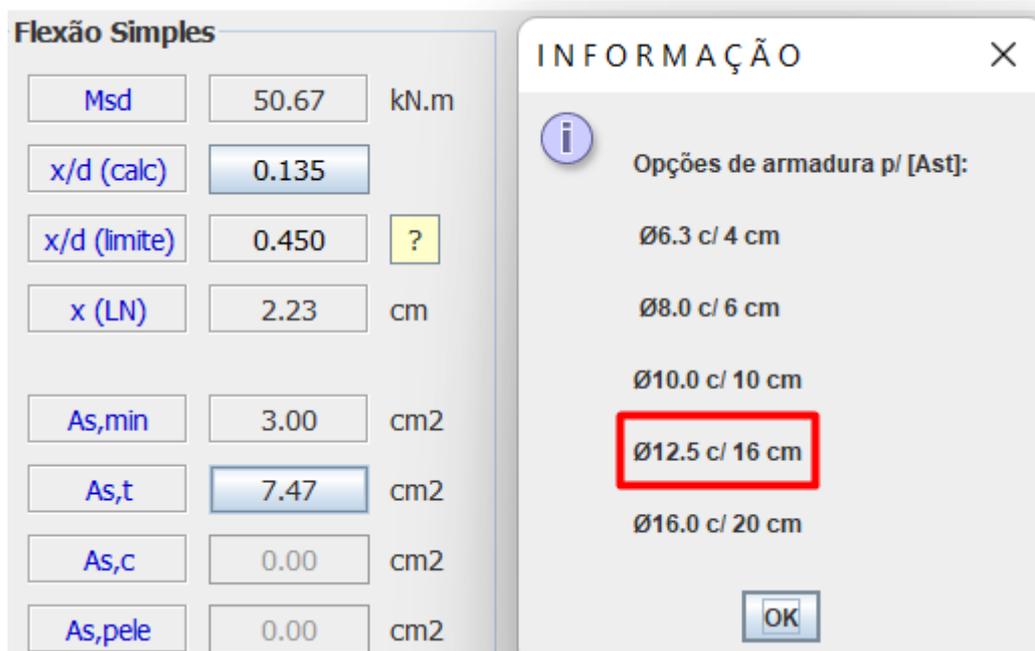
Valores de entrada:

- Altura da laje = 20 cm
- Cobrimento nominal = 2 cm
- $\phi/2$ (adicional ao cobrimento) = 0,8 cm
- Momento fletor = $\frac{Md}{1,4} = \frac{50,67}{1,4} = 36,19 \text{ kNm}$, pois no programa se coloca o valor característico de momento.

No programa *FlexCisTor*, insere-se os dados de entrada para o dimensionamento, conforme a Figura 43. Resultou-se então em:

$As (+)(sem \text{ CIA}) = 7,47 \text{ cm}^2$, com $\phi 12,5 \text{ mm}$ a cada 16 cm.

Figura 43 - Armadura positiva da laje considerando sem aplicação do CIA



Fonte: O autor.

4.6.4 Cálculo da armadura longitudinal negativa da laje considerando as cargas variáveis não sendo majoradas pelo coeficiente de impacto adicional (CIA)

Valores de entrada:

- Altura da laje = 20 cm
- Cobrimento nominal = 2cm
- $\phi/2$ (adicional ao cobrimento) = 0,8 cm
- Momento fletor = $\frac{Md}{1,4} = \frac{62,30}{1,4} = 44,50 \text{ kNm}$, pois no programa se coloca o valor característico de momento.

No programa *FlexCisTor*, insere-se os dados de entrada para o dimensionamento, conforme a Figura 44. Resultou-se então em:

$$As (-)(sem CIA) = 9,31 \text{ cm}^2, \text{ com } \phi 12,5 \text{ mm a cada } 13 \text{ cm}.$$

Figura 44 - Armadura negativa da laje considerando sem aplicação do CIA

The image shows a software interface with two main panels. The left panel, titled "Flexão Simples", contains a table of calculated values for a simple beam. The right panel, titled "INFORMAÇÃO", displays a list of reinforcement options for the top of the slab, with the selected option highlighted in a red box.

Parameter	Value	Unit
Msd	62.30	kN.m
x/d (calc)	0.168	
x/d (limite)	0.450	?
x (LN)	2.78	cm
As,min	3.00	cm ²
As,t	9.31	cm ²
As,c	0.00	cm ²
As,pele	0.00	cm ²

INFORMAÇÃO

Opções de armadura p/ [Ast]:

- Ø6.3 c/ 3 cm
- Ø8.0 c/ 5 cm
- Ø10.0 c/ 8 cm
- Ø12.5 c/ 13 cm**
- Ø16.0 c/ 20 cm

OK

Fonte: O autor.

4.7 VERIFICAÇÃO PARA NÃO NECESSIDADE DE ARMADURA TRANSVERSAL

Na laje em questão, em sua seção transversal, encontrou-se os cortantes máximos de acordo com o item 4.4. Esses valores, mesmo os cálculos e diagramas estando corretos, não condizem com a seção mais crítica do diagrama de esforço cortante. Isso acontece porque esse cortante máximo, encontrado na envoltória de cortante da seção transversal da ponte, está atuando no eixo da longarina da ponte. Nesse caso, nas seções onde existe o apoio da mesa da longarina, a espessura da mesa é maior e, portanto, a resistência ao cortante naquela seção aumenta consideravelmente. Nesse sentido, considerando que a mesa da viga tem 60 centímetros de largura e que a roda do trem-tipo TB-450 tem 50 centímetros de largura, adota-se o esforço cortante que está na seção mais crítica à 55 centímetros do eixo do apoio (distância ao eixo da roda do trem tipo TB-450). Além disso, nos balanços, considera-se ainda que existe uma barreira de 25 centímetros de espessura, então nunca o eixo da roda do trem tipo atuará em uma seção com a laje simples (20 centímetros).

4.7.1 Verificação considerando o coeficiente de impacto adicional (CIA) nas cargas acidentais

$V_{kacid} = 77,68 \text{ kN}$ (Cortante à 0,55m do apoio para cargas acidentais), conforme figura 53.

$V_{kperm} = 5,20 \text{ kN}$ (Cortante à 0,55m do apoio para cargas permanentes), conforme figura 55.

$$V_{sd} = 1,5 \times 1,25(CIA) \times 77,68 + 1,35 \times 5,20$$
$$V_{sd} = 152,67 \text{ kN}$$

Cálculo do V_{rd1} :

$$V_{rd1} = [\tau R_d \times k(1,2 + 40\rho_1) + 0,15\sigma_{cp}]bw \times d$$
$$V_{rd1} = [362,05 \times 1,435(1,2 + 40 \times 0,00571) + 0,15 \times 0] \times 1 \times 0,165$$
$$V_{rd1} = 122,45 \text{ kN} \ll V_{sd}, \text{ ou seja, não passou na verificação.}$$

Nesse caso, aumenta-se o f_{ck} do concreto e a área de aço (A_s) das armaduras negativas e positivas (com CIA):

a) $\text{Novo } f_{ck} = 35 \text{ MPa}$

b) $\text{Nova } A_s(M+) \text{ e } A_s(M-) = 18,25 \text{ cm}^2, \phi 16\text{mm a cada } 11 \text{ cm}$

$$\text{Novo } V_{rd1} = [401,25 \times 1,435(1,2 + 40 \times 0,01106) + 0,15 \times 0] \times 1 \times 0,165$$
$$\text{Novo } V_{rd1} = 156,06 \text{ kN} > V_{sd}$$

Ou seja, passou na verificação.

