



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA ESTRUTURAL E CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

AVALIAÇÃO DE VIGA DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO PARA PONTES
RODOVIÁRIAS COM VÃO ENTRE 15 E 35 METROS

JULIANA JESUS GONDIM

FORTALEZA
2016

JULIANA JESUS GONDIM

**AVALIAÇÃO DE VIGA DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO PARA PONTES
RODOVIÁRIAS COM VÃO ENTRE 15 E 35 METROS**

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil do Departamento de Engenharia Estrutural e Construção Civil da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial para obtenção do Título de Bacharela em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Joaquim Eduardo Mota.

FORTALEZA

2016

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Biblioteca Universitária
Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

- G635a Gondim, Juliana Jesus.
Avaliação de viga de concreto pré-moldado para pontes rodoviárias com vão entre 15 e 35 metros /
Juliana Jesus Gondim. – 2016.
83 f. : il. color.
- Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia,
Curso de Engenharia Civil, Fortaleza, 2016.
Orientação: Prof. Dr. Joaquim Eduardo Mota.
1. Ponte. 2. Viga pré-moldada. 3. Concreto protendido. I. Título.

CDD 620

JULIANA JESUS GONDIM

**AVALIAÇÃO DE VIGA DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO PARA PONTES
RODOVIÁRIAS COM VÃO ENTRE 15 E 35 METROS**

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil do Departamento de Engenharia Estrutural e Construção Civil da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial para obtenção do Título de Bacharela em Engenharia Civil.

Aprovada em: 28 / 11 / 2016.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Joaquim Eduardo Mota (Orientador)

Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof.^a Dr.^a Magnólia Maria Campêlo Mota

Prof. Dr. Augusto Teixeira de Albuquerque

Universidade Federal do Ceará (UFC)

Dedico este trabalho a Deus, aos meus pais e à minha irmã, porque eles sempre estiveram ao meu lado, me apoiando em todas as escolhas feitas em minha vida até o presente momento.

AGRADECIMENTOS

Agradeço, primeiramente, a Deus por tantas bênçãos recebidas em minha vida. Aos meus pais, José Carlos e Alcísia, pelo imenso amor que sempre recebi deles e por eles terem me educado da melhor maneira possível. À minha irmã, Jessica, que eu tanto amo, por estar sempre ao meu lado, me apoiando em tudo.

Ao Prof. Dr. Joaquim Mota, pelos muitos ensinamentos e pela excelente orientação neste Projeto de Graduação. Aos professores que são participantes da banca examinadora, pela atenção e pelas colaborações.

Aos professores do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Ceará, pela forma como me fizeram aprender sobre diversas áreas da Engenharia Civil, em especial, aos professores Joaquim, Magnólia, Evandro, Denyse, Bruno, Verônica, Aldo, Silvrano e Assis. Aos meus amigos, por sempre me entenderem, pela amizade sincera e troca de conhecimentos durante os trabalhos em equipe.

Ao Hugo Campêlo Mota, por ter me dado a oportunidade de estagiar na empresa Hugo A Mota Consultoria e Engenharia de Projetos S/C e a todos os que trabalham nesta empresa, por todos os ensinamentos, pela paciência e pela atenção que tiveram comigo durante o estágio.

RESUMO

Um dos métodos mais utilizados mundialmente para a construção de pontes e viadutos com vãos de até 40 m é o que contém tabuleiros de vigas pré-moldadas protendidas e lajes concretadas no local. No Brasil, é comum a utilização de vigas de concreto pré-moldado simplesmente apoiadas formando vãos isostáticos independentes, colocando-se juntas sobre os apoios. O presente trabalho objetiva a determinação da faixa admissível de vãos para uma viga pré-moldada de concreto protendido, com seção transversal tipo I, que poderá ser utilizada em tabuleiro de pontes rodoviárias. Para este trabalho, considerou-se uma ponte de classe 45 com 10 m de largura e vão variando de 15 m a 35 m. Foram adotadas diferentes opções de tabuleiro, com entreixo variando entre 0,50 m e 1,50 m. Considerou-se concreto C40 isotrópico para as vigas e concreto C40 ortotrópico para a laje, para que todo o esforço longitudinal de flexão do tabuleiro fosse resistido pelas vigas. Para a armadura ativa, consideraram-se cordoalhas com diâmetro de 12,7 mm e aço CP190RB em 12 diferentes arranjos. Os máximos esforços cortantes e momentos fletores calculados foram comparados aos máximos permitidos, através de uma análise no Estado Limite Último e no Estado Limite de Serviço. Apresentaram-se os resultados em gráficos que permitem a identificação dos limites de utilização da viga considerada, sendo o vão máximo admissível de 30,7 m.

Palavras-chave: ponte, viga pré-moldada, concreto protendido.

ABSTRACT

One of the most used methods worldwide for the construction of bridges and viaducts with spans of up to 40 m is what contains prestressed precast beams and concrete slabs on site. In Brazil, it is common to use precast concrete beams simply supported forming independent isostatic spans, putting joints on the supports. The present work aims to determine the allowable range of spans for a prestressed concrete beam, with a cross-section type I, that can be used in a road bridge deck. For this report, it was considered a class 45 bridge with 10 m of width and span varying from 15 m to 35 m. Different deck options were adopted, with interaxis varying between 0.50 m and 1.50 m. Isotropic concrete C40 was considered for beams and orthotropic concrete C40 for the slab, so the entire longitudinal flexure stress of the deck would be resisted by the beams. For the active reinforcement, chordae with 12.7 mm diameter and CP190RB steel were considered in 12 different arrangements. The maximum shear forces and bending moments were compared to the maximum allowed, through an analysis in the Ultimate Limit State and in the Serviceability Limit State. The results were presented in graphs that allow the identification of the limits of use of the beam considered, being the maximum allowable span of 30.7 m.

Keywords: bridge, precast beam, prestressed concrete.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Ilustração de ponte e viaduto	16
Figura 2. Divisão estrutural de uma ponte.....	16
Figura 3. Presença de encontros	17
Figura 4. Ponte em laje – vista e seção transversal	18
Figura 5. Ponte em viga de alma cheia – vista e seção transversal	19
Figura 6. Ponte em quadro rígido – vista e seção transversal.....	19
Figura 7. Ponte em arco – vista e seção transversal	20
Figura 8. Esquemas de ponte em arco	21
Figura 9. Elementos constituintes de ponte pênsil	22
Figura 10. Ponte pênsil – vista e seção transversal	22
Figura 11. Ponte estaiada – disposição dos estais	23
Figura 12. Primeira Ponte do Galeão – Rio de Janeiro 1948	24
Figura 13. Tipos de seção transversal de vigas pré-moldadas para tabuleiro de ponte..	24
Figura 14. Seção transversal de ponte com vigas pré-moldadas	25
Figura 15. Diagrama tensão-deformação idealizado para o concreto à compressão.....	26
Figura 16. Diagrama tensão-deformação bilinear de tração.....	27
Figura 17. Diagrama tensão-deformação para aços de armadura passiva.....	28
Figura 18. Diagrama tensão-deformação para aços de armadura ativa.....	28
Figura 19. Diferença entre o comportamento de concreto simples e de concreto armado	30
Figura 20. Estados limites últimos de uma seção transversal	31
Figura 21. Esforços provenientes da força de protensão	34
Figura 22. Diagrama retangular simplificado de tensões no concreto	41
Figura 23. Dimensões de veículo-tipo em metros	43
Figura 24. Disposição das cargas estáticas	44
Figura 25. Estrutura modelada através do Método dos Elementos Finitos	45
Figura 26. Fluxograma	46
Figura 27. Seção transversal da viga (dimensões em centímetros)	47
Figura 28. Arranjos a serem considerados na análise da viga	48
Figura 29. Opções de tabuleiro.....	49
Figura 30. Propriedades do material da laje	50
Figura 31. Propriedades do material das vigas	51

Figura 32. Modelo estrutural da ponte com 15 m de vão e entreixo de 0,50 m	51
Figura 33. Restrições de apoio das vigas da ponte	52
Figura 34. Carga permanente devido ao guarda roda	53
Figura 35. Carga permanente devido ao revestimento	53
Figura 36. Faixas de tráfego consideradas	54
Figura 37. Faixas de tráfego	54
Figura 38. Carga distribuída de 5 kN/m do trem-tipo TB-45 simplificado	55
Figura 39. Cargas concentradas de 120 kN do trem-tipo TB-45 simplificado	55
Figura 40. Momento fletor atuante nas vigas pré-moldadas devido à carga permanente	56
Figura 41. Esforço cortante atuante nas vigas pré-moldadas devido à carga permanente	56
Figura 42. Momento fletor atuante nas vigas pré-moldadas devido à carga móvel	57

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1. Gráfico que relaciona o momento fletor solicitante de cálculo (M_d) ao resistente (M_r) para cada arranjo de armadura considerado	63
Gráfico 2. Gráfico que relaciona o esforço cortante solicitante de cálculo (V_d) ao resistente (V_r) para cada arranjo de armadura considerado	67
Gráfico 3. Momento fletor para combinação quase permanente – Entreixo: 0,50 m	71
Gráfico 4. Momento fletor para combinação frequente – Entreixo: 0,50 m	71
Gráfico 5. Momento fletor para combinação quase permanente – Entreixo: 0,75 m	72
Gráfico 6. Momento fletor para combinação frequente – Entreixo: 0,75 m	72
Gráfico 7. Momento fletor para combinação quase permanente – Entreixo: 1,00 m	73
Gráfico 8. Momento fletor para combinação frequente – Entreixo: 1,00 m	73
Gráfico 9. Momento fletor para combinação quase permanente – Entreixo: 1,25 m	74
Gráfico 10. Momento fletor para combinação frequente – Entreixo: 1,25 m	74
Gráfico 11. Momento fletor para combinação quase permanente – Entreixo: 1,50 m ..	75
Gráfico 12. Momento fletor para combinação frequente – Entreixo: 1,50 m	75
Gráfico 13. Gráfico para combinação quase permanente	76
Gráfico 14. Gráfico para combinação frequente	77
Gráfico 15. Gráfico para o Estado Limite Último	77

LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Escolha do tipo de protensão	33
Tabela 2. Fatores de combinação (ψ_0) e de redução (ψ_1 e ψ_2) para as ações variáveis..	37
Tabela 3. Ações permanentes diretas consideradas separadamente	39
Tabela 4. Ações permanentes diretas agrupadas	39
Tabela 5. Ações variáveis consideradas separadamente	40
Tabela 6. Ações variáveis consideradas conjuntamente.....	40
Tabela 7. Cargas dos veículos para cada tipo de classe de ponte	43
Tabela 8. Momento fletor resistente (M_r).....	60
Tabela 9. Momento fletor solicitante devido à carga permanente.....	61
Tabela 10. Momento fletor solicitante devido à carga móvel	61
Tabela 11. Momento fletor solicitante devido à carga móvel (considerando CIV)	62
Tabela 12. Momento fletor solicitante de cálculo em kNm (M_d).....	62
Tabela 13. Esforço cortante resistente (V_r)	64
Tabela 14. Esforço cortante solicitante devido à carga permanente.....	65
Tabela 15. Esforço cortante solicitante devido à carga móvel	65
Tabela 16. Esforço cortante solicitante devido à carga móvel (considerando CIV)	66
Tabela 17. Esforço cortante solicitante de cálculo em kN (V_d).....	66
Tabela 18. Propriedades da seção transversal da viga (perfil simples)	68
Tabela 19. Propriedades da seção transversal (perfil composto) – Intereixo: 0,50 m....	68
Tabela 20. Propriedades da seção transversal (perfil composto) – Intereixo: 0,75 m....	69
Tabela 21. Propriedades da seção transversal (perfil composto) – Intereixo: 1,00 m....	69
Tabela 22. Propriedades da seção transversal (perfil composto) – Intereixo: 1,25 m....	70
Tabela 23. Propriedades da seção transversal (perfil composto) – Intereixo: 1,50 m....	70

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

NBR – Norma Brasileira Regulamentar

ELU – Estado Limite Último

ELS – Estado Limite de Serviço

CIV – Coeficiente de Impacto Vertical

MEF – Método dos Elementos Finitos

LISTA DE SÍMBOLOS

f_{ck}	Resistência à compressão característica do concreto
f_{cd}	Resistência à compressão de cálculo do concreto
f_{ctm}	Resistência média do concreto à tração
f_{pyd}	Resistência de escoamento de cálculo do aço de armadura ativa
f_{pyk}	Resistência de escoamento característica do aço de armadura ativa
f_{ptd}	Resistência à tração de cálculo do aço de armadura ativa
f_{ptk}	Resistência à tração característica do aço de armadura ativa
f_{ywd}	Resistência de característica de escoamento da armadura transversal
M_d	Momento fletor de cálculo
M_r	Momento resistente
V_d	Esforço cortante de cálculo
V_{Rd2}	Esforço cortante resistente
E_{ci}	Módulo de elasticidade tangente inicial do concreto
E_{cs}	Módulo de elasticidade secante do concreto
b_w	Largura da seção transversal
d	Altura útil
x	Altura da linha neutra

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	13
1.1 Considerações Gerais	13
1.2 Justificativa.....	14
1.3 Objetivos.....	14
1.3.1 Objetivo geral	14
1.3.2 Objetivos específicos.....	15
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	16
2.1 Definição de Ponte.....	16
2.2 Tipologia das estruturas de pontes de concreto	18
2.2.1 Pontes em laje.....	18
2.2.2 Pontes em viga de alma cheia.....	19
2.2.3 Pontes em quadro rígido	19
2.2.4 Pontes em arco.....	20
2.2.5 Pontes pênses.....	21
2.2.6 Pontes estaiadas	22
2.2.7 Pontes em vigas de concreto pré-moldado	23
2.3 Materiais usuais utilizados em pontes	25
2.3.1 Concreto	25
2.3.2 Aço CA-50.....	27
2.3.3 Aço de alta resistência CP-190RB	28
2.4 Concreto estrutural	29
2.4.1 Concreto simples	29
2.4.2 Concreto armado.....	29
2.4.3 Concreto protendido	32
2.5 Protensão do tipo pré-tração	34

2.6 Estados Limites	35
2.6.1 Estados Limites de Serviço (ELS).....	35
2.6.2 Estados Limites Últimos (ELU)	38
2.6.2.1 Momento Fletor	41
2.6.2.2 Esforço Cortante	42
2.7 Cargas móveis em pontes rodoviárias	42
2.8 Conceitos básicos da análise estrutural pelo Método dos Elementos Finitos.....	44
3 METODOLOGIA.....	46
3.1 Escolha da seção transversal	46
3.2 Opções de tabuleiro	48
3.3 Modelagem da ponte	50
3.4 Estado Limite Último	57
3.4.1 Momento fletor	57
3.4.2 Esforço cortante.....	58
3.5 Estado Limite de Serviço.....	58
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	60
4.1 Estado Limite Último (ELU).....	60
4.2 Estado Limite de Serviço (ELS).....	68
4.3 Gráficos para identificação dos limites de utilização da viga	76
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS	78
6 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	79
7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	80

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Gerais

A economia de um país é constituída por setores econômicos, os quais são classificados em setores primário, secundário e terciário, sendo compostos por diversas atividades. Segundo Teixeira (2005), considera-se um setor estrategicamente importante para o crescimento dinâmico de um país ou região aquele que exerce forte impacto na economia e que está direta ou indiretamente relacionado a outros setores, contribuindo para a produção de insumos.

Para Teixeira (2005), a indústria da construção civil exerce forte impacto no desenvolvimento econômico-social de uma região, uma vez que o produto deste tipo de indústria aumenta a produtividade dos fatores de produção e cria um entorno favorável e eficiente, estimulando investimentos e justificando o apoio à indústria da construção civil como prioridade, uma vez que esta alcança, de forma não discriminatória, todos os setores da economia. Rigolon (1996 apud Teixeira, 2005) afirma que “o investimento em infraestrutura promove o crescimento econômico porque aumenta o retorno dos insumos privados (capital e trabalho) e incentiva o investimento e o emprego”.

Entretanto, segundo Brumatti (2008), a indústria da construção civil pode ser considerada atrasada quando comparada a outros ramos industriais, devido à sua baixa produtividade, grande desperdício, baixo controle de qualidade e morosidade. O projeto da fábrica, o qual é identificado neste caso como o canteiro de obras, torna-se mais complexo, porque geralmente trata-se de uma indústria não seriada.

Segundo Serra (2004), a industrialização está relacionada à mecanização, com o desenvolvimento de máquinas e ferramentas que pudessem auxiliar o homem na produção de bens. Na construção civil, podemos observar a industrialização desse setor através do uso de peças de concreto pré-moldadas.

Para Iglesia (2006), a utilização de elementos pré-moldados de concreto possibilitou maior rapidez no processo construtivo, garantindo também maior qualidade nos canteiros de obras, pois, através de componentes industrializados com alto controle ao longo de sua produção e materiais de boa qualidade, fornecedores selecionados e mão de obra treinada e qualificada, as obras tornaram-se mais organizadas e seguras.

Os sistemas pré-moldados de concreto podem ser relacionados à uma linha de produção da construção civil onde, como em qualquer outra indústria, os processos

de montagens de diversos componentes irão resultar no produto final, que, neste caso, seriam obras da construção civil. Para isso, no caso da indústria da pré-fabricação, torna-se necessária a realização de análises de elementos pré-moldados a fim de se descobrir a aplicabilidade destes produtos, com o intuito de se produzir peças que possam ser aplicadas na maior quantidade possível de obras.

Neste trabalho será realizada a análise de uma viga pré-moldada de concreto, com determinada seção transversal, a qual fará parte do tabuleiro de uma ponte rodoviária. A análise servirá para determinar a faixa de vãos da ponte para qual a viga será apropriada.

Pfeil (1990 apud Fulgêncio, 2014) define ponte como um tipo de estrutura que objetiva dar prosseguimento a uma via que transpõe obstáculos, tais como rios, braços de mar, vales profundos, outras vias, entre outros. Segundo Donin (2015), pontes são construções que compõem a infraestrutura urbana, as quais são necessárias para o sistema de transporte rodoviário e ferroviário e, portanto, apresentam grande importância para o país.

1.2 Justificativa

A indústria da pré-fabricação apresenta diversas vantagens, entre as quais pode-se citar a maior organização do canteiro de obras, além de maior segurança e rapidez das obras de engenharia, entretanto, como toda indústria, ela também precisa conhecer a extensão do campo de aplicação dos seus produtos, para que produza elementos de concreto pré-moldado apropriados a serem utilizados nas obras. Portanto, neste trabalho, será determinada a faixa de vãos admissíveis para uma viga pré-moldada de concreto de seção transversal definida, a qual poderá ser utilizada para compor o tabuleiro de pontes rodoviárias.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo geral

O objetivo geral deste trabalho é a avaliação de uma viga pré-moldada com determinada seção transversal que possa ser eficiente para vãos de 20 m a 30 m.

1.3.2 Objetivos específicos

♣ Escolher a seção transversal da viga pré-moldada de concreto que será analisada e apresentar possíveis opções de tabuleiro de ponte e arranjos de armadura;

♣ Obter esforços atuantes devido às cargas permanente e móvel para vãos de diferentes valores, variando entre 15 m e 35 m;

♣ Analisar a viga pré-moldada para diferentes configurações de ponte no Estado Limite Último e no Estado Limite de Serviço;

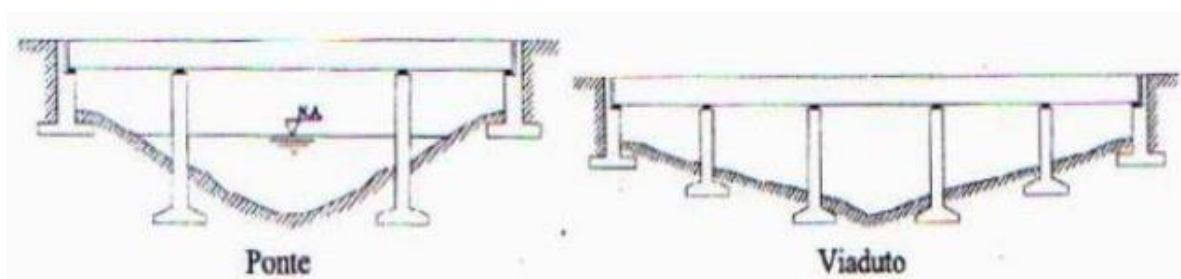
♣ Criar um gráfico que permita identificar os limites de utilização da viga.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Definição de Ponte

Segundo Mattos (2001), denomina-se ponte toda obra elevada cujo objetivo é vencer obstáculos que impeçam a continuidade de uma via, como rios, braços de mar, vales e outras vias. Normalmente denomina-se como viaduto uma ponte cujo obstáculo a ser vencido não é composto de água. Pontes em geral, incluindo viadutos, são classificadas como Obras de Arte Especiais.

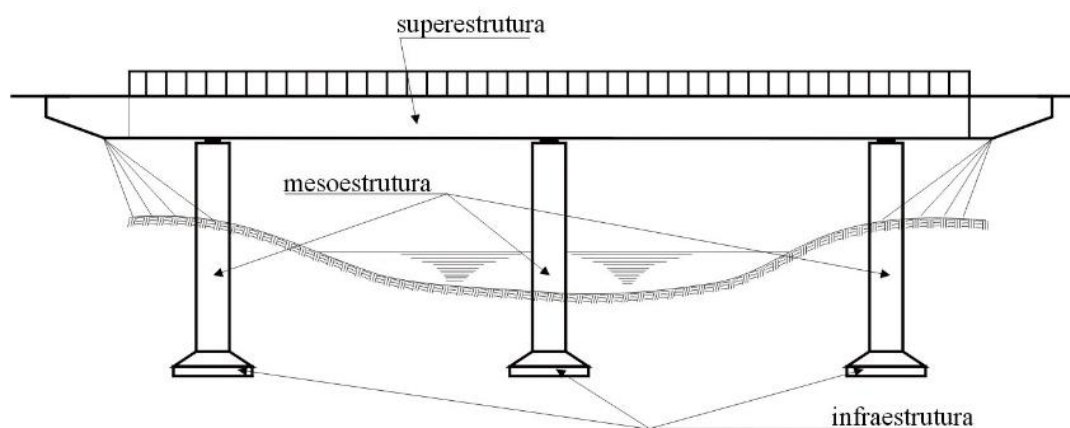
Figura 1. Ilustração de ponte e viaduto



Fonte: El Debs e Takeya (2003 apud Fernandez, 2015)

Estruturalmente, segundo Mattos (2001), pontes são divididas em três partes principais, conforme pode ser visualizado na Figura 2.

Figura 2. Divisão estrutural de uma ponte



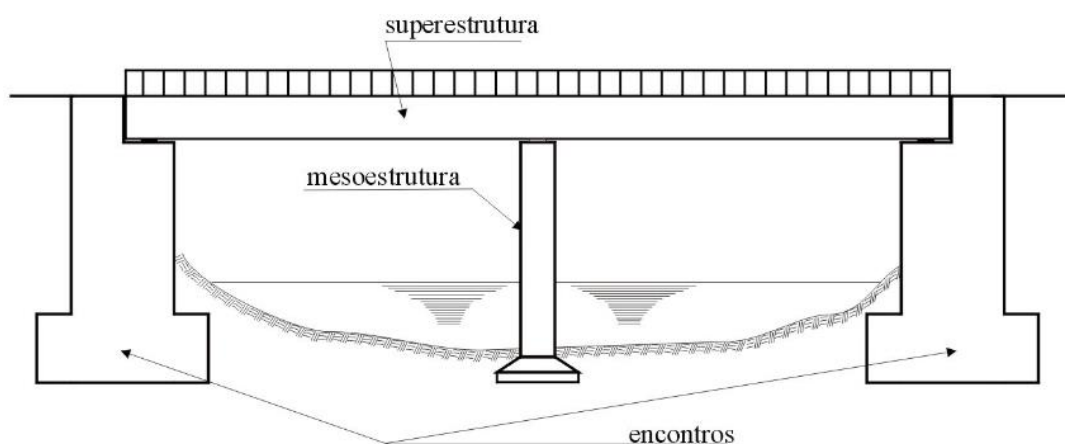
Fonte: Forte (2014).

→ Infraestrutura: é composta por fundações, apresentando como principal objetivo a transmissão dos esforços provenientes da mesoestrutura ao terreno;

→ Mesoestrutura: é formada, normalmente, por pilares e tem a função de receber os esforços provenientes da superestrutura, transmitindo-os para infraestrutura;

→ Superestrutura: é constituída pelo tabuleiro da ponte, sendo considerada a parte útil da obra, a qual absorve diretamente os esforços provenientes do tráfego de veículos e pessoas.

Figura 3. Presença de encontros



Fonte: Forte (2014).

Segundo Mattos (2001), pode haver a presença de elementos conhecidos como encontros em algumas estruturas de ponte, com a finalidade de absorver os empuxos dos aterros de acesso, evitando transmiti-los aos demais elementos da ponte, sendo normalmente considerados como parte da infraestrutura. Além disso, segundo Widomski (2015), os encontros garantem a integração da ponte com a rodovia, funcionando como apoios extremos a fim de dar suporte à ponte e proteger o aterro contra possíveis erosões.

As pontes podem ser classificadas quanto a sua finalidade em rodoviárias, ferroviárias, passarelas, aquedutos ou oleodutos. Quanto a seus materiais constituintes, podem ser feitas de madeira, pedra, concreto armado ou protendido, aço ou mista. E, quanto ao tipo estrutural, as pontes podem ser em laje, em arcos ou abóbadas, em vigas retas de alma cheia, em quadros rígidos, pênséis, estaiadas ou em vigas pré-moldadas de concreto.

Segundo Marchetti (2011 apud Forte, 2014), os principais requisitos a serem analisados nas pontes em geral são:

- Funcionalidade: deve satisfazer as exigências de tráfego;
- Segurança: as tensões provenientes dos esforços solicitantes devem ser menores que as admissíveis ou que possam provocar ruptura da ponte;
- Estética: deve ter aspecto agradável, em harmonia com o ambiente;
- Economia: deve ser realizado um estudo comparativo de várias soluções, escolhendo-se a mais econômica;
- Durabilidade: deve atender às exigências de uso para o período previsto.

2.2 Tipologia das estruturas de pontes de concreto

2.2.1 Pontes em laje

Segundo Mattos (2001), as pontes em laje não contêm vigas em sua seção transversal, podendo ter sistema estrutural simplesmente apoiado ou contínuo. Como vantagens, pode-se citar a pequena altura de construção, a boa resistência à torção e a rapidez de execução, além de boa relação estética. Podendo ser moldadas no local, as pontes em laje apresentam detalhes de formas e de armaduras e concretagem bastante simples. Além disso, podem ser feitas através da utilização de elementos pré-moldados.

Figura 4. Ponte em laje – vista e seção transversal

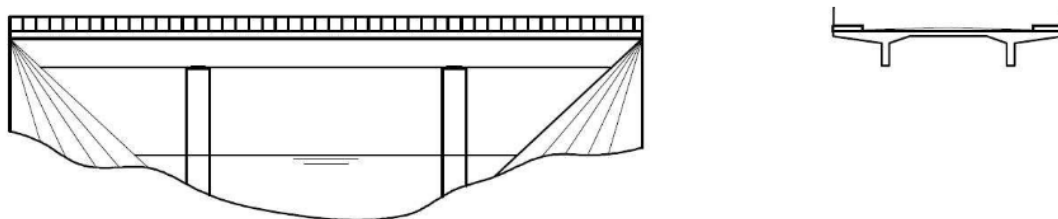


Fonte: Felipe Filho (2008).

2.2.2 Pontes em viga de alma cheia

Neste caso, há presença de vigamentos na superestrutura da ponte com a função de suportar o tabuleiro. Denominam-se as vigas principais de longarinas e as vigas secundárias de transversinas, as quais são introduzidas para aumentar a rigidez do conjunto.

Figura 5. Ponte em viga de alma cheia – vista e seção transversal

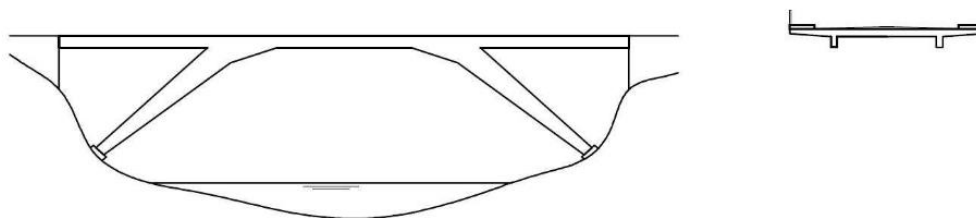


Fonte: Felipe Filho (2008).

2.2.3 Pontes em quadro rígido

Segundo Mattos (2001), neste tipo estrutural de ponte, a superestrutura e a mesoestrutura estão monoliticamente ligadas. Utiliza-se esta solução quando há pilares esbeltos onde existe a necessidade da redução do comprimento de flambagem, uma vez que o pilar bi-engastado apresenta menor comprimento de flambagem. Também é indicada quando se deseja ter manutenção mínima devido à inexistência de articulações e aparelhos de apoio.

Figura 6. Ponte em quadro rígido – vista e seção transversal



Fonte: Felipe Filho (2008).

2.2.4 Pontes em arco

Mattos (2001) diz que “as estruturas em arco permitem o uso do concreto armado convencional em pontes com grandes vãos com pequeno consumo de material”. Procura-se projetar o eixo do arco coincidindo com a linha de pressões devidas à carga permanente, aproveitando dessa forma a boa resistência à compressão do concreto. As estruturas em arco podem ser projetadas de três formas diferentes, como se pode observar na Figura 8.

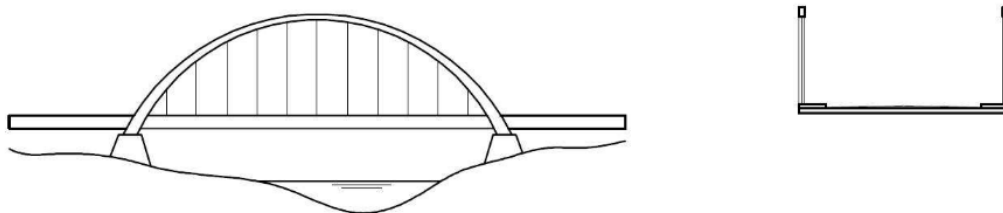
→ Ponte em arco com tabuleiro superior: arco sustentado por montantes, sendo normalmente utilizada para grandes vãos;

→ Ponte em arco com tabuleiro inferior: arco sustentado por tirantes ou pendurais, sendo normalmente utilizada para pequenos vãos;

→ Sistema misto com arco intermediário: arco sustentado lateralmente por montantes e, no centro, por pendurais ou tirantes, sendo menos utilizadas uma vez que a interseção do arco com o tabuleiro representa problemas construtivos, segundo Mason (1977 apud Mattos, 2001).

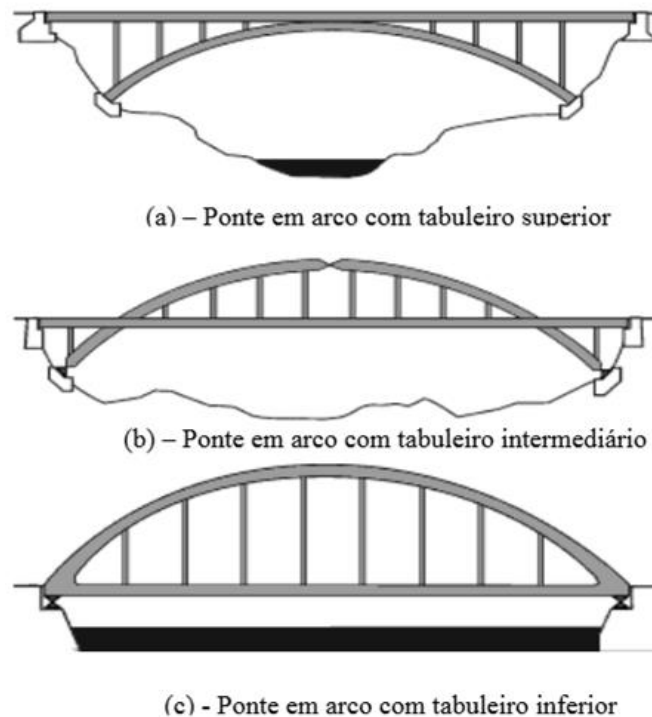
Segundo Mattos (2001), ocorrem grandes esforços horizontais na base do arco nas estruturas com arcos inferior e intermediário, sendo necessário um excelente terreno de fundação.

Figura 7. Ponte em arco – vista e seção transversal



Fonte: Felipe Filho (2008).