4.7.2 Verificação considerando a não aplicação do coeficiente de impacto adicional (CIA) nas cargas acidentais.

$V_{kacid} = 77,68 \text{ kN}$ (Cortante à 0,55m do apoio para cargas acidentais), conforme figura 53.

$V_{kperm} = 5,20 \text{ kN}$ (Cortante à 0,55m do apoio para cargas permanentes), conforme figura 55.

$$V_{sd} = 1,5 \times 77,68 + 1,35 \times 5,20$$
$$V_{sd} = 123,54 \text{ kN}$$

Cálculo do V_{rd1} :

$$V_{rd1} = [\tau R_d \times k(1,2 + 40\rho_1) + 0,15\sigma_{cp}]bw \times d$$
$$V_{rd1} = [401,25 \times 1,435(1,2 + 40 \times 0,00464) + 0,15 \times 0] \times 1 \times 0,165$$
$$V_{rd1} = 131,65 \text{ kN} > V_{sd}$$

Ou seja, passou na verificação.

4.8 ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE FADIGA

4.8.1 Fadiga do concreto comprimido

A verificação deve satisfazer a todas as seções da laje, sendo que nesse caso, escolheu-se as seções críticas, de maior momento, de modo que se elas forem satisfeitas, todas as demais seções serão. Para isso, foi necessário o uso de planilhas eletrônicas para facilitar o cálculo.

4.8.1.1 Cálculo para seção transversal da ponte considerando a aplicação do coeficiente de impacto adicional (CIA)

Os cálculos da linha neutra da seção e da inércia, ambas no estágio II (fissurada), foram calculados com o auxílio do programa *UniCalcPro*. Além disso, esses valores resultaram iguais para momentos positivos e negativos porque a área de aço calculada anteriormente na seção 4.5 do trabalho é igual tanto para armadura negativa quanto para positiva e as lajes têm seção simétrica. Então, na Figura 45, mostra-se o cálculo da combinação frequente de esforços do estado limite último de fadiga, de acordo com os valores representados nos diagramas da seção 4.4:

Figura 45 - Cálculo da combinação para verificação da fadiga no concreto (com CIA)

LOCAL	CIA	G FTOOL		Q*CIA		ELU FADIGA (G+0,8Q)	
		M+	M-	M+	M-	M+	M-
0m	1,25	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0
0,2m	1,25	0,0	-0,2	0,0	0,0	-0,2	-0,2
0,6m	1,25	0,0	-1,8	0,0	-49,9	-1,8	-41,7
1,27m	1,25	0,9	0,0	41,3	-35,6	33,9	-27,6
1,4m	1,25	0,9	0,0	40,3	-28,0	33,1	-21,5
2,2m	1,25	0,0	-1,9	20,4	-29,4	14,4	-25,4
3m	1,25	0,9	0,0	30,6	-8,8	25,4	-6,1

Fonte: O autor.

Na Figura 46, mostra-se o cálculo da verificação para fadiga com base nos valores de esforços encontrados na Figura 45.

Figura 46 - Cálculo da fadiga do concreto à compressão (com CIA)

ELU FADIGA (G+0,8Q)		CÁLCULO DA FADIGA DO CONCRETO A COMPRESSÃO: $N_c * Y_f * \sigma_{C,máx} < F_{cd, fad}$									
M+	M-	Xii (cm)	Iii (cm ⁴)	SigmaC1	SigmaC2	Nc	SigmaC,máx (MPa)	$N_c * Y_f * \sigma_{C,máx}$	Fcd, fad		
0,0	0	5,47	21949,00	0,00	0,00	0,67	0,00	0,00	11,25	0,00	11,25
-0,2	-0,2	5,47	21949,00	0,00	0,06	0,67	0,06	0,06	11,25	0,04	11,25
-1,8	-41,7	5,47	21949,00	0,00	10,40	0,67	10,40	6,93	11,25	6,93	11,25
33,9	-27,6	5,47	21949,00	0,00	8,44	0,67	8,44	5,63	11,25	5,63	11,25
33,1	-21,5	5,47	21949,00	0,00	8,26	0,67	8,26	5,51	11,25	5,51	11,25
14,4	-25,4	5,47	21949,00	0,00	6,32	0,67	6,32	4,21	11,25	4,21	11,25
25,4	-6,1	5,47	21949,00	0,00	6,34	0,67	6,34	4,22	11,25	4,22	11,25

Fonte: O autor.

Nesse sentido, comprova-se que a fadiga do concreto à compressão na laje, mesmo com a seção fissurada, está verificada, pois o maior valor encontrado para compressão considerando o CIA foi abaixo do valor limite.

4.8.1.2 Cálculo para seção transversal da ponte considerando a não aplicação do coeficiente de impacto adicional (CIA)

Os cálculos da linha neutra da seção e da inércia, ambas no estágio II (fissurada), foram calculados com o auxílio do programa *UniCalcPro*. Além disso, esses valores resultaram diferentes para momentos positivos e negativos porque a área de aço calculada anteriormente na seção 4.5 do trabalho é diferente para armadura negativa em relação à positiva. Então, no cálculo, deve-se aplicar sempre a linha neutra do maior momento em módulo. Por exemplo, quando o maior momento positivo da seção (em módulo), a linha neutra no estágio II (seção fissurada) aplicada no cálculo, será o valor calculado com a área de aço da armadura positiva, e o contrário também é verdadeiro. Na Figura 47, mostra-se o cálculo da combinação frequente de esforços do estado limite último de fadiga, de acordo com os valores representados nos diagramas da seção 4.4, sem considerar a aplicação do coeficiente de impacto adicional (CIA).

Figura 47 - Cálculo da combinação para verificação da fadiga no concreto (sem CIA)

LOCAL	G FTOOL		Q FTOOL		ELU FADIGA (G+0,8Q)	
	M+	M-	M+	M-	M+	M-
0m	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0
0,2m	0,0	-0,2	0,0	0,0	-0,2	-0,2
0,6m	0,0	-1,8	0,0	-39,9	-1,8	-33,7
1,27m	0,9	0,0	33,0	-28,5	27,3	-21,9
1,4m	0,9	0,0	32,2	-22,4	26,7	-17,0
2,2m	0,0	-1,9	16,3	-23,5	11,2	-20,7
3m	0,9	0,0	24,5	-7,0	20,5	-4,7

Fonte: O autor.

Na Figura 48, mostra-se o cálculo da verificação para fadiga com base nos valores de esforços encontrados na Figura 47.

Figura 48 - Cálculo da fadiga do concreto à compressão (sem CIA)

ELU FADIGA (G+0,8Q)		CÁLCULO DA FADIGA DO CONCRETO A COMPRESSÃO: $N_c \cdot Y_f \cdot \sigma_{C,máx} < F_{cd, fad}$								
M+	M-	Xii (cm)	Iii (cm4)	SigmaC1	SigmaC2	Nc	SigmaC,máx (MPa)	$N_c \cdot Y_f \cdot \sigma_{C,máx}$	Fcd, fad	
0,0	0	3,81	11054,00	0,00	0,00	0,67	0,00	0,00	11,25	
-0,2	-0,2	4,97	18328,00	0,00	0,01	0,67	0,06	0,04	11,25	
-1,8	-33,7	4,97	18328,00	0,00	0,91	0,67	9,15	6,10	11,25	
27,3	-21,9	3,81	11054,00	0,00	0,94	0,67	9,40	6,27	11,25	
26,7	-17,0	3,81	11054,00	0,00	0,92	0,67	9,20	6,14	11,25	
11,2	-20,7	4,97	18328,00	0,00	0,56	0,67	5,60	3,73	11,25	
20,5	-4,7	3,81	11054,00	0,00	0,71	0,67	7,07	4,72	11,25	

Fonte: O autor.

Nesse sentido, comprova-se que a fadiga do concreto à compressão na laje, mesmo com a seção fissurada, está verificada, pois o maior valor encontrado para compressão foi abaixo do valor limite.

4.8.2 FADIGA DA ARMADURA

Seguindo a linha da verificação da compressão do concreto, a da armadura deve satisfazer a todas as seções da laje, sendo que nesse caso, escolheu-se as seções críticas, de maior momento, de modo que se elas forem satisfeitas, todas as seções serão. Para isso, foi necessário o uso de planilhas eletrônicas para efetuar esse cálculo.

4.8.2.1 Verificação da fadiga para armadura positiva, considerando a aplicação do coeficiente de impacto adicional (CIA)

Os cálculos da linha neutra da seção e da inércia, ambas no estágio II (fissurada), foram calculados com o auxílio do programa *UniCalcPro*. Então, na Figura 49, mostra-se o cálculo feito com o auxílio de planilha eletrônica, da combinação frequente de esforços do estado limite último de fadiga, conforme já apresentado no item 4.8.1 do trabalho.

Figura 49 - Cálculo da fadiga da armadura positiva (com CIA)

LOCAL	ELU FADIGA (G+0,8Q)			Xii cm	Iii cm ⁴	SigmaC	alfa e	Yf*delta sigma Ss	<	Delta Fsd,fad
	Mmáx (kNm)	Mmín (kNm)	Variação							
0m	0,00	0,00	0,00	5,47	21949,00	0,00	10,00	0,00	<	190,00
0,2m	0,00	0,00	0,00	5,47	21949,00	0,00	10,00	0,00	<	190,00
0,6m	0,00	0,00	0,00	5,47	21949,00	0,00	10,00	0,00	<	190,00
0,6m	0,00	0,00	0,00	5,47	21949,00	0,00	10,00	0,00	<	190,00
1,27m	33,87	0,00	33,87	5,47	21949,00	8,44	10,00	170,21	<	190,00
1,4m	33,14	0,00	33,14	5,47	21949,00	8,26	10,00	166,54	<	190,00
2,2m	14,44	0,00	14,44	5,47	21949,00	3,60	10,00	72,57	<	190,00
2,2m	14,44	0,00	14,44	5,47	21949,00	3,60	10,00	72,57	<	190,00
3m	25,42	0,00	25,42	5,47	21949,00	6,34	10,00	127,74	<	190,00

Fonte: O autor.

Na Figura 49, o momento mínimo sempre é zero para todas as seções, isso se deve ao fato de que em todas as seções da ponte o momento positivo mínimo é zero, conforme a envoltória de momentos demonstradas na seção 4.4 do trabalho. Nesse sentido, comprova-se que a armadura positiva do tabuleiro, considerando a aplicação do coeficiente de impacto adicional (CIA) nas cargas variáveis, passa na verificação e não necessita de alteração. Mantém-se a área de aço igual:

$$A_s = 18,25 \text{ cm}^2, \phi 16\text{mm a cada } 11 \text{ cm.}$$

4.8.2.2 Verificação da fadiga para armadura positiva, considerando a não aplicação do coeficiente de impacto adicional (CIA)

Os cálculos da linha neutra da seção e da inércia, ambas no estágio II (fissurada), foram calculados com o auxílio do programa *UniCalcPro*. Então, na Figura 50, mostra-se o cálculo feito com o auxílio de planilha eletrônica, da combinação frequente de esforços do estado limite último de fadiga, conforme já apresentado no item 4.8.1 do trabalho.

Figura 50 - Cálculo da fadiga da armadura positiva (sem CIA)

LOCAL	ELU FADIGA (G+0,8Q)			Xii cm	Iii cm4	SigmaC	alfa e	Yf*delta sigma Ss	<	Delta Fsd,fad
	Mmáx (kNm)	Mmín (kNm)	Varição							
0m	0,00	0,00	0,00	3,81	11054,00	0,00	10,00	0,00	<	190,00
0,2m	0,00	0,00	0,00	3,81	11054,00	0,00	10,00	0,00	<	190,00
0,6m	0,00	0,00	0,00	3,81	11054,00	0,00	10,00	0,00	<	190,00
0,6m	0,00	0,00	0,00	3,81	11054,00	0,00	10,00	0,00	<	190,00
1,27m	27,27	0,00	27,27	3,81	11054,00	9,40	10,00	313,06	>	190,00
1,4m	26,70	0,00	26,70	3,81	11054,00	9,20	10,00	306,52	>	190,00
0,6m	11,18	0,00	11,18	3,81	11054,00	3,85	10,00	128,35	<	190,00
2,2m	11,18	0,00	11,18	3,81	11054,00	3,85	10,00	128,35	<	190,00
3m	20,52	0,00	20,52	3,81	11054,00	7,07	10,00	235,57	>	190,00

Fonte: O autor.

Na Figura 50, o momento mínimo sempre é zero para todas as seções, isso se deve ao fato de que em todas as seções da ponte o momento positivo mínimo é zero, conforme a envoltória de momentos demonstradas na seção 4.4 do trabalho. Nesse sentido, comprova-se que a armadura positiva do tabuleiro, considerando a não aplicação do coeficiente de impacto adicional (CIA) nas cargas variáveis, não passa na verificação e necessita de alteração. Segue o cálculo para aumento da armadura, onde foi adotado o maior momento da combinação para fazer a verificação.