Figura 8. Esquemas de ponte em arco

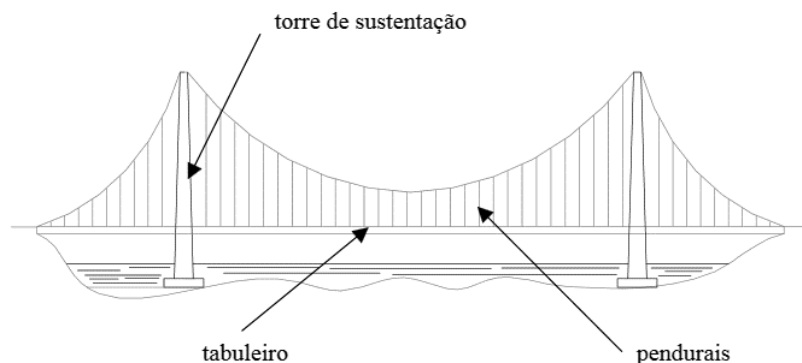


Fonte: Mattos (2001).

2.2.5 Pontes pênses

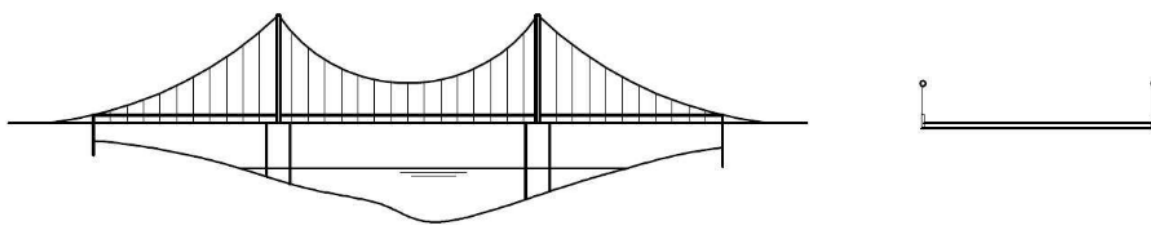
Este tipo estrutural de ponte é composto por tabuleiro sustentado por vários cabos metálicos, que funcionam como tirantes conectados a dois cabos maiores que se ligam às torres de sustentação. Mattos (2001) diz que se deve projetar o tabuleiro com grande rigidez à torção, uma vez que, quando a ponte está sujeita a grandes cargas de vento, ela apresenta movimentos do tabuleiro que podem tornar o tráfego desconfortável e até perigoso caso a ponte entre em ressonância. Quando ocorre este fenômeno, a frequência das cargas de vento torna-se igual à frequência natural de vibração da ponte, podendo levá-la à ruptura.

Figura 9. Elementos constituintes de ponte pênsil



Fonte: Mattos (2001).

Figura 10. Ponte pênsil – vista e seção transversal

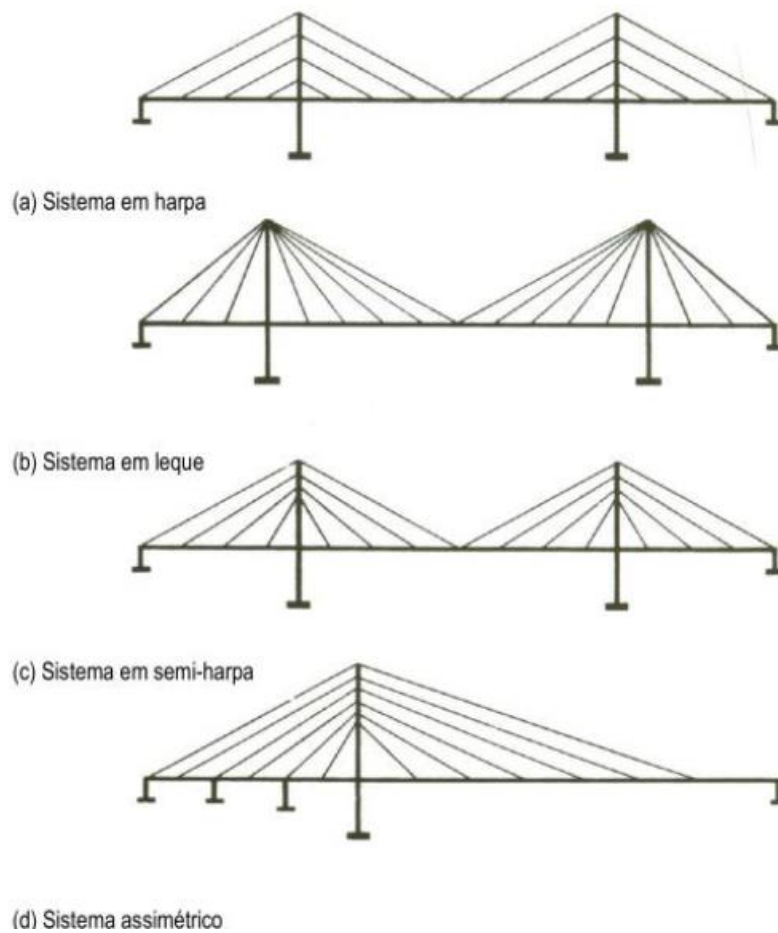


Fonte: Felipe Filho (2008).

2.2.6 Pontes estaiadas

Mattos (2001) afirma que o sistema estrutural consiste de um vigamento de grande rigidez à torção que se apoia nos encontros e nas torres de ancoragem, ligados por um sistema de cabos retos esticados, denominados estais, até uma ou duas torres de ancoragem. Com relação às pontes pênsis, as pontes estaiadas possuem pendurais mais rígidos, menor rigidez à flexão das vigas, maior eficiência com relação à carga móvel, não apresentam instabilidade aerodinâmica, seu tabuleiro pode ser de concreto armado ou protendido e apresentam menores flechas. De todos os tipos estruturais, as pontes estaiadas e pênsis são aquelas que possibilitam os maiores vãos.

Figura 11. Ponte estaiada – disposição dos estais



Fonte: Walther et al (1985 apud Cláudio, 2010).

2.2.7 Pontes em vigas de concreto pré-moldado

Segundo Pinho (2011), a construção de pontes em vigas pré-moldadas de concreto para tabuleiro de pontes rodoviárias teve início na década de 30 do século XX, tendo grande desenvolvimento a partir da década de 50, devido ao avanço da tecnologia da protensão e desenvolvimento dos sistemas de transporte e montagem das estruturas.

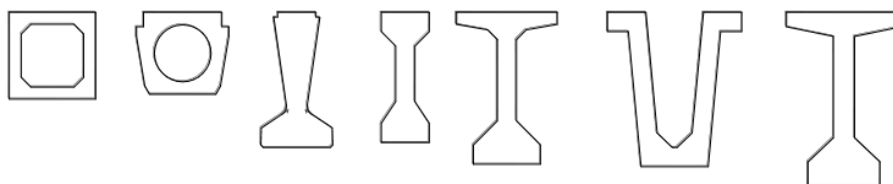
Figura 12. Primeira Ponte do Galeão – Rio de Janeiro 1948



Fonte: Mondorf (2006 apud Pinho, 2011).

El Debs (2000) diz que peças pré-moldadas são utilizadas principalmente na superestrutura de pontes de pequenos vãos, que normalmente são vigas simplesmente apoiadas na direção longitudinal da ponte. Pinho (2011) afirma que o tipo de seção transversal adotado nas vigas pré-moldadas depende de diversos fatores, como o tipo de protensão (pré ou pós-tensão), os equipamentos a serem utilizados para o transporte e movimentação, o local da execução (fábrica ou canteiro), o sistema de execução da laje, etc. Para vãos a partir de 15 metros, e principalmente para vigas executadas no canteiro, as seções em “I” são as mais utilizadas.

Figura 13. Tipos de seção transversal de vigas pré-moldadas para tabuleiro de ponte

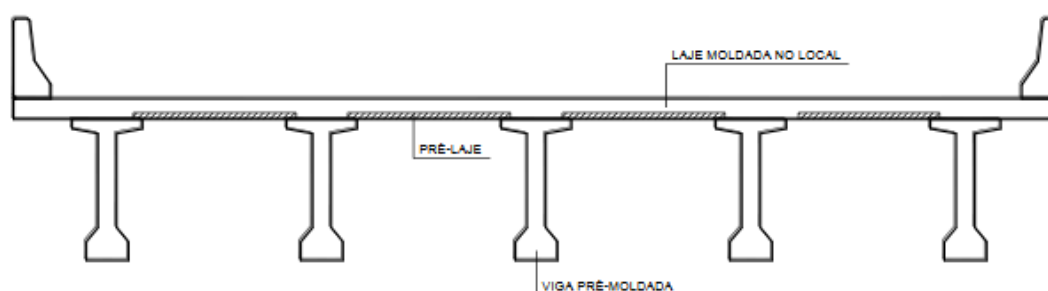


Fonte: Pinho (2011).

Pinho (2011) diz que o processo construtivo normalmente utilizado consiste na colocação das vigas pré-moldadas protendidas sobre os apoios com o uso de treliças de lançamento ou guindastes. Em seguida, normalmente, utilizam-se lajes pré-moldadas de pequena espessura, mais conhecidas como pré-lajes, apoiadas nas mesas das vigas a fim de se evitar o uso de formas. Essas pré-lajes podem funcionar como parte da seção

resistente da laje, caso haja incorporação da armadura transversal inferior. A Figura 14 ilustra uma seção transversal típica de ponte rodoviária com vigas pré-moldadas e laje moldada no local. A ligação transversal entre as vigas pré-moldadas (longarinas) é feita por intermédio da laje e de transversinas.

Figura 14. Seção transversal de ponte com vigas pré-moldadas



Fonte: Pinho (2011).

Segundo Pinho (2011), a construção de vigas de pontes pode ser feita através de vigas pré-moldadas inteiras ou segmentos denominados aduelas. Utilizam-se vigas pré-moldadas inteiras para vãos de até 40 m devido à limitação dos equipamentos de transporte e movimentação. A utilização de aduelas se mostra mais economicamente viável para pontes de grandes vãos devido ao elevado custo dos equipamentos utilizados para movimentação das aduelas.

2.3 Materiais usuais utilizados em pontes

2.3.1 Concreto

Segundo Pinheiro (2004), concreto é um material de construção oriundo da mistura, em proporção adequada, de: aglomerantes, agregados e água. Aglomerantes possuem a função de unir materiais e, no caso do concreto, utiliza-se cimento Portland, que reage com a água e endurece com o tempo, unindo os agregados, que podem ser considerados grãos ou miúdos dependendo de seu tamanho. Geralmente, utiliza-se água, cimento Portland, areia e brita para compor o concreto simples.

O concreto apresenta a proporcionalidade até certo ponto entre tensões e deformações e a tangente desse gráfico denomina-se módulo de elasticidade. Este valor para o concreto é estimado através da NBR 6118:2014, cujo título é “Projeto de

estruturas de concreto — Procedimento”, a qual afirma que se pode adotar um módulo de elasticidade único, à tração e à compressão, igual ao módulo de elasticidade secante (E_{cs}) na avaliação do comportamento de elementos estruturais e, na avaliação do comportamento global da estrutura e para o cálculo das perdas de protensão, pode-se utilizar em projeto o módulo de deformação tangente inicial (E_{ci}). Calculam-se estes valores da seguinte forma:

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (1)$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (2)$$

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \text{ para } f_{ck} \text{ de } 20 \text{ MPa a } 50 \text{ MPa} \quad (3)$$

Sendo:

$\alpha_E = 1,2$ para basalto e diabásio;

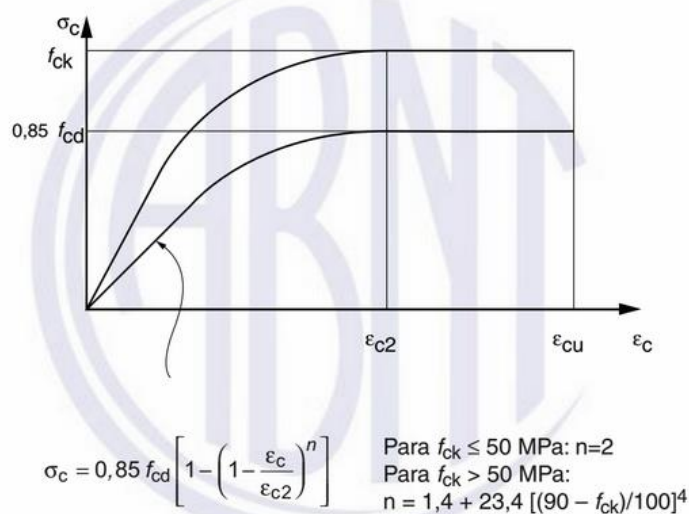
$\alpha_E = 1,0$ para granito e gnaisse;

$\alpha_E = 0,9$ para calcário;

$\alpha_E = 0,7$ para arenito.

Os valores de E_{ci} e E_{cs} são calculados em MPa e f_{ck} representa a resistência característica à compressão do concreto.

Figura 15. Diagrama tensão-deformação idealizado para o concreto à compressão

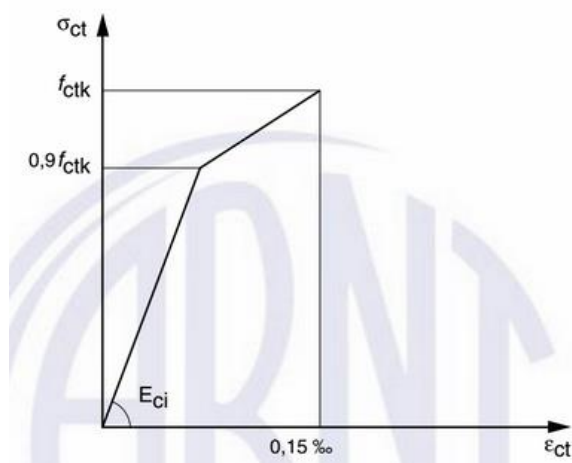


Segundo a NBR 6118:2014, a deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico (ϵ_{c2}) é igual a 2,0‰ e a deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura (ϵ_{cu}) é igual a $\epsilon_{cu} = 3,5\%$, considerando-se concretos de classes até C50, ou seja, com f_{ck} igual a 50 MPa.

Apesar de sua elevada resistência à compressão, o concreto apresenta baixa resistência à tração, cerca de 10% de sua resistência à compressão, podendo influenciar na fissuração deste material. Segundo a NBR 6118:2014, a resistência média do concreto à tração pode ser calculada da seguinte forma:

$$f_{ctm} = 0,3f_{ck}^{2/3} \quad (4)$$

Figura 16. Diagrama tensão-deformação bilinear de tração



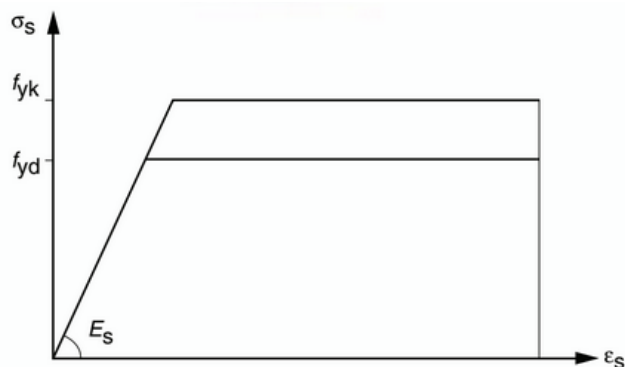
Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

2.3.2 Aço CA-50

O aço CA-50 é utilizado em estruturas de concreto armado e apresenta valor de tensão de escoamento igual a 500 MPa. O escoamento de um material refere-se ao patamar representado no diagrama tensão-deformação no qual, para um mesmo valor de tensão, a deformação continua a aumentar de forma que a área seção transversal do material diminua, ocorrendo o estrangulamento dessa seção. Materiais que apresentem escoamento antes de romperem podem ser considerados como dúcteis, uma vez que seja perceptível o estrangulamento da seção transversal quando tiverem próximo de romper. Já materiais frágeis não apresentam escoamento e rompem de forma brusca a partir de uma primeira fissura, como concreto.

O CA-50 é considerado armadura passiva, pois não é previamente alongado, fazendo com que não existam forças de protensão. Considera-se módulo de elasticidade desse material equivalente a 210 GPa.

Figura 17. Diagrama tensão-deformação para aços de armadura passiva

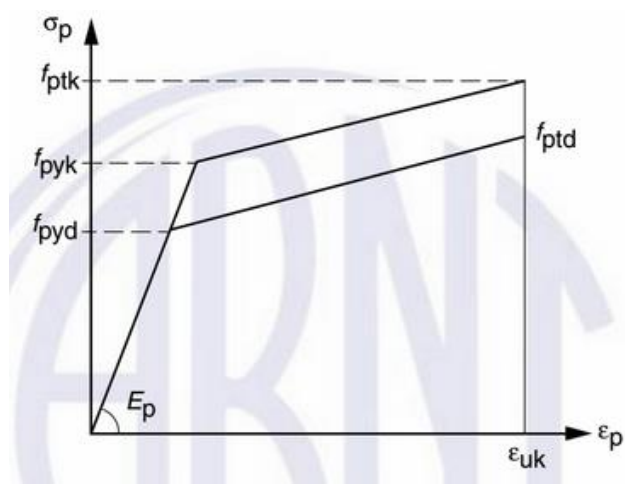


Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

2.3.3 Aço de alta resistência CP-190RB

O aço de alta resistência é considerado como armadura ativa pois aplica-se pré-alongamento inicial, produzindo forças de protensão no elemento estrutural. Este tipo de aço apresenta elevada resistência à tração e módulo de elasticidade equivalente a 200 GPa.

Figura 18. Diagrama tensão-deformação para aços de armadura ativa



Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

Segundo a NBR 7197:1989 cujo título é “Projeto de estruturas de concreto protendido”, as resistências de cálculo do aço das armaduras protendidas são dadas por:

$$\rightarrow \text{Escoamento (convencional): } f_{pyd} = \frac{f_{pyk}}{\gamma_s} \quad (5)$$

$$\rightarrow \text{Ruptura à tração: } f_{ptd} = \frac{f_{ptk}}{\gamma_s} \quad (6)$$

Sendo $\gamma_s = 1,15$ salvo prescrições especiais de normas peculiares à construção considerada.

2.4 Concreto estrutural

2.4.1 Concreto simples

Segundo Pinheiro (2004), como material estrutural, o concreto apresenta diversas vantagens em relação a outros materiais, como a facilidade de moldagem, possibilitando variedades de formas e concepções arquitetônicas, além de uma alta resistência à compressão, monoliticidade das estruturas, baixo custo dos materiais e de mão-de-obra, pois em geral não exige profissionais com elevado nível de qualificação, processos construtivos conhecidos e bem difundidos em quase todo o país, facilidade e rapidez de execução, principalmente se forem utilizadas peças pré-moldadas, e boa durabilidade, com gastos de manutenção reduzidos, desde que a estrutura seja bem projetada e adequadamente construída.

O concreto apresenta algumas restrições, que precisam ser analisadas, como sua baixa resistência à tração e fragilidade, pois, por não se tratar de um material dúctil, pode se romper bruscamente, além de fissuração e peso próprio elevado.

2.4.2 Concreto armado

Concreto armado pode ser definido como o material composto por concreto e aço que apresenta como principal objetivo a união da alta resistência à compressão do concreto com a elevada resistência à tração do aço, uma vez que esta propriedade do concreto é considerada baixa, cerca de 10% do valor da resistência à compressão.

O concreto simples é formado por cimento, areia, água e brita, sendo um dos materiais mais utilizados na construção civil, e o aço é considerado liga metálica composta por ferro e carbono que apresenta valores elevados de resistência à tração e

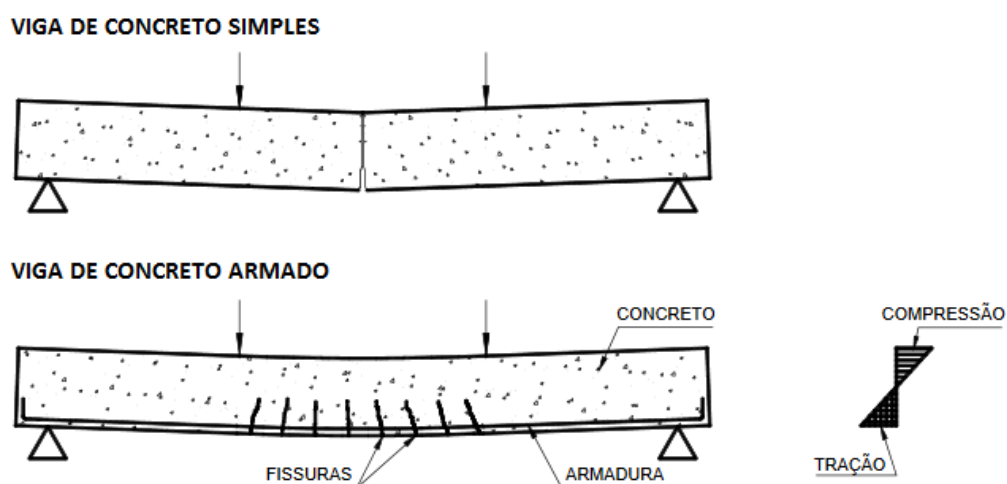
compressão. A função principal das armaduras é absorver as tensões de tração e cisalhamento e aumentar a capacidade resistente das partes comprimidas.

A NBR 6118:2014 afirma que o comportamento estrutural dos elementos de concreto armado depende da aderência entre seus materiais constituintes. A aderência é uma propriedade fundamental para que o concreto e a armadura trabalhem de maneira conjunta como se fossem um só material, fazendo com que os esforços sejam transmitidos de um para o outro sem que haja escorregamento entre eles.

Segundo Bastos (2006), no concreto armado, considera-se a armadura como passiva conforme classificação entre armadura ativa e passiva proposta pela NBR 6118:2014, indicando que não há pré-alongamento inicial na armadura uma vez que esta não é destinada à protensão, isto é, as tensões e deformações nela aplicadas são causadas exclusivamente pelo carregamento aplicado nas peças onde está inserida.

A seguir, pode-se observar a diferença entre o comportamento de uma viga feita de concreto simples e outra de concreto armado. Na primeira, é possível que ocorra o rompimento brusco da viga a partir da primeira fissura, quando a tensão de tração solicitante for superior à tensão resistente do concreto. Já na segunda viga, a qual é feita de concreto armado, com armaduras posicionadas corretamente na região tracionada, é provável que não ocorra o rompimento da viga quando a tensão de tração solicitante superar a tensão resistente à tração do concreto devido à elevada resistência à tração do aço e devido à aderência entre os materiais constituintes que faz com que eles trabalhem como se fossem apenas um material homogêneo.

Figura 19. Diferença entre o comportamento de concreto simples e de concreto armado

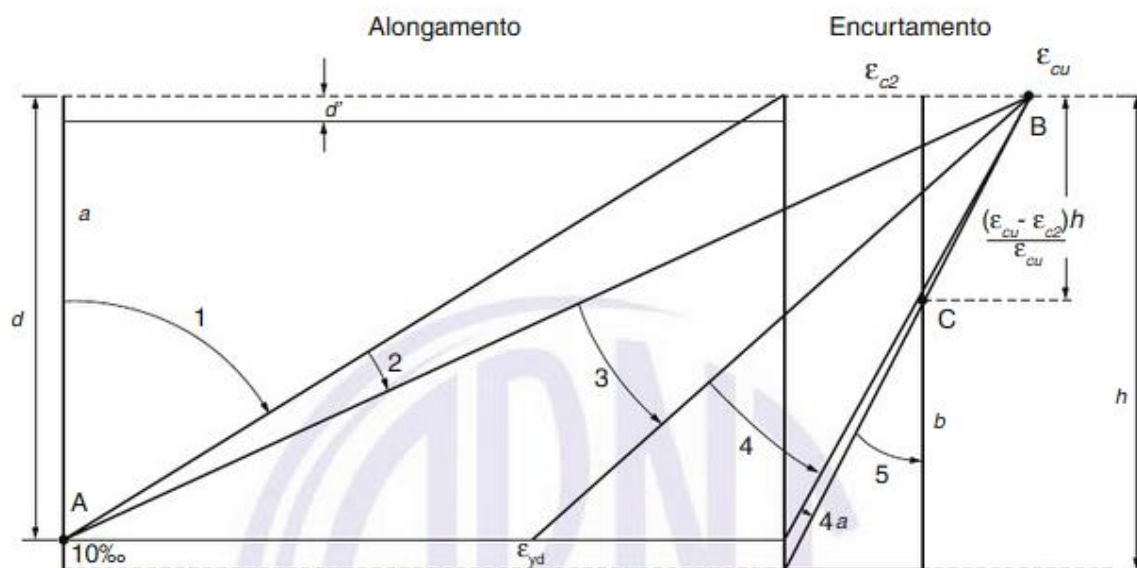


Fonte: Bastos (2006).

Segundo Bastos (2006), as principais vantagens do concreto armado são: economia, durabilidade, adaptabilidade, rapidez de construção, impermeabilidade, segurança contra o fogo e resistência ao choque e vibrações. As principais desvantagens são: peso próprio elevado, transmissão de calor e som, necessidade de controle de fissuração e dificuldade em reformas.

Uma vez que o concreto armado apresenta a propriedade de aderência entre seus materiais constituintes, as deformações devem ser iguais em ambos os materiais, inviabilizando, dessa forma, a utilização de aços de altas resistências, uma vez que eles apresentam deformação de escoamento da ordem de 10‰. Caso este tipo de aço fosse utilizado, estaria sendo subaproveitado, uma vez que, quando o concreto atingisse o Estado Limite Último, o aço nem teria atingido ainda o ponto de escoamento. Devido a isso, geralmente, se utilizam aços com uma resistência não muito alta, como o CA-50, que possui tensão de escoamento equivalente a 500 MPa e deformação de escoamento igual a 2,07‰. Nesse caso, o aço será aproveitado ao máximo, pois atingirá o ponto de escoamento antes que o concreto atinja o Estado Limite Último, que ocorre quando o concreto se rompe com deformação de 3,5‰.

Figura 20. Estados limites últimos de uma seção transversal



Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

2.4.3 Concreto protendido

Segundo a NBR 6118:2014, nos elementos de concreto protendido, parte das armaduras é previamente alongada por equipamentos especiais de protensão, fazendo com que sejam consideradas ativas, o que geraria uma tensão de compressão na região do elemento que, futuramente, terá esforços atuantes de tração, objetivando, em condições de serviço, impedir ou limitar a fissuração, além de proporcionar o melhor aproveitamento de aços de alta resistência no Estado Limite Último.

A NBR 6118:2014 classifica a protensão de acordo com a aderência:

→ Protensão com aderência inicial: o pré-alongamento da armadura ativa é feito utilizando-se apoios independentes do elemento estrutural, antes do lançamento do concreto, sendo a ligação da armadura de protensão com os referidos apoios desfeita após o endurecimento do concreto, fazendo com que a ancoragem no concreto aconteça somente por aderência;

→ Protensão com aderência posterior: o pré-alongamento da armadura ativa é realizado após o endurecimento do concreto, sendo utilizadas partes do próprio elemento estrutural como apoios, criando posteriormente aderência com o concreto, de modo permanente, através da injeção das bainhas;

→ Protensão sem aderência: o pré-alongamento é feito da mesma forma da protensão com aderência posterior, entretanto, não há aderência com o concreto através de injeção das bainhas, ficando a armadura ligada ao concreto apenas em pontos localizados.

Segundo a NBR 7197:1989, os tipos de protensão são relacionados ao Estado Limite de Serviço (ELS), mais precisamente à fissuração:

→ Protensão completa: respeita-se o estado limite de descompressão para combinações frequentes e o estado limite de formação de fissuras para combinações raras de ações.

→ Protensão limitada: respeita-se o estado limite de descompressão para combinações quase permanentes, ou seja, a peça deve estar completamente comprimida, não apresentando tensões de tração. Respeita-se também o estado limite de formação de fissuras para combinações frequentes, no qual o valor limite para a tensão de tração é igual a $1,5 f_{ctk}$ para seções retangulares e $1,2 f_{ctk}$ para seções T ou duplo T.

→ Protensão parcial: respeita-se o estado limite de descompressão para combinações quase permanentes e o estado limite de abertura de fissuras para combinações frequentes de ações, com $w_k \leq 0,2$ mm.

Tabela 1. Escolha do tipo de protensão

Nível de agressividade do ambiente	Exigências mínimas quanto ao tipo de protensão
muito agressivo	protensão completa
pouco agressivo	protensão limitada
não agressivo	protensão parcial

Fonte: ABNT NBR 7197:1989.

A escolha do tipo de protensão é realizada conforme a tabela acima retirada da NBR 7197:1989 e, caso faltem informações mais precisas sobre a agressividade do meio ambiente, pode-se utilizar a seguinte classificação:

→ Não agressivo: interior de edifícios nos quais uma alta umidade relativa pode ocorrer apenas em poucos dias no ano e em estruturas protegidas adequadamente;

→ Pouco agressivo: interior de edifícios nos quais uma alta umidade relativa pode ocorrer durante longos períodos do ano e em casos nos quais o concreto protendido fica em exposição prolongada a intempéries ou alto teor de umidade, como nas pontes em geral;

→ Muito agressivo: casos nos quais há contato com gases ou líquidos agressivos, solo ou ambiente marinho.

Os aços utilizados para a protensão são encontrados como:

→ Fios treilados em rolos ou bobinas, com diâmetro de 3 a 8 mm;

→ Cordoalhas, as quais são fios enrolados em forma de hélice;

→ Barras de aço-liga de alta resistência, com diâmetros superiores a 12 mm.

Quanto à modalidade de tratamento:

→ Aços de relaxação normal (RN): são retificados por tratamento térmico, com alívio de tensões internas de trefilção, apresentando uma melhora na linearidade

do diagrama tensão-deformação. A relaxação é provocada após a protensão.

→ Aços de relaxação baixa (RB): nos quais a relaxação é provocada através de um treinamento termomecânico, melhorando as características elásticas do material e apresentando perdas de tensão menor que os aços de relaxação normal (RN).

2.5 Protensão do tipo pré-tração

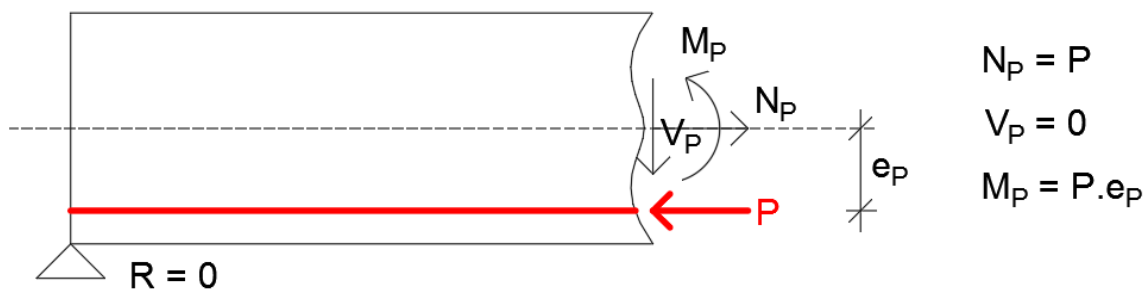
Também conhecida como protensão com aderência inicial, a protensão do tipo pré-tração consiste em tracionar a armadura ativa após posicioná-la na pista de protensão e ancorá-la em blocos de ancoragem. Em seguida, coloca-se armadura passiva e concreto. Após a cura do concreto, retiram-se equipamentos e formas que mantinham a armadura tracionada, transferindo a carga de protensão ao concreto, comprimindo-o por aderência. Esse sistema é bastante utilizado em peças de concreto pré-moldado protendido.

Segundo a NBR 6118:2014, deve-se calcular o valor da força de protensão considerando a força inicial e as perdas. Os esforços solicitantes gerados pela protensão podem ser calculados a partir do valor de sua força e da excentricidade do cabo na seção transversal do elemento estrutural.

Para a determinação das tensões normais na seção transversal do elemento a ser analisado, adotam-se algumas hipóteses, tais como a consideração de que o material é homogêneo e de que a Lei de Hooke e a superposição de efeitos são válidas. Além disso, considera-se a seção plana após pequenas deformações.

Considerando-se uma força de protensão constante de valor equivalente a P . Os esforços provenientes são calculados conforme está ilustrado na Figura 21.

Figura 21. Esforços provenientes da força de protensão



Fonte: Elaborada pela autora.

As tensões normais máximas na seção transversal de um elemento estrutural como as vigas, por exemplo, ocorrem nas extremidades inferior e superior de sua seção transversal dadas por:

$$\sigma_{\text{superior}} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \quad (7)$$

$$\sigma_{\text{inferior}} = \frac{N}{A} - \frac{M}{W} \quad (8)$$

2.6 Estados Limites

A NBR 8681:2003 cujo título é “Ações e segurança nas estruturas – Procedimento” fixa requisitos exigíveis para verificação da segurança das estruturas da construção civil e estabelece definições e critérios relacionados à quantificação de ações e resistências a serem consideradas no projeto estrutural.