Nova área de aço: $A_s = 14,3 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 16 \text{ mm } c / 14 \text{ cm}$

Nova linha neutra: $X_{ii} = 4,96$ (Programa UniCalcPro)

Nova Inércia: $I_{ii} = 18268 \text{ cm}^4$ (Programa UniCalcPro)

$$\Delta\sigma_c = 2727 \text{ kNcm} \times 4,96 \text{ cm} / 18268 \text{ cm}^4 = 7,404 \text{ MPa}$$

$$\gamma_f \times \Delta\sigma_{Ss} = 10 \times 7,404 \text{ MPa} \times \frac{16,5 - 4,96}{4,96} = 172 \text{ MPa} \leq 190 \text{ MPa}$$

Ou seja, com a nova área de aço a armadura passa na verificação para fadiga.

4.8.2.3 Verificação da fadiga para armadura negativa, considerando a aplicação do coeficiente de impacto adicional (CIA)

Os cálculos da linha neutra da seção e da inércia, ambas no estágio II (fissurada), foram calculados com o auxílio do programa *UniCalcPro*. Então, na Figura 51, mostra-se o cálculo feito com o auxílio de planilha eletrônica, da combinação frequente de esforços do estado limite último de fadiga, conforme já apresentado no item 4.8.1 do trabalho.

Figura 51 - Cálculo da fadiga da armadura negativa (com CIA).

LOCAL	ELU FADIGA (G+0,8Q)			Xii cm	Iii cm ⁴	SigmaC	alfa e	Yf*delta sigma Ss	Delta Fsd,fad	
	Mmáx	Mmín (kNm)	Variação							
0m	0,00	0,00	0,00	5,47	21949,00	0,00	10,00	0,00	<	190,00
0,2m	0,23	0,23	0,00	5,47	21949,00	0,00	10,00	0,00	<	190,00
0,6m	41,72	1,82	39,90	5,47	21949,00	9,94	10,00	200,51	>	190,00
0,6m	41,72	1,82	39,90	5,47	21949,00	9,94	10,00	200,51	>	190,00
1,27m	27,63	0,00	27,63	5,47	21949,00	6,89	10,00	138,85	<	190,00
1,4m	21,46	0,00	21,46	5,47	21949,00	5,35	10,00	107,84	<	190,00
2,2m	25,36	0,00	25,36	5,47	21949,00	6,32	10,00	127,44	<	190,00
2,2m	25,36	0,00	25,36	5,47	21949,00	6,32	10,00	127,44	<	190,00
3m	6,08	0,00	6,08	5,47	21949,00	1,52	10,00	30,55	<	190,00

Fonte: O autor.

Na Figura 51, os momentos apresentados estão em módulo por se estar verificando somente a armadura negativa, conforme a envoltória de momentos demonstradas na seção 4.4 do trabalho. Nesse sentido, comprova-se que a armadura negativa do tabuleiro, considerando a aplicação do coeficiente de impacto adicional (CIA) nas cargas variáveis, não passa na verificação e necessita de ajuste. Segue o cálculo para aumento da armadura, onde foi adotado o maior momento da combinação para fazer a verificação.

Nova área de aço: $A_s = 20,0 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 16 \text{ mm } c / 10 \text{ cm}$

Nova linha neutra: $X_{ii} = 5,68 \text{ cm}$ (Programa UniCalcPro)

Nova Inércia: $I_{ii} = 23569 \text{ cm}^4$ (Programa UniCalcPro)

$$\Delta \sigma c = 3990 \text{ kNcm} \times 5,68 \text{ cm} / 23569 \text{ cm}^4 = 9,61 \text{ MPa}$$

$$\gamma_f \times \Delta \sigma S_s = 10 \times 9,61 \text{ MPa} \times \frac{16,5 - 5,68}{5,68} = 183,17 \text{ MPa} \leq 190 \text{ MPa}$$

Ou seja, com a nova área de aço a armadura passa na verificação para fadiga.

4.8.2.4 Verificação da fadiga para armadura negativa, considerando a não aplicação do coeficiente de impacto adicional (CIA)

Os cálculos da linha neutra da seção e da inércia, ambas no estágio II (fissurada), foram calculados com o auxílio do programa *UniCalcPro*. Então, na Figura 52, mostra-se o cálculo feito com o auxílio de planilha eletrônica, da combinação frequente de esforços do estado limite último de fadiga, conforme já apresentado no item 4.8.1 do trabalho.

Figura 52 - Cálculo da fadiga da armadura negativa (sem CIA)

LOCAL	ELU FADIGA (G+0,8Q)			Xii cm	Iii cm ⁴	SigmaC	alfa e	Yf*delta sigma Ss	Delta Fsd,fad
	Mmáx	Mmín (kNm)	Variação						
0m	0	0	0	4,16	13051	0	10	0	< 190
0,2m	0,23	0,23	0	4,16	13051	0	10	0	< 190
0,6m	33,74	1,82	31,92	4,16	13051	10,1744	10	301,810436	< 190
0,6m	33,74	1,82	31,92	4,16	13051	10,1744	10	301,810436	< 190
1,27m	21,93	0	21,93	4,16	13051	6,99017	10	207,3528465	< 190
1,4m	16,98	0	16,98	4,16	13051	5,41236	10	160,5495364	< 190
0,6m	20,66	0	20,66	4,16	13051	6,58536	10	195,3447245	< 190
2,2m	20,66	0	20,66	4,16	13051	6,58536	10	195,3447245	< 190
3m	4,68	0	4,68	4,16	13051	1,49174	10	44,25040227	< 190

Fonte: O autor.

Na Figura 52, os momentos apresentados estão em módulo por se estar verificando somente a armadura negativa, conforme a envoltória de momentos demonstradas na seção 4.4 do trabalho. Nesse sentido, comprova-se que a armadura negativa do tabuleiro, considerando a não aplicação do coeficiente de impacto adicional (CIA) nas cargas variáveis, não passa na verificação e necessita de alteração. Segue o cálculo para aumento da armadura, onde foi adotado o maior momento da combinação para fazer a verificação.

Nova área de aço: $A_s = 15,38 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 16\text{mm } c / 13\text{cm}$

Nova linha neutra: $X_{ii} = 5,11 \text{ cm}$ (Programa *UniCalcPro*)

Nova Inércia: $I_{ii} = 19327 \text{ cm}^4$ (Programa *UniCalcPro*)

$$\Delta\sigma_c = 3192 \text{ kNcm} \times 5,11 \text{ cm} / 19327 \text{ cm}^4 = 8,43 \text{ MPa}$$

$$\gamma_f \times \Delta\sigma_{Ss} = 10 \times 8,43 \text{ MPa} \times \frac{16,5 - 5,11}{5,11} = 188,11 \text{ MPa} \leq 190 \text{ MPa}$$

Ou seja, com a nova área de aço a armadura passa na verificação para fadiga.