As estruturas são projetadas de maneira que sejam respeitados os seus estados limites, uma vez que, se esses valores forem atingidos, as estruturas passam a apresentar desempenho inadequado às finalidades da construção. Para análise estrutural, consideram-se os seguintes estados limites:

→ Estados limites últimos: apenas por sua ocorrência, pode-se determinar a paralisação do uso da construção total ou parcialmente;

→ Estados limites de serviço: por sua ocorrência, repetição ou duração, pode-se comprometer a durabilidade da estrutura.

Para análise de uma estrutura em relação a seus estados limites, utilizam-se combinações que utilizam fatores de ponderação para ações permanentes e variáveis, considerando-se a probabilidade de ocorrência das ações simultaneamente.

2.6.1 Estados Limites de Serviço (ELS)

Segundo a NBR 8681:2003, no período de vida da estrutura, usualmente são considerados estados limites de serviço que possam comprometer o aspecto estético ou a durabilidade da estrutura ou que afetem a utilização normal da construção, os quais são caracterizados por:

→ Danos ligeiros ou localizados;

→ Deformações excessivas;

→ Vibração excessiva ou desconfortável.

Segundo a NBR 7197:1989 cujo título é “Projeto de estruturas de concreto protendido”, a verificação da segurança das estruturas de concreto protendido para os estados limites de serviço deve considerar os estados correspondentes aos riscos de fissuração e de deformações excessivas, os quais são definidos a seguir:

→ Estado limite de descompressão: a tensão normal é nula em um ou mais pontos da seção transversal, inexistindo tração no restante da seção;

→ Estado limite de formação de fissuras: inicia-se a formação de fissuras;

→ Estado limite de abertura das fissuras: as fissuras se apresentam com aberturas características de valores especificados;

→ Estado limite de deformações excessivas: as deformações atingem os limites estabelecidos para utilização normal da construção;

→ Estado limite de compressão excessiva: a tensão de compressão na seção transversal das peças fletidas atingem o limite convencional de $0,7f_{ck}$.

Para que seja realizada a verificação da segurança das estruturas de concreto protendido para os estados limites de serviço, torna-se necessária a utilização das seguintes combinações de ações, onde os coeficientes são dados pela Tabela 2:

→ Combinações quase permanentes de serviço: podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura e todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{Qk}$.

$$F_d = \Sigma F_{G_{i,k}} + \Sigma \psi_{2j} F_{Q_{j,k}} \quad (9)$$

→ Combinações frequentes de serviço: se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura, com ação variável principal F_{Q1} igual a seu valor frequente $\psi_1 F_{Q1,k}$ e as demais ações variáveis iguais a seus valores quase-permanentes $\psi_2 F_{Qk}$.

$$F_d = \Sigma F_{G_{i,k}} + \psi_1 F_{Q1,k} + \Sigma \psi_{2j} F_{Q_{j,k}} \quad (10)$$

→ Combinações raras de serviço: combinações que podem atuar no máximo algumas horas durante o período de vida da estrutura, em que a ação variável principal F_{Q1} é utilizada com seu valor característico $F_{Q1,k}$ e as demais ações são usadas com seus valores frequentes $\psi_1 F_{Qk}$.

$$F_d = \Sigma F_{G_{i,k}} + F_{Q1,k} + \Sigma \psi_{1j} F_{Q_{j,k}} \quad (11)$$

Tabela 2. Fatores de combinação (ψ_0) e de redução (ψ_1 e ψ_2) para as ações variáveis

Ações	ψ_0	ψ_1	ψ_2 ^{3), 4)}
Cargas acidentais de edifícios			
Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ¹⁾	0,5	0,4	0,3
Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ²⁾	0,7	0,6	0,4
Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento			
Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura			
Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos			
Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
Pontes rodoviárias	0,7	0,5	0,3
Pontes ferroviárias não especializadas	0,8	0,7	0,5
Pontes ferroviárias especializadas	1,0	1,0	0,6
Vigas de rolamentos de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5
¹⁾ Edificações residenciais, de acesso restrito. ²⁾ Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público. ³⁾ Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para ψ_2 o valor zero. ⁴⁾ Para combinações excepcionais onde a ação principal for o fogo, o fator de redução ψ_2 pode ser reduzido, multiplicando-o por 0,7.			

Fonte: ABNT NBR 8681:2003.

2.6.2 Estados Limites Últimos (ELU)

Segundo a NBR 6118:2014, Estados Limites Últimos são estados limites relacionado ao colapso que determine a paralisação do uso da estrutura. Segundo a NBR 8681:2003, no projeto, consideram-se os estados limites últimos caracterizados por:

- Perda de equilíbrio, global ou parcial;
- Ruptura ou deformação plástica excessiva dos materiais;
- Transformação da estrutura, no todo ou em parte, em sistema hipostático;
- Instabilidade por deformação;
- Instabilidade dinâmica.

Para que seja realizada a verificação da segurança das estruturas de concreto protendido para os estados limites, torna-se necessária a utilização das seguintes combinações de ações: normais, especiais ou de construção e excepcionais.

As combinações últimas normais são representadas pela seguinte equação:

$$F_d = \sum \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q [F_{Q1,k} + \sum \psi_{0j} F_{Qj,k}] \quad (12)$$

Os coeficientes de ponderação γ_g das ações permanentes majoram os valores representativos das ações permanentes que provocam efeitos desfavoráveis e minoram os valores representativos daquelas que provocam efeitos favoráveis para a segurança da estrutura.

Tabela 3. Ações permanentes diretas consideradas separadamente

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

¹⁾ Por exemplo: paredes e fachadas pré-moldadas, gesso acartonado.
²⁾ Por exemplo: paredes de alvenaria e seus revestimentos, contrapisos.

Fonte: ABNT NBR 8681:2003.

Tabela 4. 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 permanentes.
²⁾ Edificações tipo 1 são aquelas onde as cargas acidentais superam 5 kN/m².
³⁾ Edificações tipo 2 são aquelas onde as cargas acidentais não superam 5 kN/m².

Fonte: ABNT NBR 8681:2003.

Os coeficientes de ponderação γ_q das ações variáveis majoram os valores das ações que provocam efeitos desfavoráveis para a segurança da estrutura. As ações favoráveis que provocam efeitos favoráveis não são consideradas nas combinações de ações, admitindo-se que sobre a estrutura atuem apenas as parcelas de ações variáveis que produzam efeitos desfavoráveis.

Tabela 5. Ações variáveis consideradas separadamente

Combinação	Tipo de ação	Coeficiente de ponderação
Normal	Ações truncadas ¹⁾	1,2
	Efeito de temperatura	1,2
	Ação do vento	1,4
	Ações variáveis em geral	1,5
Especial ou de construção	Ações truncadas ¹⁾	1,1
	Efeito de temperatura	1,0
	Ação do vento	1,2
	Ações variáveis em geral	1,3
Excepcional	Ações variáveis em geral	1,0
¹⁾ Ações truncadas são consideradas ações variáveis cuja distribuição de máximos é truncada por um dispositivo físico de modo que o valor dessa ação não pode superar o limite correspondente. O coeficiente de ponderação mostrado na tabela 4 se aplica a esse valor limite.		

Fonte: ABNT NBR 8681:2003.

Tabela 6. Ações variáveis consideradas conjuntamente

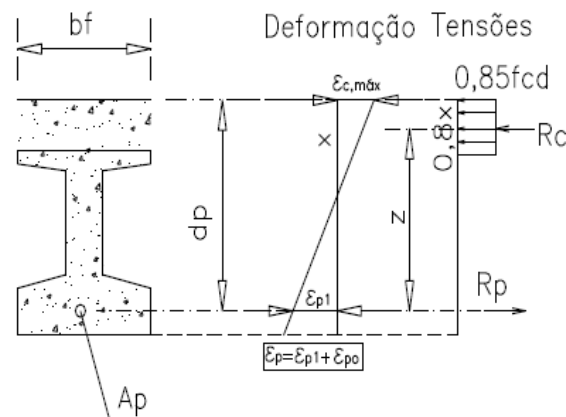
Combinação	Tipo de estrutura	Coeficiente de ponderação
Normal	Pontes e edificações tipo 1	1,5
	Edificações tipo 2	1,4
Especial ou de construção	Pontes e edificações tipo 1	1,3
	Edificações tipo 2	1,2
Excepcional	Estruturas em geral	1,0
¹⁾ Quando as ações variáveis forem consideradas conjuntamente, o coeficiente de ponderação mostrado na tabela 5 se aplica a todas as ações, devendo-se considerar também conjuntamente as ações permanentes diretas. Nesse caso permite-se considerar separadamente as ações indiretas como recalque de apoio e retração dos materiais conforme tabela 3 e o efeito de temperatura conforme tabela 4.		

Fonte: ABNT NBR 8681:2003.

2.6.2.1 Momento Fletor

Considerando que a viga está submetida a um momento fletor, utiliza-se o diagrama retangular simplificado de tensões no concreto para a análise no Estado Limite Último. A posição da linha neutra fica determinada pela solução de uma equação do 2º grau que estabelece o equilíbrio interno na seção, considerando que a viga se encontra no Domínio 2 ou 3, conforme está indicado nas equações a seguir. A segurança à ruína da viga estará garantida se a quantidade de armadura de protensão presente for maior que a quantidade necessária, caso isto não aconteça, será necessário adicionar armadura passiva à viga em análise.

Figura 22. Diagrama retangular simplificado de tensões no concreto



Fonte: Filgueira (2015).

$$Ax^2 + Bx + C = 0 \quad (13)$$

$$A = 0,272f_{cd}b_w \quad (14)$$

$$B = -0,68f_{cd}b_w d \quad (15)$$

$$C = M_u = M_d \quad (16)$$

$$x = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} \quad (17)$$

$$Kx = \frac{x}{d}; 0 \leq Kx \leq 0,63 \quad (18)$$

$$z = d - 0,4x \quad (19)$$

$$R_c = R_{p, nec} = \frac{M_d}{z} \quad (20)$$

$$A_{p, exist} = \frac{R_{p, exist}}{\sigma_{p(\infty)}} \quad (21)$$

$$\sigma_{p(\infty)} = \text{tensão no aço no ELU com perdas} \quad (22)$$

$$\varepsilon_{p(\infty)} = (1-P\%) \varepsilon_{p0} ; P\% = \text{perdas diferidas} \quad (23)$$

$$\varepsilon_{p0} = \frac{\sigma_{p0}}{E_p} = \frac{P_0}{A_{p,exist} E_p} \quad (24)$$

$$R_{p, exist} > R_{p, nec} \quad (25)$$

$$R_{p, exist} < R_{p, nec} ; \Delta R_p = R_{p, nec} - R_{p, exist} \quad (26)$$

$$\Delta A_s = \frac{\Delta R_p}{f_{yd}} \quad (27)$$

2.6.2.2 Esforço Cortante

A NBR 6118:2014 considera satisfatória a resistência ao esforço cortante do elemento estrutural quando ocorre, simultaneamente, as seguintes condições $V_{sd} \leq V_{Rd2}$ e $V_{sd} \leq V_{Rd3}$. No primeiro caso, verifica-se a força cortante resistente de cálculo relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto, já no segundo caso, verifica-se a força cortante resistente de cálculo, considerando que uma parte será absorvida pelo concreto e a outra será absorvida pela armadura transversal.

$$V_{Rd2} = 0,27 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd} b_w d \quad (28)$$

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (29)$$

$$\text{Concreto: } V_c = V_{c0} = 0,60 f_{ctd} b_w d \quad (30)$$

$$\text{Estribo: } V_{sw} = V_d - V_{c0} \quad (31)$$

$$\frac{A_s}{s} = \frac{V_{sw}}{0,9 d \cdot f_{ywd}} \quad (32)$$

2.7 Cargas móveis em pontes rodoviárias

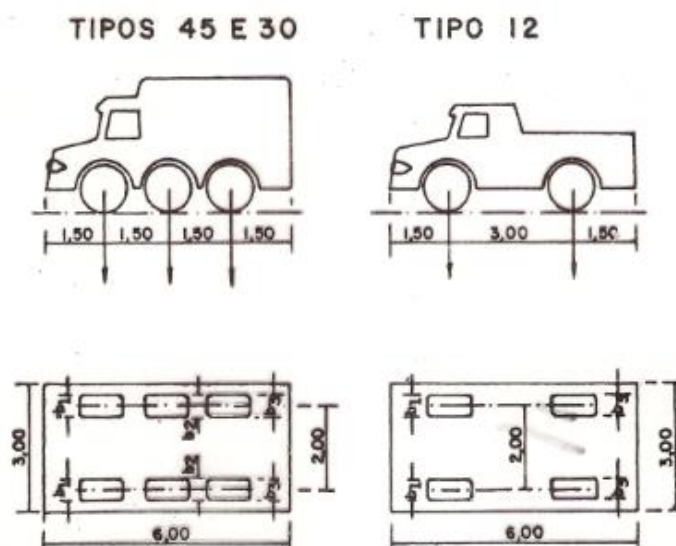
Conhecida também como trem-tipo, a carga móvel de uma ponte rodoviária é definida como sendo o sistema representativo de cargas provenientes do tráfego a que a estrutura está sujeita em serviço, considerando-se os valores característicos destes carregamentos. Segundo a NBR 7188:1984, as pontes são divididas em três classes a partir do veículo-tipo a ser considerado na estrutura, conforme a Tabela 7.

Tabela 7. Cargas dos veículos para cada tipo de classe de ponte

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

Fonte: ABNT NBR 7188:1984.

Figura 23. Dimensões de veículo-tipo em metros



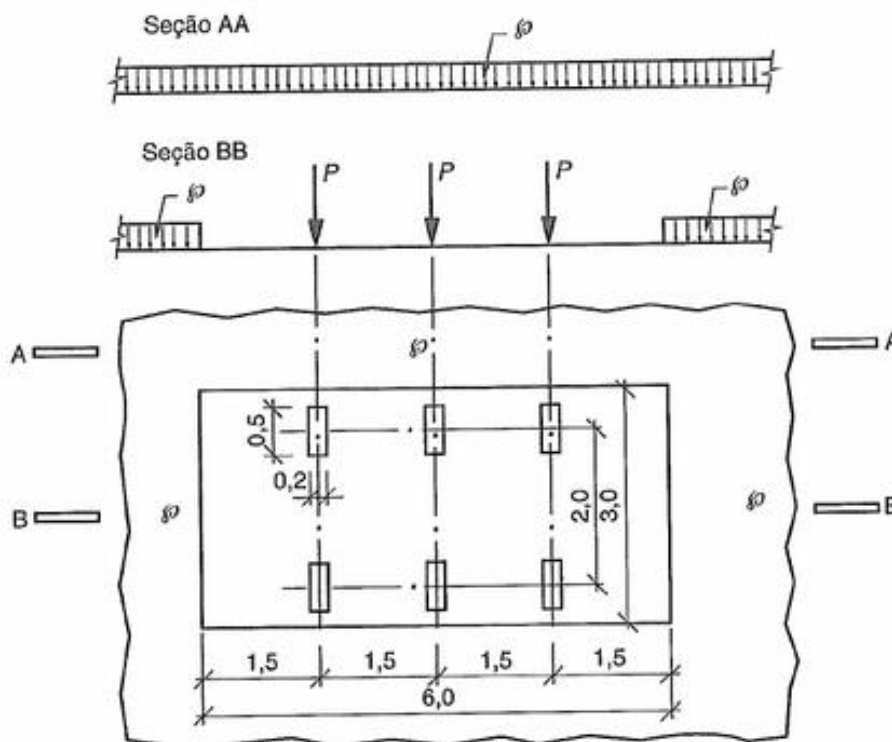
Fonte: ABNT NBR 7188:1984.

A NBR 7188:2013 diz que a carga móvel padrão rodoviária é a TB-45, a qual é definida por um veículo de 450 kN e seis rodas divididas em três eixos espaçadas de 1,5 m e com distância de 2 m entre as rodas do mesmo eixo.

As cargas concentradas P têm o valor de 75 kN e a carga distribuída p tem o valor de 5 kN/m². Para o estudo das vigas principais, utiliza-se a simplificação da carga móvel a fim de se homogeneizar o carregamento, fazendo com que a carga distribuída atue inclusive onde está localizado o veículo-tipo. Assim, para que o carregamento total na ponte não seja alterado, reduzem-se as cargas concentradas considerando o que foi acrescentado pela homogeneização. O trem tipo TB-45 simplificado apresenta carga

distribuída por toda a faixa de 5 kN/m^2 e uma carga concentrada de 60 kN em cada roda.

Figura 24. Disposição das cargas estáticas



Fonte: ABNT NBR 7188:2013.

Segundo a NBR 7188:2013, as cargas móveis verticais devem ser majoradas pelo o coeficiente de impacto vertical.

$$\text{CIV} = 1,35 \text{ para estruturas com vão menor do que } 10,0 \text{ m} \quad (33)$$

$$\text{CIV} = 1 + 1,06 \left(\frac{20}{L_{iv} + 50} \right) \quad (34)$$

2.8 Conceitos básicos da análise estrutural pelo Método dos Elementos Finitos

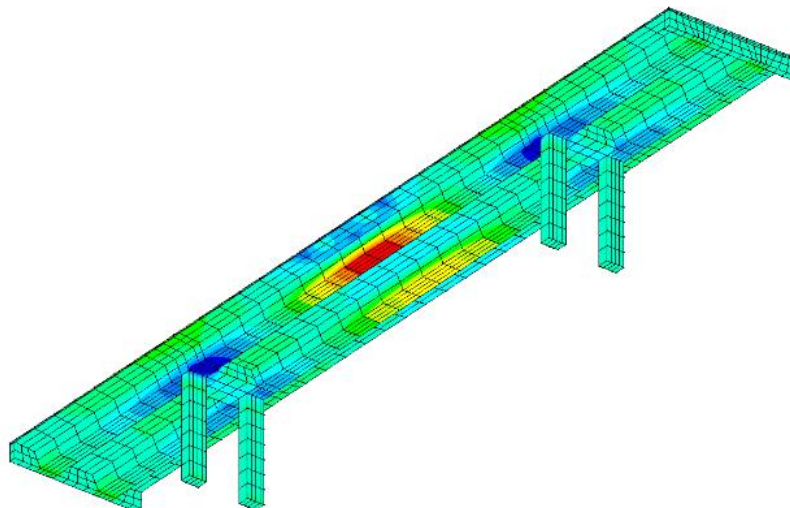
Segundo Alves (2004), são muito utilizados tabuleiros de vigas múltiplas de concreto protendido como superestrutura de ponte no Brasil uma vez que esta solução apresenta vantagens econômicas e construtivas. Para se fazer a análise estrutural deste tipo de obra, desenvolve-se primeiramente a análise da superestrutura separando-a dos demais elementos integrantes do conjunto estrutural: meso e infraestrutura. Esta análise pode ser feita por diversos métodos, sendo o Método dos Elementos Finitos (MEF) um

dos mais utilizados atualmente que pode abordar problemas extremamente complexos, tais como não-linearidade física e geométrica, condições de contorno intrincadas.

O MEF consiste na discretização de um meio contínuo em pequenos elementos descritos por equações diferenciais e resolvidos por modelos matemáticos, visando à determinação do estado de tensões e deformações em todos os pontos de uma estrutura com geometria arbitrária.

Segundo Azevedo (2003), devido à grande quantidade de cálculos a serem realizados neste método, o MEF torna-se mais útil através da utilização de *softwares*, tais como SAP 2000, ANSYS, ABAQUS, MIDAS CIVIL.

Figura 25. Estrutura modelada através do Método dos Elementos Finitos

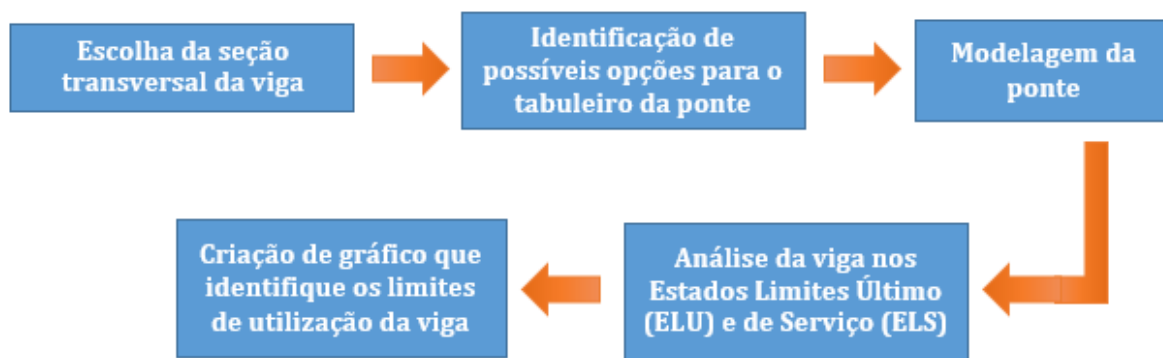


Fonte: Azevedo (2003).

3 METODOLOGIA

Neste trabalho será dada a continuidade ao Projeto de Graduação de Daniel Lucas Filgueira realizado em 2015, sob orientação do Prof. Dr. Joaquim Eduardo Mota, onde foi realizada a análise de uma viga pré-moldada de concreto com seção definida que seria utilizada para compor o tabuleiro de uma ponte rodoviária, verificando-se que a viga analisada seria eficiente para a faixa de vão de 10 m a 20 m. Objetiva-se analisar uma viga diferente que possa ser eficiente para vãos entre 20 m e 30 m e, para isso, serão seguidos os seguintes passos ilustrados no fluxograma a seguir.

Figura 26. Fluxograma

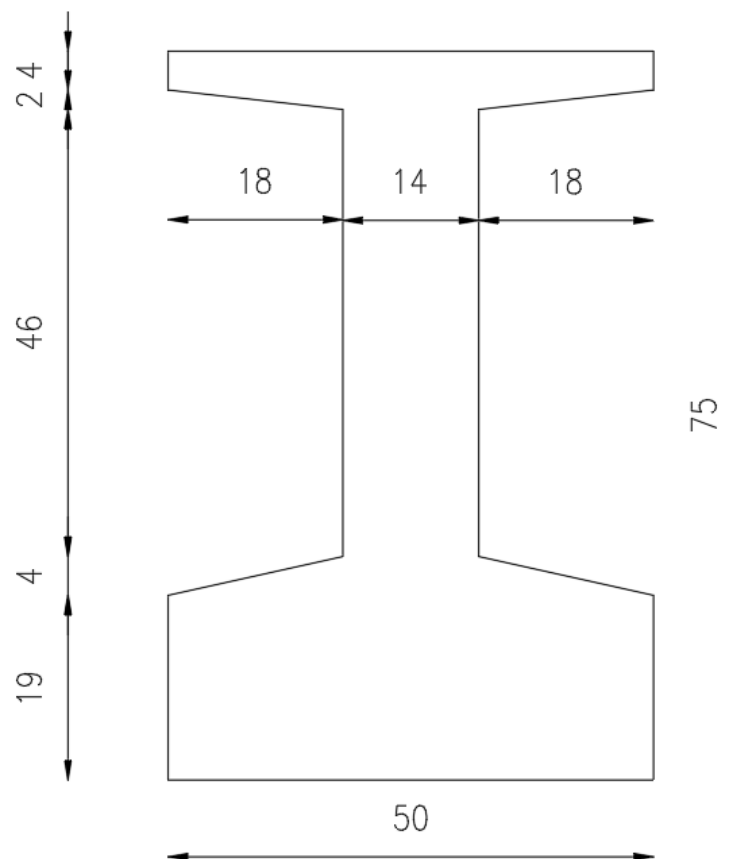


Fonte: Elaborada pela autora.

3.1 Escolha da seção transversal

A seção transversal da viga pré-moldada a ser analisada, a qual irá compor a superestrutura de uma ponte rodoviária, foi escolhida a partir da viga analisada no Projeto de Graduação de Daniel Lucas Filgueira, alterando-se apenas as dimensões referentes à altura da mesa e da alma da viga.

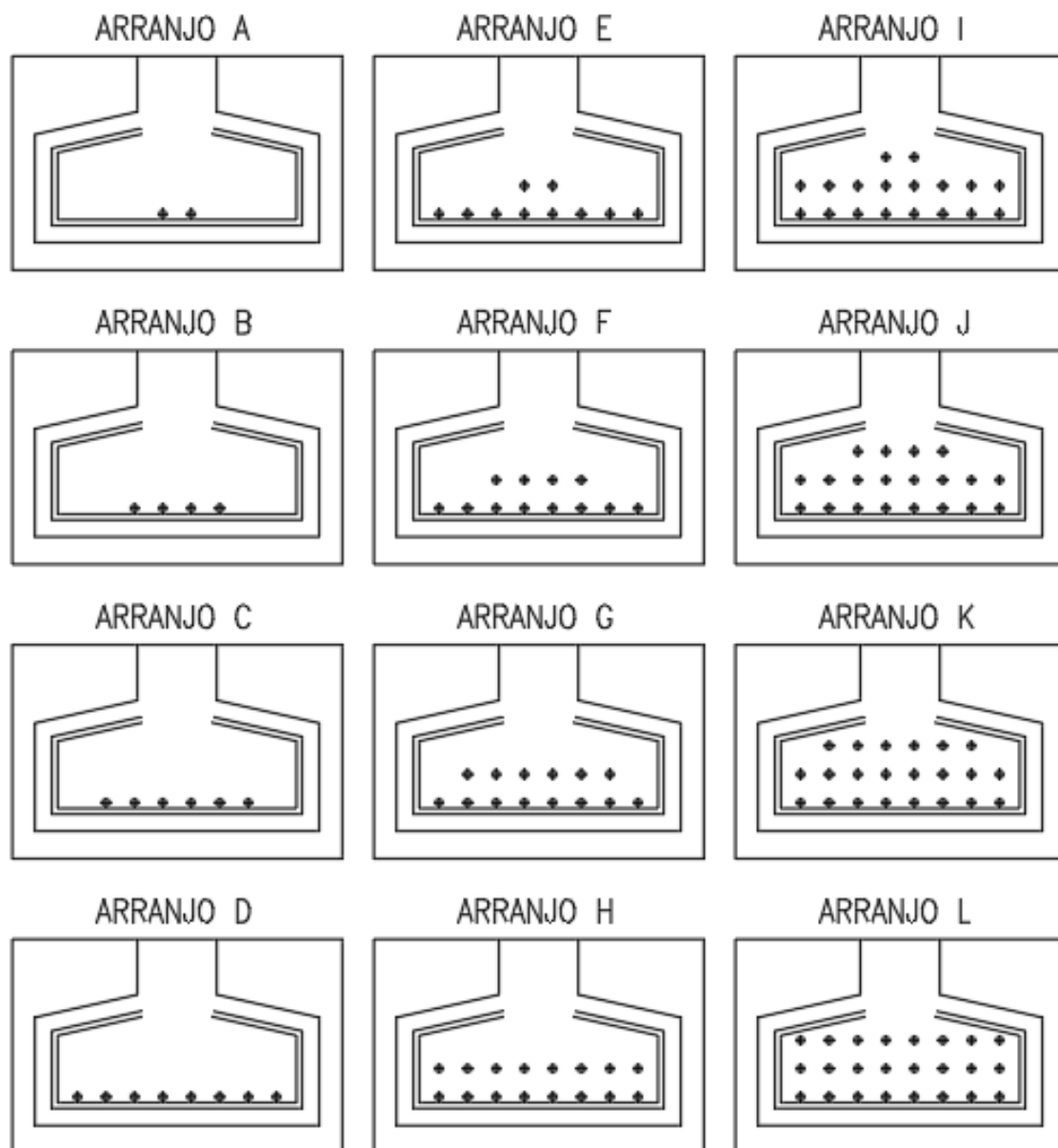
Figura 27. Seção transversal da viga (dimensões em centímetros)



Fonte: Elaborada pela autora.

Em seguida, verificou-se a quantidade máxima de cordoalhas comportadas geometricamente pela viga, admitindo-se cordoalhas de 12,7 mm. Seguindo orientações de espaçamento da NBR 6118:2014, a viga comporta, no máximo, 24 cordoalhas, considerando-se 3 níveis com 8 cordoalhas em cada um. Devido à possibilidade de diversas combinações de cordoalhas, adotaram-se 12 possíveis arranjos para realização da análise desta viga.

Figura 28. Arranjos a serem considerados na análise da viga

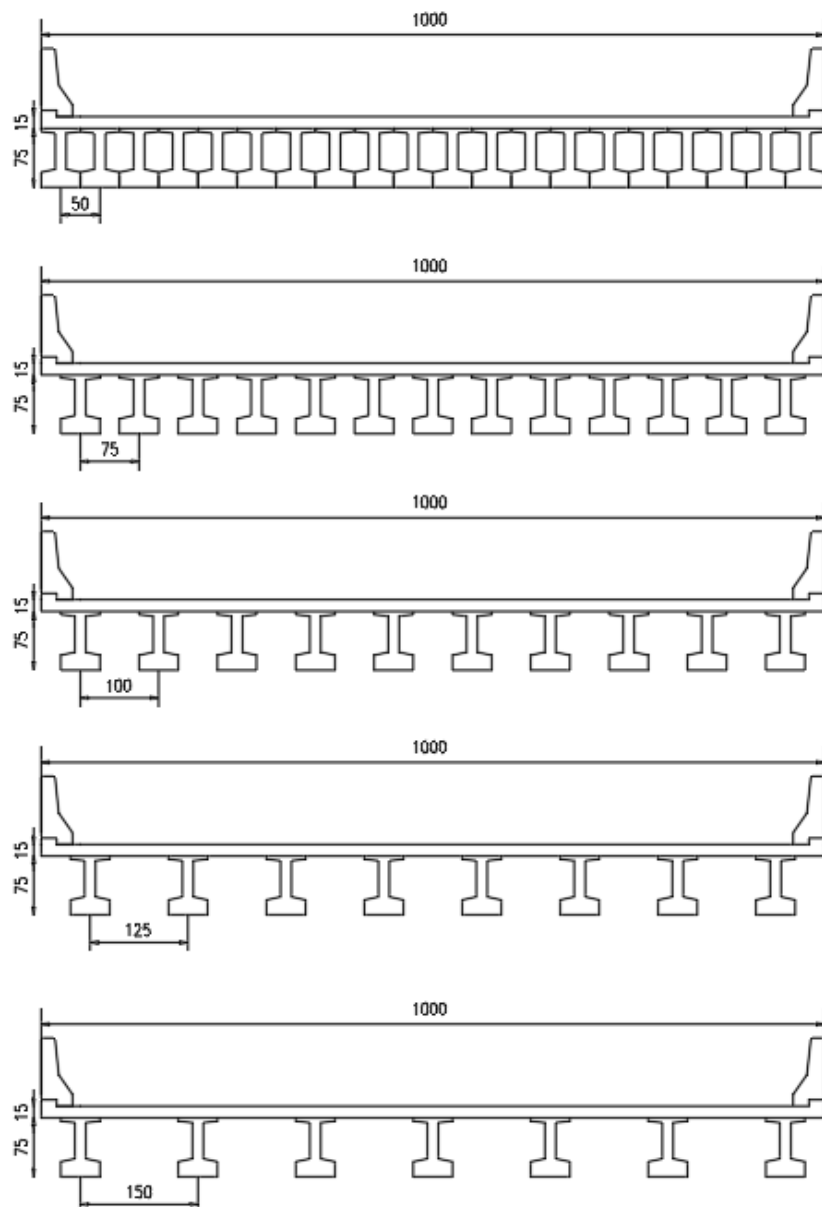


Fonte: Elaborada pela autora.

3.2 Opções de tabuleiro

Considerando-se uma largura de 10 m para o tabuleiro da ponte rodoviária, diferentes valores de entreixo foram adotados para a análise desta viga, conforme pode ser visto na Figura 29, os quais são: 0,50 m, 0,75 m, 1,00 m, 1,25 m e 1,50 m. Além disso, adotaram-se também os seguintes vãos para a análise: 15 m, 17,5 m, 20 m, 22,5 m, 25 m, 27,5 m, 30 m, 32,5m e 35 m.

Figura 29. Opções de tabuleiro



Fonte: Elaborada pela autora.

Tabela 8. Peso próprio da viga pré-moldada

VÃO (m)	15,0	17,5	20,0	22,5	25,0	27,5	30,0	32,5	35,0
PESO (kN)	74,48	86,89	99,30	111,71	124,13	136,54	148,95	161,36	173,78

Fonte: Elaborada pela autora.

Tabela 9. Espessura média do tabuleiro

INTEREIXO (m)	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50
ESPESSURA MÉDIA (cm)	54,72	40,818	34,86	30,888	28,902

Fonte: Elaborada pela autora.