4.9 ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

Para realizar as verificações do estado limite de serviço da estrutura, precisa-se das combinações de serviço, montadas com base nos carregamentos da seção 4.2 do trabalho. Para cada verificação, utilizam-se determinados coeficientes de ponderação das ações no tabuleiro da ponte. Nesse caso, vai-se calcular a flecha elástica imediata, a abertura de fissuras (caso a laje esteja no estágio II), com conseqüente cálculo da flecha imediata da seção fissurada e a flecha diferida no tempo.

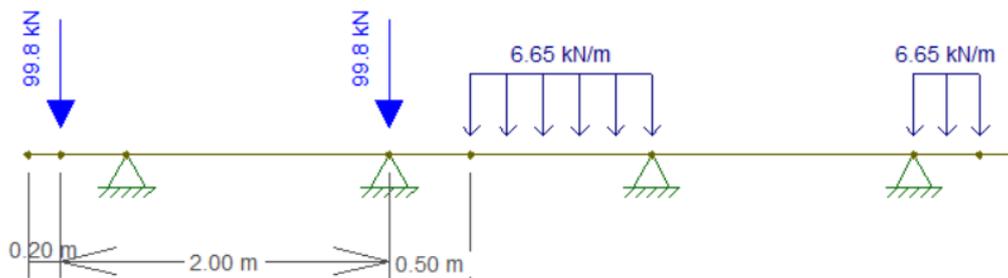
4.9.1 Posicionamento das cargas no estado limite de serviço

Quando se analisa a estrutura, deve-se sempre pensar na pior hipótese, que gerará os maiores esforços. Nesse sentido, optou-se por fazer 3 situações de carregamento para cargas acidentais no tabuleiro da ponte, sempre levando em consideração que a estrutura da ponte é espelhada a partir do eixo longitudinal. Além disso, como os coeficientes de ponderação alteram conforme a combinação do ELS escolhida, para cada verificação serão feitas novas combinações usando tais posições do trem-tipo TB-450 na estrutura. As cargas permanentes, por sua vez, estão sendo aplicadas na estrutura conforme a Figura 34, já mostrada anteriormente.

4.9.1.1 Posição de cargas acidentais 1

A roda do trem tipo TB-450 fica na extremidade da seção transversal da ponte, conforme Figura 53.

Figura 53 - Posição de cargas acidentais 1 no tabuleiro da ponte.

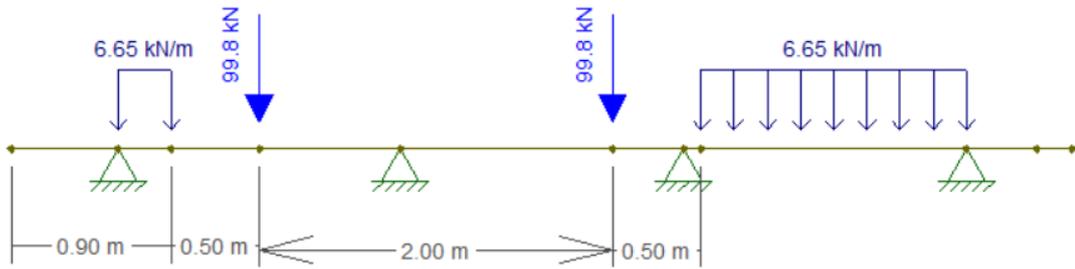


Fonte: O autor.

4.9.1.2 Posição de cargas acidentais 2

A roda do trem tipo TB-450 fica no centro do 1º vão e a outra roda a 2 metros no 2º vão, conforme Figura 54.

Figura 54 - Posição de cargas acidentais 2 no tabuleiro da ponte

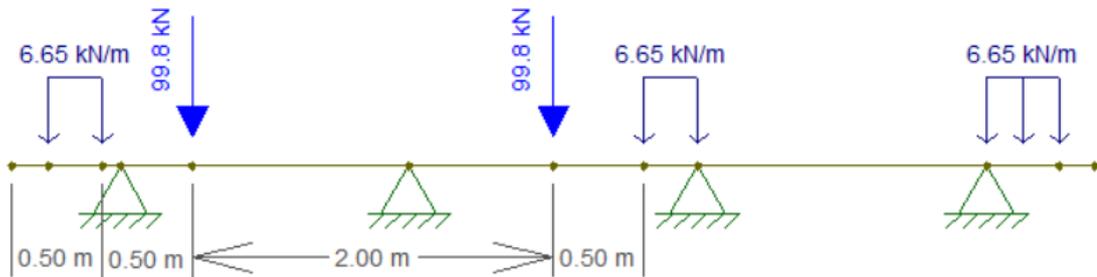


Fonte: O autor.

4.9.1.3 Posição de cargas acidentais 3

A roda do trem tipo TB-450 no centro do 2º vão e a outra roda a 2 metros no 1º vão, conforme Figura 55.

Figura 55 - Posição de cargas acidentais 3 no tabuleiro da ponte



Fonte: O autor.

4.9.2 Cálculo da flecha elástica imediata

Conforme a Figura 6 do trabalho, o fator de redução Ψ_2 é igual a 0,3 para cargas móveis de pontes rodoviárias.

Então, utilizou-se o programa *Ftool* para gerar os deslocamentos verticais das cargas acidentais e permanentes, tomando-se o valor maior e depois aplicando os coeficientes de ponderação para combinação quase permanente de serviço. Para facilitar o cálculo, utilizou-se planilha eletrônica, onde o deslocamento para cima é adotado com sinal positivo e para baixo com sinal negativo, conforme a Figura 56.

Figura 56 - Cálculo da flecha elástica imediata da ponte (deslocamentos em cm)

Local	Flechas para cargas acidentais			Maior Acidental	Cargas Permanentes	G + 0,3*Q	G + 0,3*CIA*Q	<	Limite visual
	1ª posição	2ª posição	3ª posição			Flecha	FLECHA COM CIA		
Balanço +	0,00	0,32	0,25	0,32	-0,01	0,09	0,11	<	4,8
Balanço -	-0,79	0,00	0,00	-0,79	-0,01	-0,25	-0,30	<	4,8
1º vão (-)	0,00	-0,27	-0,15	-0,27	-0,01	-0,09	-0,11	<	6,4
1º vão (+)	0,27	0,00	0,00	0,27	-0,01	0,07	0,09	<	6,4
2º vão (-)	0,09	-0,08	-0,19	-0,19	-0,01	-0,06	-0,08	<	6,4
2º vão (+)	0,00	0,02	0,00	0,02	-0,01	0,00	0,00	<	6,4

Fonte: O autor.

O limite de deslocamento visual é imposto pela tabela 13.3 da NBR 6118:2014, onde coloca-se que o deslocamento deve ser menor que $l/250$, sendo l é o comprimento do vão em questão.

4.9.3 Abertura de fissuras

O Ψ_1 tem o valor de 0,5 para pontes rodoviárias, conforme a Figura 6 do trabalho. Nesse sentido, devem ser encontrados os momentos para determinadas seções críticas da laje e compará-los com o valor de momento de fissuração.