3.3 Modelagem da ponte

Realizou-se a modelagem da ponte para cada vão e cada opção de tabuleiro mencionada anteriormente através da utilização do *software* Midas Civil 2010 Trial. Primeiramente, criaram-se os materiais a serem utilizados na laje e nas vigas pré-moldadas. O material da laje foi um concreto C40 ortótropo com espessura igual a 15 cm. Na direção longitudinal ele possui um valor de módulo de elasticidade muito baixo, fazendo com que todo o momento longitudinal seja resistido totalmente pelas vigas.

Figura 30. Propriedades do material da laje

Material Data

General
 Material ID: 1 Name: C30 ORTO

Elasticity Data
 Type of Design: Concrete
 Type of Material: Isotropic Orthotropic

Concrete

	Local-x	Local-y	Local-z	
Modulus of Elasticity :	1.0000e-005	2.8000e+007	2.8000e+007	kN/m ²
Thermal Coefficient :	1.0000e-005	1.0000e-005	1.0000e-005	1/[F]

	Local-xy	Local-xz	Local-yz	
Shear Modulus :	1.0000e-010	1.0000e-010	1.2000e+007	kN/m ²
Poisson's Ratio :	0	0	0	

Weight Density : 25 kN/m³
 Use Mass Density: 0 kN/m³/g

Fonte: Elaborada pela autora.

Já para as vigas, utilizou-se um material C40 isotrópico, cujas propriedades estão ilustradas na figura a seguir. Depois disso, criou-se a seção transversal tipo I a serem utilizadas nas vigas, conforme as dimensões já explicitadas anteriormente.

Para que fosse criado o primeiro modelo estrutural para uma ponte de 15 m de comprimento com intereixo de 0,50 m, importou-se o desenho com a localização das vigas realizado no software AutoCAD. A seção transversal criada no Midas Civil 2010

Trial foi aplicada para cada viga existente na ponte e criou-se, em seguida, a laje de concreto com espessura de 15 cm. Com estes elementos já criados, associaram-se as propriedades de cada material.

Figura 31. Propriedades do material das vigas

General	
Material ID	2
Name	C30

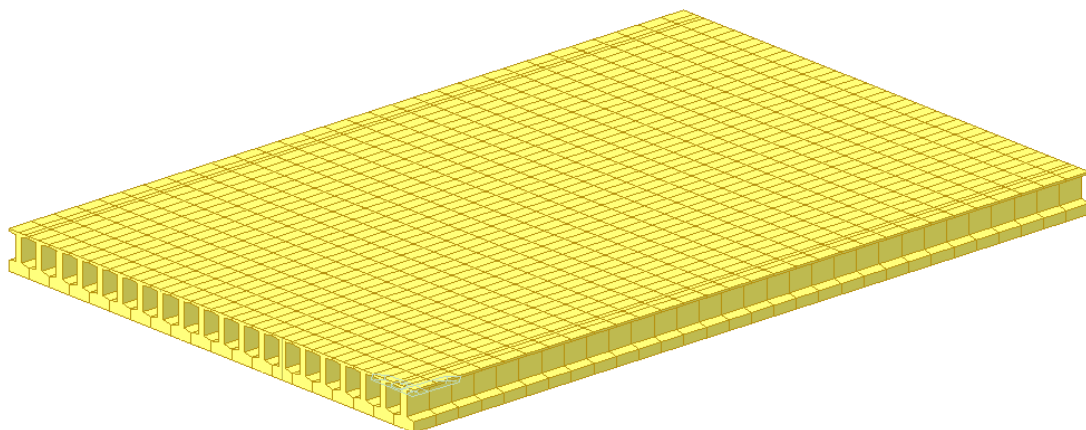
Elasticity Data	
Type of Design	Concrete
Type of Material	<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic

Steel	
Modulus of Elasticity :	0.0000e+000 kN/m ²
Poisson's Ratio :	0
Thermal Coefficient :	0.0000e+000 1/[F]
Weight Density :	0 kN/m ³
<input type="checkbox"/> Use Mass Density:	0 kN/m ³ /q

Concrete	
Modulus of Elasticity :	2.8000e+007 kN/m ²
Poisson's Ratio :	0
Thermal Coefficient :	1.0000e-005 1/[F]
Weight Density :	25 kN/m ³
<input type="checkbox"/> Use Mass Density:	0 kN/m ³ /q

Fonte: Elaborada pela autora.

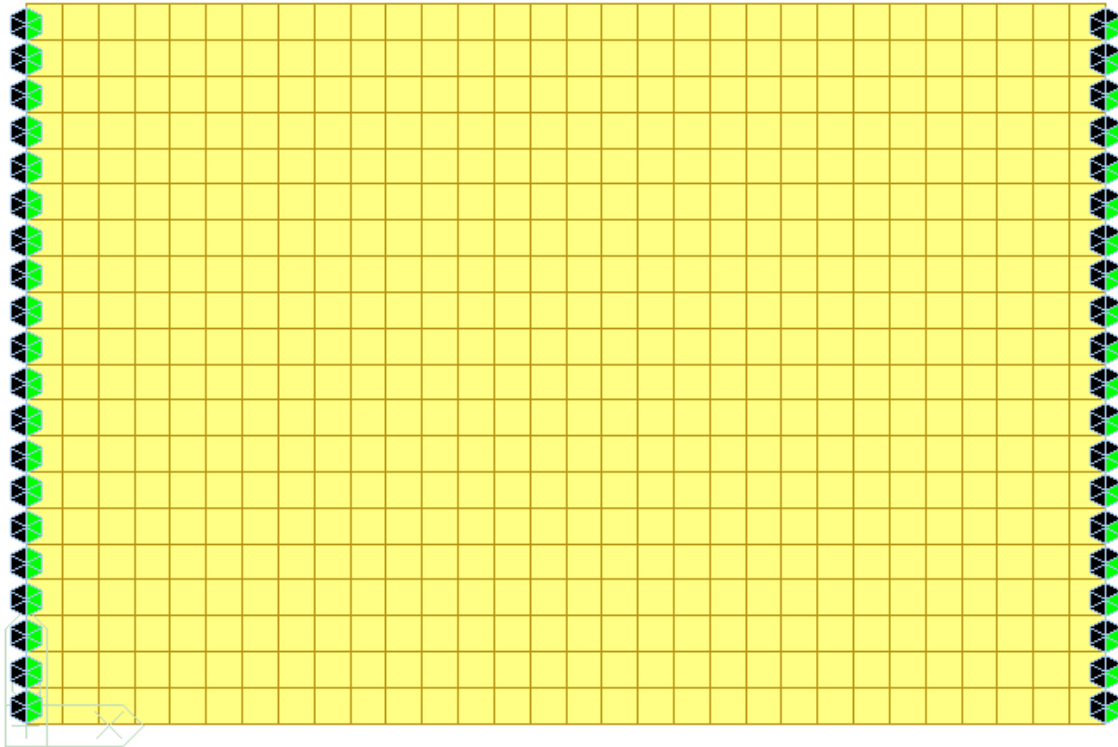
Figura 32. Modelo estrutural da ponte com 15 m de vão e entreixo de 0,50 m



Fonte: Elaborada pela autora.

Para o modelo estrutural da ponte, consideraram-se vigas pré-moldadas simplesmente apoiadas, fazendo com que os apoios de um lado restringissem translação em todos os sentidos (x , y , z) e restringissem de outro lado apenas dois eixos (y , z), deixando-as livres para se deslocarem no eixo x , que é considerado o eixo longitudinal da ponte.

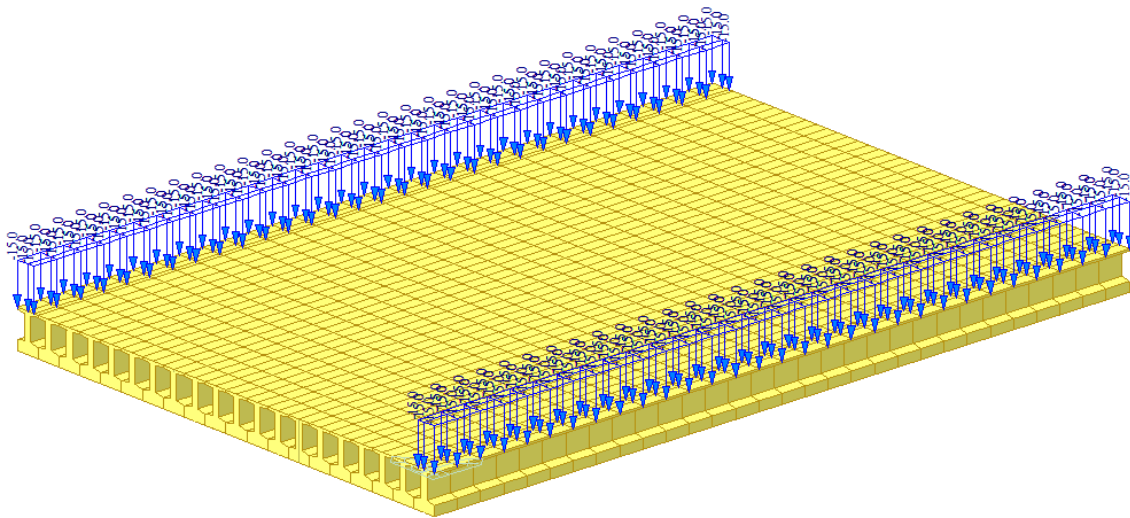
Figura 33. Restrições de apoio das vigas da ponte



Fonte: Elaborada pela autora.

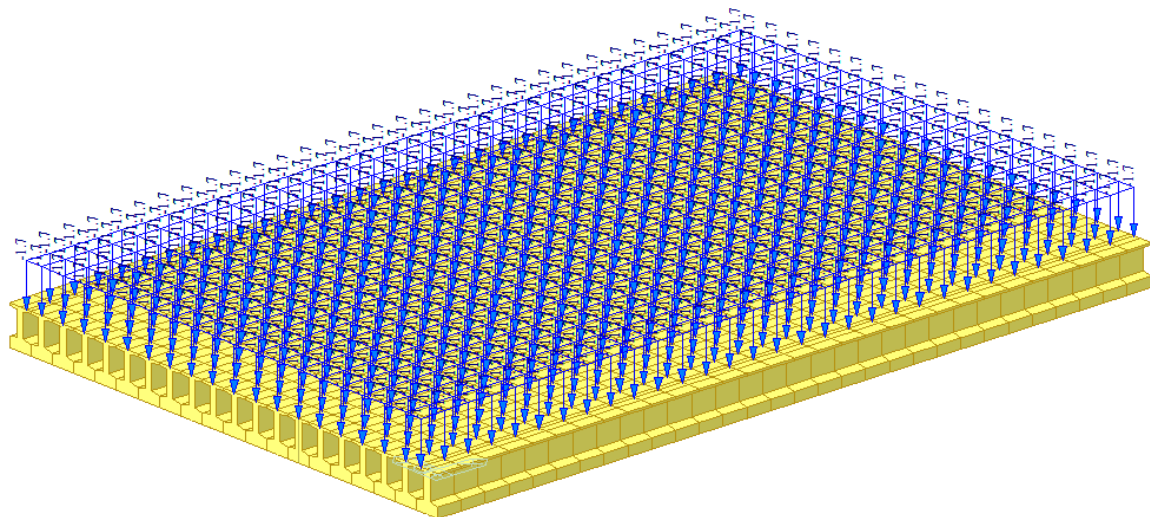
Em seguida, inseriram-se as cargas permanentes referentes a revestimento e guarda roda. Para o cálculo da carga do revestimento, considerou-se uma densidade de 24 kN/m^3 e uma espessura de 7 cm , resultando numa carga de $1,68 \text{ kN/m}^2$. Para o cálculo referente ao guarda roda, distribuiu-se a carga usual de 6 kN/m na área das extremidades da ponte com 40 cm de largura cada, obtendo-se uma carga de 15 kN/m^2 .

Figura 34. Carga permanente devido ao guarda roda



Fonte: Elaborada pela autora.

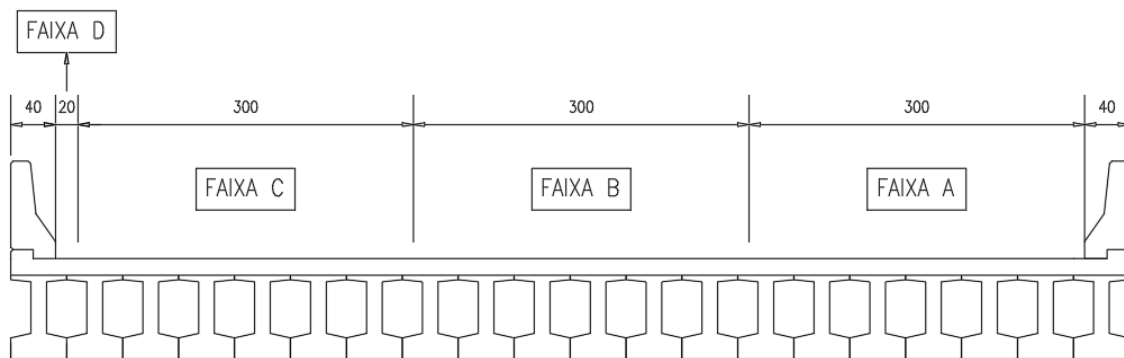
Figura 35. Carga permanente devido ao revestimento



Fonte: Elaborada pela autora.

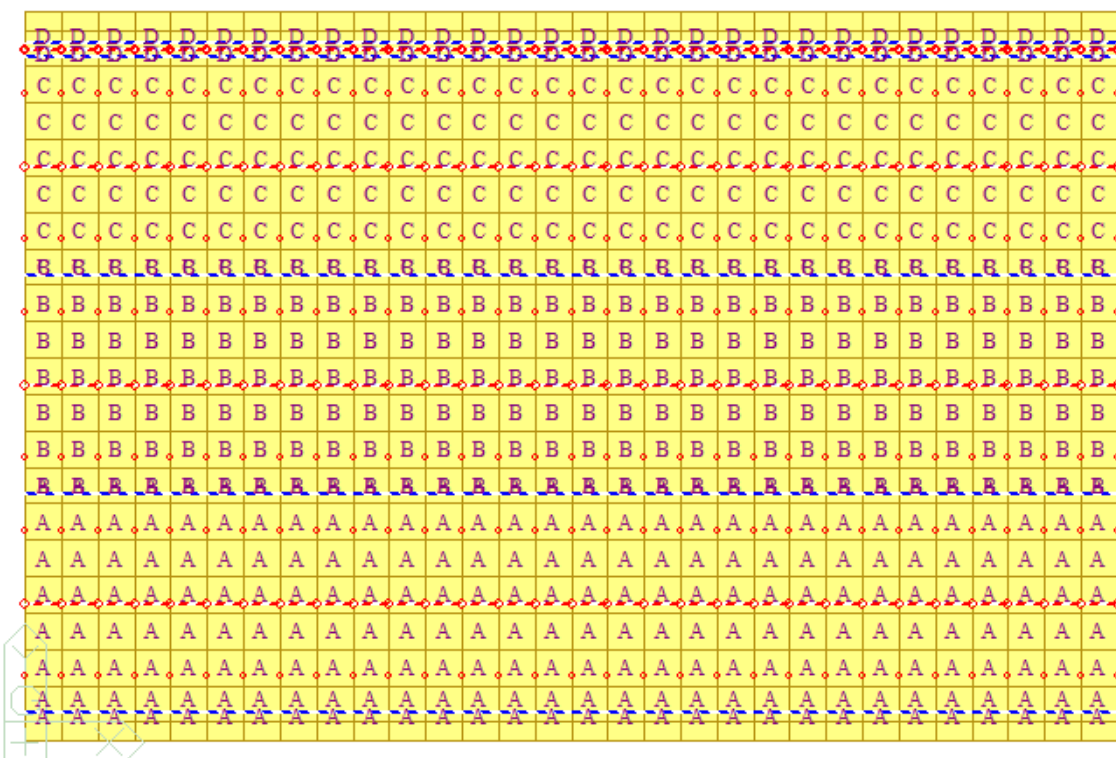
Para a ação das cargas móveis, consideraram-se faixas de tráfego conforme a Figura 36, as quais se apresentam distribuídas de maneira não simétrica para que não houvesse a diminuição das cargas nas vigas da direita.

Figura 36. Faixas de tráfego consideradas



Fonte: Elaborada pela autora.