Na Figura 57, encontram-se os cálculos feitos, para encontrar o maior momento atuando na laje com base na combinação frequente de serviço. Foram escolhidos alguns pontos críticos da seção transversal da laje para facilitar o cálculo, de forma que entre essas seções, estará o maior momento fletor atuante na laje. Além disso, os valores para momento devido à carga acidental foi o maior dentre os 3 posicionamentos do item 4.9.1 do trabalho.

Cálculo do momento de fissuração:

$$M_r = \frac{1,5 \times 0,321 \times 66666,66}{10} = 3209,96 \text{ kNcm} = 32,1 \text{ kNm}$$

Figura 57 - Momento fletor atuante para combinação frequente

				(G+0,5*Q)	(G+0,5*CIA*Q)	<	Momento de fissuração
	Local	Variáveis	Permanentes	Momento	Momento (CIA)		
Momento negativo	0,6m	-39,90	-1,80	-21,75	-26,74	<	Mr = 32,1 kNm
	1m	-27,20	0,30	-13,30	-16,70	<	Mr = 32,1 kNm
	1,4m	-14,50	0,90	-6,35	-8,16	<	Mr = 32,1 kNm
	2,2m	-22,30	-1,90	-13,05	-15,84	<	Mr = 32,1 kNm
	3m	0,00	0,90	0,90	0,90	<	Mr = 32,1 kNm
	3,4m	0,00	0,20	0,20	0,20	<	Mr = 32,1 kNm
Momento positivo	0,6m	0,00	-1,80	-1,80	-1,80	<	Mr = 32,1 kNm
	1m	24,10	0,30	12,35	15,36	<	Mr = 32,1 kNm
	1,4m	28,90	0,90	15,35	18,96	<	Mr = 32,1 kNm
	2,2m	10,00	-1,90	3,10	4,35	<	Mr = 32,1 kNm
	3m	24,40	0,90	13,10	16,15	<	Mr = 32,1 kNm
	3,4m	17,90	0,20	9,15	11,39	<	Mr = 32,1 kNm

Fonte: O autor.

Os momentos de serviço encontrados são todos menores que o momento de fissuração, ou seja, na laje não há fissuração para combinação frequente e, portanto, não existe abertura de fissuras para calcular.

4.9.4 Flecha imediata no estágio II

Utiliza-se fator de redução Ψ_2 igual a 0,3 para cargas variáveis, conforme a Figura 6 do trabalho. Nesse sentido, inicia-se fazendo o cálculo dos momentos atuantes na laje para combinação quase permanente de serviço. Após, calcula-se a rigidez equivalente para o estágio II e o valor é comparado com a rigidez integral. Para isso, também são separados os momentos negativos dos positivos, pois o momento atuante influencia no valor da rigidez equivalente, conforme fórmula apresentada na seção 2.9.

4.9.4.1 Cálculo dos momentos atuantes

Foi utilizada planilha eletrônica como auxílio como apresentado na Figura 58.

Figura 58 - Momento fletor atuante para combinação quase permanente

				(G+0,3*Q)	(G+0,3*CIA*Q)
	Local	Variáveis	Permanentes	Momento	Momento (CIA)
Momento negativo	0,6m	-39,90	-1,80	-13,77	-16,76
	1m	-27,20	0,30	-7,86	-9,90
	1,4m	-14,50	0,90	-3,45	-4,54
	2,2m	-22,30	-1,90	-8,59	-10,26
	3m	0,00	0,90	0,90	0,90
	3,4m	0,00	0,20	0,20	0,20
Momento positivo	0,6m	0,00	-1,80	-1,80	-1,80
	1m	24,10	0,30	7,53	9,34
	1,4m	28,90	0,90	9,57	11,74
	2,2m	10,00	-1,90	1,10	1,85
	3m	24,40	0,90	8,22	10,05
	3,4m	17,90	0,20	5,57	6,91

Fonte: O autor.

4.9.4.2 Cálculo da rigidez integral

$$Ecs \times Ic = 28100000 \text{ kPa} \times 0,0006666 \text{ m}^4 = 18733,33 \text{ kNm}^2$$

sendo:

a) $Ecs = 28,1 \text{ GPa}$, para concreto fck 35 MPa.

$$Ic = 1 \text{ m} \times (0,20 \text{ m})^3 / 12 = 0,0006666 \text{ m}^4$$

4.9.4.3 Cálculo da rigidez equivalente para momento negativo

$$IEeq = Ecs \times \left\{ \left(\frac{Mr}{Ma} \right)^3 \times Ic + \left[1 - \left(\frac{Mr}{Ma} \right)^3 \right] \times I(ii) \right\}$$

Sendo:

a) $I(ii)$ calculado com o auxílio do programa UniCalcPro.

b) $IEeq = 28100000 \times \left\{ \left(\frac{32,1}{16,76} \right)^3 \times 0,0006666 + \left[1 - \left(\frac{32,1}{16,76} \right)^3 \right] \times 0,000225 \right\}$.

$$IEeq = 93517,98 \text{ kNm}^2$$

Nesse caso, como o valor da rigidez equivalente é maior do que a rigidez integral da estrutura, usa-se a integral para cálculo dos deslocamentos verticais.

4.9.4.4 Cálculo da rigidez equivalente para momento positivo

Altera somente o momento atuante e a inércia no estágio II (área de aço diferente) em relação ao cálculo para momento negativo.

$$IEeq = 28100000 \times \left\{ \left(\frac{32,1}{11,74} \right)^3 \times 0,0006666 + \left[1 - \left(\frac{32,1}{11,74} \right)^3 \right] \times 0,0002194 \right\}.$$

$$IEeq = 263191,70 \text{ kNm}^2$$

Nesse caso também, como o valor da rigidez equivalente é maior do que a rigidez integral da estrutura, usa-se a integral para cálculo dos deslocamentos verticais.

4.9.4.5 Determinação da flecha imediata

Para combinação quase permanente e com a rigidez integral sendo considerada para o cálculo, a flecha encontrada para estágio II corresponde ao mesmo valor da flecha elástica imediata encontrada no item 4.9.2.

4.9.5 Flecha diferida no tempo

Cálculo do fator de fluência, considerando:

- $\rho' = As'/bd$, sendo $As' = 0$ pois não temos armadura dupla.
- $\xi(t) = 2$ para t maior que 70 meses
- $\xi(t_0) = 0,68$, para $t_0 = 1$ mês, retirando as das escoras em 28 dias.

$$\alpha_f = \frac{(2 - 0,68)}{1 + 50 \times 0} = 1,32$$

4.9.6 Flecha total

A flecha total corresponde à soma dos valores da flecha imediata mais a flecha diferida no tempo. Então, utilizam-se os deslocamentos já calculados no item 4.9.2 do trabalho. Para facilitar o cálculo, tem-se o auxílio de planilha eletrônica, onde o deslocamento para cima é adotado com sinal positivo e para baixo com sinal negativo, conforme a Figura 59.

Figura 59 - Cálculo da flecha total da ponte

Local	Flecha	Flecha(CIA)	alfa f	Flecha total (com CIA)	<	Limite visual
Balanço +	0,09	0,11	1,32	0,26	<	4,80
Balanço -	-0,25	-0,30	1,32	-0,71	<	4,80
1º vão (-)	-0,09	-0,11	1,32	-0,25	<	6,40
1º vão (+)	0,07	0,09	1,32	0,22	<	6,40
2º vão (-)	-0,06	-0,08	1,32	-0,18	<	6,40
2º vão (+)	0,00	0,00	1,32	0,00	<	6,40

Fonte: O autor.

Nesse sentido, comprova-se que a laje está verificada para aceitabilidade devido ao deslocamento vertical da seção transversal.

4.9.7 Avaliação do estado limite de vibrações excessivas

A avaliação do estado limite de vibrações excessivas foi realizado pela avaliação da flecha da carga acidental. Para isso, foi utilizado o auxílio do software Ftool, onde foram captados os valores para esses deslocamentos, conforme já apresentado na Figura 56 (flecha elástica imediata). A partir daí, foi aplicado o coeficiente de impacto adicional e os valores foram comparados com os de deslocamento limite ($L/350$), conforme Figura 60.

Figura 60 - Cálculo da flecha devido às vibrações (flechas em centímetros)

	Acidental	Acidental*CIA	Flecha Limite --> $L/350$	
Balanço +	0,32	0,40	<	3,43
Balanço -	-0,79	-0,99	<	3,43
1º vão (-)	-0,27	-0,34	<	4,57
1º vão (+)	0,27	0,34	<	4,57
2º vão (-)	-0,19	-0,24	<	4,57
2º vão (+)	0,02	0,03	<	4,57

Fonte: O autor.

Nesse sentido, comprova-se que os deslocamentos devido à vibração por cargas acidentais estão dentro do limite previsto em norma.

4.10 VERIFICAÇÃO DO CISALHAMENTO LONGITUDINAL ENTRE MESA E ALMA DA VIGA (ANEXO E da NBR 7187: 2021).

Para fazer a verificação do cisalhamento longitudinal das longarinas em questão, leve-se em consideração que a seção transversal da ponte é simétrica em relação ao eixo longitudinal. Como nesse estudo não foram verificadas as vigas longarinas, foi necessário tomar alguns valores da memória de cálculo da ponte de São Simão, a fim de completar a verificação.

4.10.1 Esforços na ligação

4.10.1.1 Esforços na ligação das duas longarinas posicionadas nas extremidades da ponte considerando o coeficiente de impacto adicional (CIA)

$$\eta = \frac{1,40m - 0,20m}{2 \times 1,40m} = 0,43$$

$$Vsd = 101,9 \text{ kN} \times 1,5 \times 1,25(CIA) + 6,9 * 1,35 = 200,37 \text{ kN}$$

$$Vfd = 0,43 \times 200,37 \text{ kN} = 86,16 \text{ kN}$$

4.10.1.2 Esforços na ligação das duas longarinas posicionadas nas extremidades da ponte considerando a não aplicação do coeficiente de impacto adicional (CIA)

$$\eta = \frac{1,40m - 0,20m}{2 \times 1,40m} = 0,43$$

$$Vsd = 101,9 \text{ kN} \times 1,5 + 6,9 * 1,35 = 162,16 \text{ kN}$$

$$Vfd = 0,43 \times 162,16 \text{ kN} = 69,73 \text{ kN}$$

4.10.1.3 Esforços na ligação das duas longarinas posicionadas no centro da seção transversal da ponte considerando a aplicação do coeficiente de impacto adicional (CIA)

$$\eta = \frac{1,60m - 0,20m}{2 \times 1,60m} = 0,44$$

$$Vsd = 100,7 \text{ kN} \times 1,5 \times 1,25(CIA) + 7,0 * 1,35 = 198,26 \text{ kN}$$

$$Vfd = 0,44 \times 128,26 \text{ kN} = 87,23 \text{ kN}$$

4.10.1.4 Esforços na ligação das duas longarinas posicionadas no centro da seção transversal da ponte considerando a não aplicação do coeficiente de impacto adicional (CIA)

$$\eta = \frac{1,60m - 0,20m}{2 \times 1,60m} = 0,44$$

$$Vsd = 100,7 \text{ kN} \times 1,5 \times 1,25 + 7,0 * 1,35 = 160,50 \text{ kN}$$

$$Vfd = 0,44 \times 160,50 \text{ kN} = 70,62 \text{ kN}$$

4.10.2 Verificação da compressão diagonal do concreto

$$VRd2, f = 0,54 \times (1 - 35/250) \times \left(\frac{3,5 \text{ kN/cm}^2}{1,4} \right) \times 20 \text{ cm} \times 95 \text{ cm} \times \text{sen}45^\circ \times \text{cos}45^\circ$$

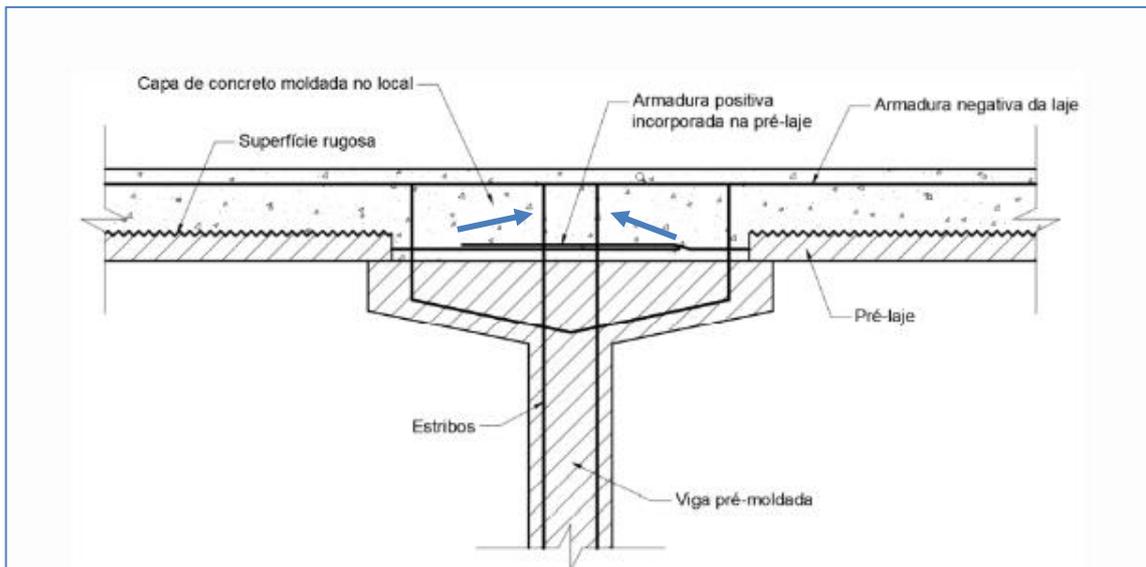
$$VRd2, f = 1103,00 \text{ kN} > Vfd$$

Ou seja, garante a segurança com relação ao esmagamento da diagonal comprimida, pois todos os esforços cortantes solicitantes de cálculo na ligação entre mesa e alma da viga, calculados no item 3.10.1, são menores do que o esforço resistente $VRd2, f$.

4.10.3 Cálculo da armadura transversal

A armadura transversal que será calculada está representada na Figura 61:

Figura 61 - Representação da seção transversal de laje com pré-laje



Fonte: Figura E.2 da NBR 7187:2021

4.10.3.1 Armadura transversal das duas longarinas posicionadas nas extremidades da ponte e considerando a aplicação do coeficiente de impacto adicional (CIA)

$$V_{cf0} = V_{cf} = 0,6 \times 016 \text{ kN/cm}^2 \times 20 \text{ cm} \times 95 \text{ cm} = 183 \text{ kN}$$

$$\frac{A_{sf}}{s_f} = \frac{(87,16 - 183) \text{ kN}}{0,9 \times 95 \times 50} \times 1 = -0,02 \text{ cm}^2/\text{cm}.$$

Calcula-se então, a taxa geométrica mínima de armadura:

$$\rho_{sf, \text{mín}} = \frac{A_{sf}}{h_f \times s_f} \geq 0,2 \times \frac{F_{ctm}}{F_{yk}} = 0,2 \times \frac{3,21 \text{ MPa}}{500 \text{ MPa}} = 0,0013.$$

Ou seja, $\frac{A_{sf}}{s_f}, \text{mín} = 0,0013 \times 20 \text{ cm} = 0,0257 \text{ cm}^2/\text{cm} = 2,57 \text{ cm}^2/\text{m}$

Armadura de 2 ϕ 8mm a cada 39 centímetros.

4.10.3.2 Armadura transversal das duas longarinas posicionadas nas extremidades da ponte e considerando a não aplicação do coeficiente de impacto adicional (CIA)

$$V_{cf0} = V_{cf} = 0,6 \times 016 \text{ kN/cm}^2 \times 20 \text{ cm} \times 95 \text{ cm} = 183 \text{ kN}$$

$$\frac{Asf}{sf} = \frac{(69,73 - 183) \text{ kN}}{0,9 \times 95 \times 50} \times 1 = -0,03 \text{ cm}^2/\text{cm}.$$

Calcula-se então, a taxa geométrica mínima de armadura:

$$\rho_{sf, \text{mín}} = \frac{Asf}{hf \times sf} \geq 0,2 \times \frac{Fctm}{Fyk} = 0,2 \times \frac{3,21 \text{ MPa}}{500 \text{ MPa}} = 0,0013.$$

Ou seja, $\frac{Asf}{sf}, \text{mín} = 0,0013 \times 20\text{cm} = 0,0257 \text{ cm}^2/\text{cm} = 2,57 \text{ cm}^2/\text{m}$

Armadura de 2x Ø 8mm a cada 39 centímetros.

4.10.3.3 Armadura transversal das duas longarinas posicionadas no centro da ponte e considerando a aplicação do coeficiente de impacto adicional (CIA)

$$Vcf0 = Vcf = 0,6 \times 016 \text{ kN/cm}^2 \times 20 \text{ cm} \times 95 \text{ cm} = 183 \text{ kN}$$

$$\frac{Asf}{sf} = \frac{(87,23 - 183) \text{ kN}}{0,9 \times 95 \times 50} \times 1 = -0,03 \text{ cm}^2/\text{cm}.$$

Calcula-se então, a taxa geométrica mínima de armadura:

$$\rho_{sf, \text{mín}} = \frac{Asf}{hf \times sf} \geq 0,2 \times \frac{Fctm}{Fyk} = 0,2 \times \frac{3,21 \text{ MPa}}{500 \text{ MPa}} = 0,0013.$$

Ou seja, $\frac{Asf}{sf}, \text{mín} = 0,0013 \times 20\text{cm} = 0,0257 \text{ cm}^2/\text{cm} = 2,57 \text{ cm}^2/\text{m}$

Armadura de 2x Ø 8mm a cada 39 centímetros.

4.10.3.4 Armadura transversal das duas longarinas posicionadas no centro da ponte e considerando a não aplicação do coeficiente de impacto adicional (CIA)

$$Vcf0 = Vcf = 0,6 \times 016 \text{ kN/cm}^2 \times 20 \text{ cm} \times 95 \text{ cm} = 183 \text{ kN}$$

$$\frac{Asf}{sf} = \frac{(70,62 - 183) \text{ kN}}{0,9 \times 95 \times 50} \times 1 = -0,0019 \text{ cm}^2/\text{cm}.$$

Calcula-se então, a taxa geométrica mínima de armadura:

$$\rho_{sf, \text{mín}} = \frac{Asf}{hf \times sf} \geq 0,2 \times \frac{Fctm}{Fyk} = 0,2 \times \frac{3,21 \text{ MPa}}{500 \text{ MPa}} = 0,0013.$$

Ou seja, $\frac{Asf}{sf}, \text{mín} = 0,0013 \times 20\text{cm} = 0,0257 \text{ cm}^2/\text{cm} = 2,57 \text{ cm}^2/\text{m}$

Armadura de 2x Ø 8mm a cada 39 centímetros.

Nesse sentido, conclui-se que toda a armadura de costura colocada acima das vigas deve ser a armadura mínima, conforme calculado neste item.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

O presente trabalho buscou demonstrar os procedimentos de verificação de lajes de concreto armado executadas em etapas, com painéis pré-fabricados e posterior concretagem de capa superior. Foi realizada a verificação das lajes de uma ponte estudo de caso. Esta estrutura contava com lajes apoiadas em quatro vigas longarinas protendidas pré-fabricadas. Tal tipologia de estrutura é bastante comum para pequenos e médios vãos.

Foram apresentados os carregamentos, combinações de ações e equações para verificação completa das lajes, incluindo a ligação entre lajes e vigas longarinas. Como a flexão não foi acentuada, por se tratar de 4 longarinas, os casos críticos para dimensionamento das armaduras longitudinais foram na verificação para não necessidade de estribo e também na fadiga para armadura.

Para o desenvolvimento de trabalhos futuros, sugere-se o desenvolvimento do detalhamento das armaduras dimensionadas nesse trabalho e apresentação de outros tipos de elementos que compõe obras de arte especiais, como lajes de transição, paredes de contenção, vigas longarinas, aparelhos de apoio, etc.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Brasil: ABNT, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Ações para cálculo de estruturas de edificações. Brasil: ABNT, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7187**: Projeto de pontes, viadutos e passarelas de concreto. Brasil: ABNT, 2021.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Brasil: ABNT, 2003.

MARCHETTI, Osvaldemar, 2008. **PONTES DE CONCRETO ARMADO**. 1 Reimpressão 2009. Editora BLUCHER