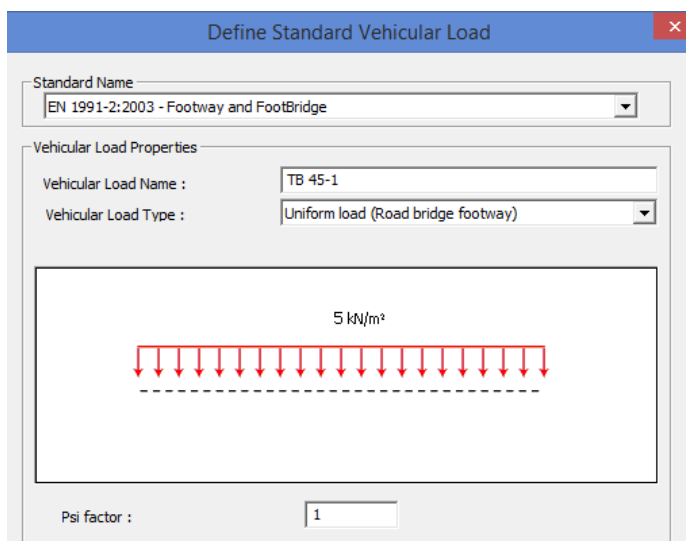
Figura 37. Faixas de tráfego



Fonte: Elaborada pela autora.

O trem-tipo considerado foi o TB-45 simplificado, o qual foi definido no capítulo anterior. Entretanto, como o software Midas Civil 2010 Trial não é adaptado para normas brasileiras, utilizou-se o modo de carregamento do EUROCODE fornecido pelo programa, dividindo-o em duas cargas diferentes. A primeira delas foi definida como a carga distribuída de 5 kN/m^2 que poderia ser distribuída em uma quantidade de 0 a 4 faixas.

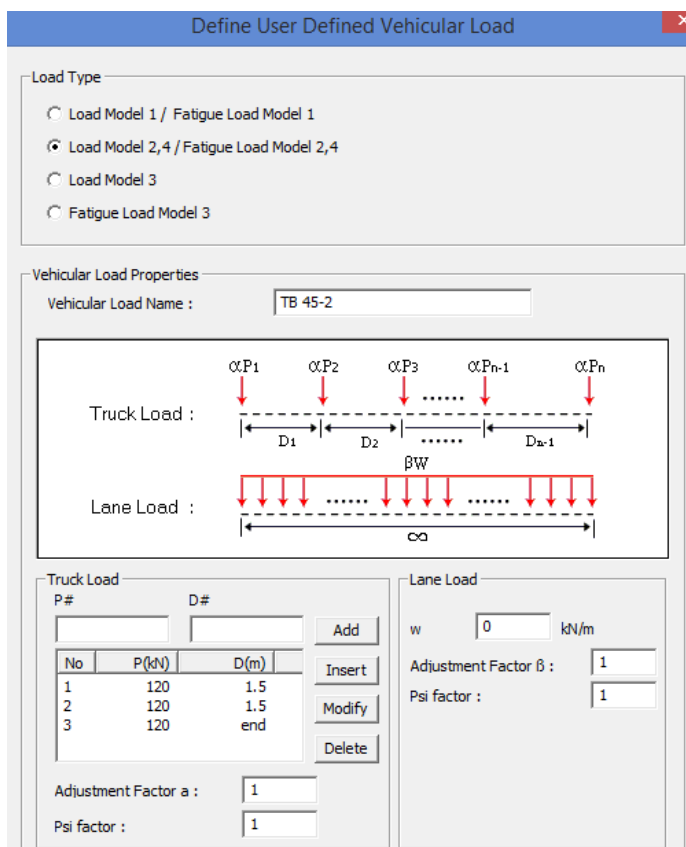
Figura 38. Carga distribuída de 5 kN/m do trem-tipo TB-45 simplificado



Fonte: Elaborada pela autora.

Em seguida, definiram-se as cargas concentradas de 120 kN, espaçadas entre si a uma distância de 1,5 m, conforme mostra a Figura 39, as quais só podem atuar em apenas 1 faixa.

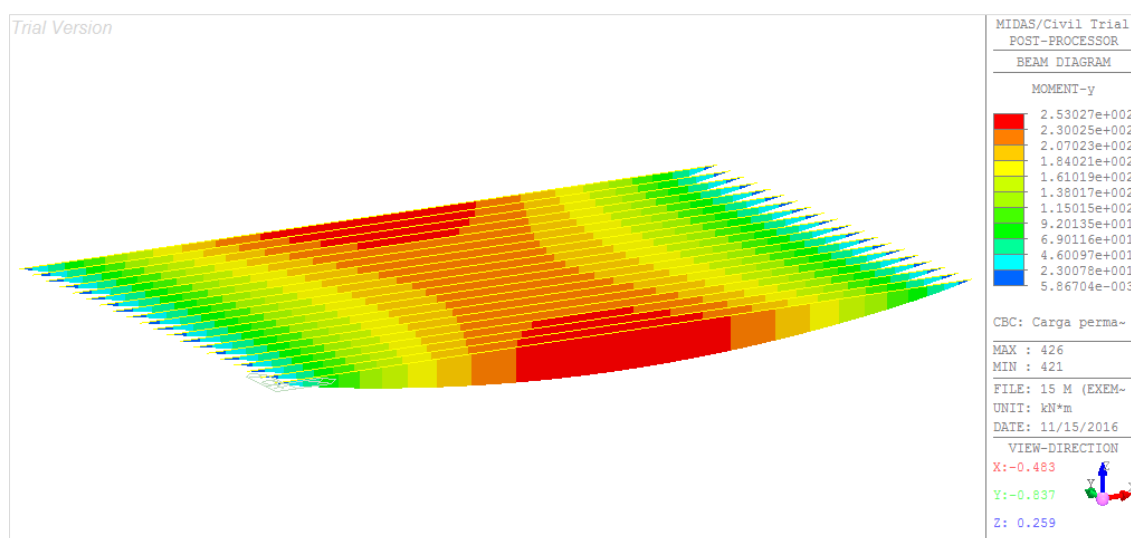
Figura 39. Cargas concentradas de 120 kN do trem-tipo TB-45 simplificado



Fonte: Elaborada pela autora.

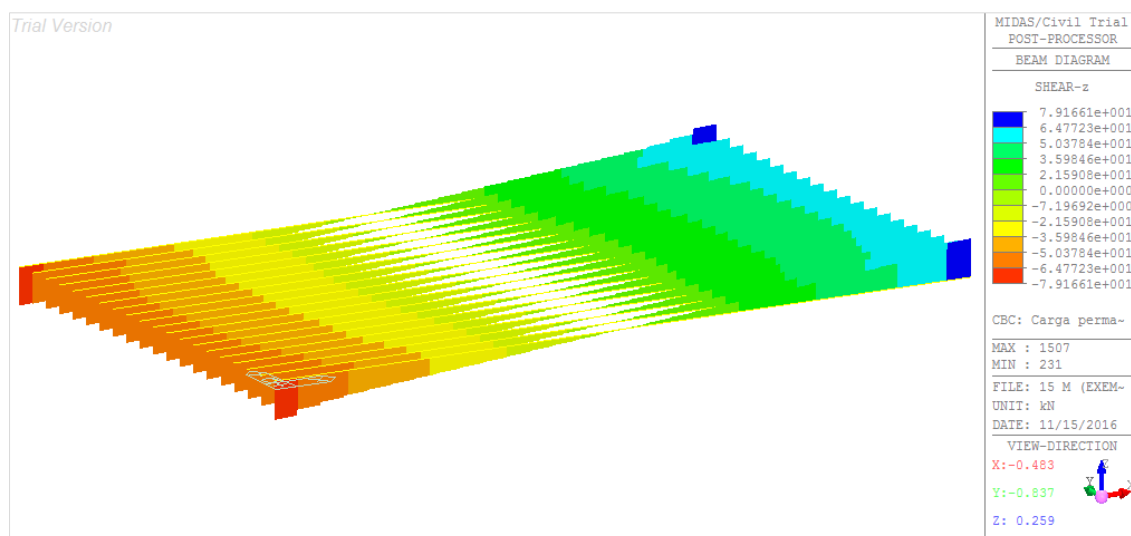
Para se realizar a análise pelo Método dos Elementos Finitos através do uso do software Midas Civil 2010 Trial, utilizou-se uma malha de elementos finitos com comprimento máximo de 0,5 m. Esta análise gera como resultado os valores máximos de momentos fletores e esforços cortantes atuantes nas vigas, conforme pode ser visto nas figuras a seguir. Realizou-se o mesmo procedimento de modelagem da ponte para diferentes opções de tabuleiro e diferentes vãos já mencionados anteriormente.

Figura 40. Momento fletor atuante nas vigas pré-moldadas devido à carga permanente



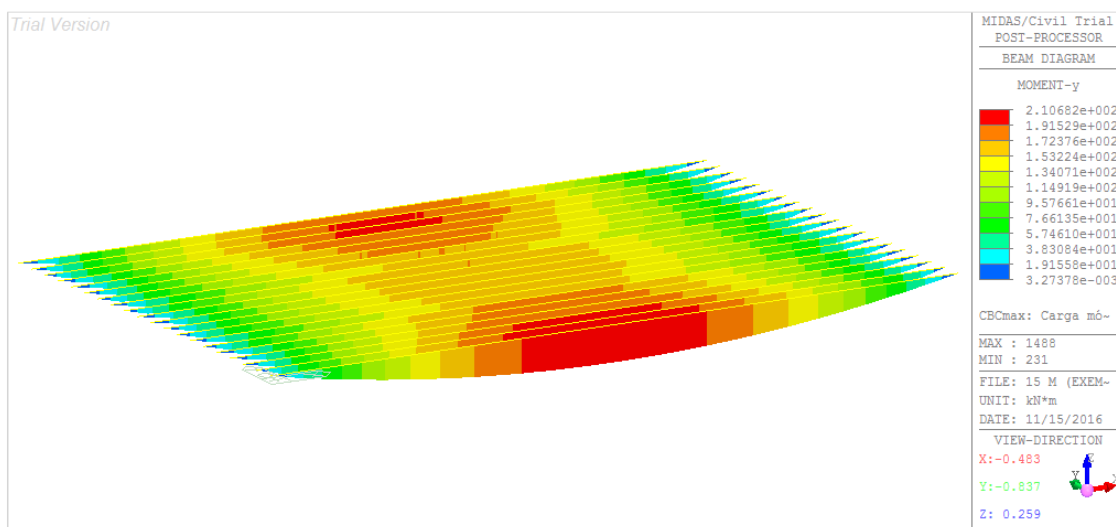
Fonte: Elaborada pela autora.

Figura 41. Esforço cortante atuante nas vigas pré-moldadas devido à carga permanente



Fonte: Elaborada pela autora.

Figura 42. Momento fletor atuante nas vigas pré-moldadas devido à carga móvel



Fonte: Elaborada pela autora.

3.4 Estado Limite Último

3.4.1 Momento fletor

Primeiramente, obteve-se o momento fletor de cálculo através da seguinte maneira, utilizando combinação para o ELU, para que fosse possível a comparação com o momento fletor resistente das vigas.

$$M_d = 1,35 M_g + 1,5 \text{ CIV } M_q \quad (35)$$

Para o cálculo do momento resistente das vigas, utilizou-se uma planilha do Excel em conformidade com o item 2.6.2.1 e determinou-se este valor utilizando a ferramenta “atingir meta”. Com isso, variou-se a célula que continha o valor de M_d até que a área de armadura calculada A_p fosse igual à área do arranjo considerado. É necessário que $M_r > M_d$ para que o momento fletor da viga esteja atendendo ao ELU.

3.4.2 Esforço cortante

Utilizou-se procedimento semelhante ao da análise do momento fletor no ELU. Primeiramente, calculou-se o esforço cortante de cálculo através da combinação a seguir, para que este valor pudesse ser comparado ao esforço resistente das vigas.

$$V_d = 1,35 V_g + 1,5 \text{ CIV } V_q \quad (36)$$

Em seguida, calculou-se V_{Rd2} conforme o item 2.6.2.2, sendo necessário que $V_{Rd2} > V_d$ para que o esforço cortante da viga esteja atendendo ao ELU.

3.5 Estado Limite de Serviço

Como se considerou protensão limitada, respeita-se as seguintes condições:

- Estado limite de descompressão para combinação quase permanente;
- Estado limite de formação de fissuras para combinação frequente.

Conforme já foi dito no item 2.4.3, para o primeiro caso, a mínima tensão permitida na fibra inferior da seção deve ser igual a zero, indicando que a viga estará completamente comprimida. Já no segundo caso, a máxima tensão de tração permitida deve ser igual a $1,2 f_{ctk}$, considerando-se a seção da viga pré-moldada como seção T devido à contribuição da laje.

Para isso, calculou-se através da ferramenta “atingir meta” do Excel o valor do momento que faria com que a tensão na fibra inferior da viga na seção do meio da ponte fosse igual aos valores já mencionados para cada caso, sabendo-se que as tensões nas fibras superior e inferior da viga são calculadas da seguinte forma:

$$\sigma_{\text{superior}} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \quad (37)$$

$$\sigma_{\text{inferior}} = \frac{N}{A} - \frac{M}{W} \quad (38)$$

O momento calculado através do procedimento mencionado representa o valor do acréscimo de momento, uma vez que os momentos fletores gerados pelo peso próprio da viga e da laje já tinham sido calculados e considerados no cálculo da tensão, variando para cada intoreixo e vão considerado. A força normal à seção da viga é dada

pela força de protensão, levando-se em consideração as perdas, as quais foram iguais a 5% e 18%, representando, respectivamente, as perdas imediatas e as diferidas.

Como as combinações quase permanente e frequente são calculadas através das seguintes fórmulas, o momento fletor obtido pelo procedimento mencionado é igual à carga permanente devido ao revestimento e guarda-roda acrescido de um coeficiente que multiplica a carga móvel, o qual é diferente para cada tipo de combinação.

$$M_{QP} = M_g + 0,3 M_q \quad (39)$$

$$M_{FR} = M_g + 0,5 M_q \quad (40)$$

Em seguida, comparou-se através de um gráfico, o máximo momento fletor permitido para que atendessem às condições de protensão limitada, o qual foi calculado através da ferramenta “atingir meta” do Excel, com o momento fletor calculado, considerando-se os dados obtidos pelo Midas Civil Trial 2010 para carga permanente devido ao revestimento e guarda-roda e carga móvel.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Estado Limite Último (ELU)

Primeiramente, calculou-se o momento fletor resistente da viga para cada arranjo de cordoalhas considerado. Este procedimento foi realizado conforme o item 2.6.2.1, através da utilização da ferramenta “atingir meta” do Excel, igualando-se a área de aço necessária à área de aço existente no arranjo, com alteração do valor do momento fletor de cálculo. Com isso, foram obtidos os seguintes valores:

Tabela 10. Momento fletor resistente (M_r)

Arranjo	Quantidade de cordoalhas (1ª camada)	Quantidade de cordoalhas (2ª camada)	Quantidade de cordoalhas (3ª camada)	Momento último (kNm)
A	2	0	0	249,14
B	4	0	0	491,00
C	6	0	0	725,57
D	8	0	0	952,89
E	8	2	0	1157,99
F	8	4	0	1355,85
G	8	6	0	1546,42
H	8	8	0	1729,71
I	8	8	2	1890,80
J	8	8	4	2044,65
K	8	8	6	2191,22
L	8	8	8	2330,50

Fonte: Elaborada pela autora.

Em seguida, obtiveram-se os valores máximos de momento fletor solicitante devido à carga permanente para as possíveis opções de tabuleiro, considerando-se diferentes vãos e intereixos. O mesmo procedimento foi realizado para que se fossem obtidos os valores devido à carga móvel, os quais depois foram multiplicados pelo Coeficiente de Impacto Vertical (CIV).

Tabela 11. Momento fletor solicitante devido à carga permanente

CARGA PERMANENTE									
Intereixo = 0,5 m		Intereixo = 0,75 m		Intereixo = 1,00 m		Intereixo = 1,25 m		Intereixo = 1,50 m	
Vão (m)	M (kNm)	Vão (m)	M (kNm)	Vão (m)	M (kNm)	Vão (m)	M (kNm)	Vão (m)	M (kNm)
15,00	253,03	15,00	314,01	15,00	356,35	15,00	405,64	15,00	428,45
17,50	337,16	17,50	414,88	17,50	471,80	17,50	536,43	17,50	571,53
20,00	433,13	20,00	529,74	20,00	603,60	20,00	686,13	20,00	735,69
22,50	541,19	22,50	659,28	22,50	752,52	22,50	855,68	22,50	921,66
25,00	661,64	25,00	768,54	25,00	919,10	25,00	1.045,66	25,00	1.129,90
27,50	794,67	27,50	964,19	27,50	1.103,67	27,50	1.256,36	27,50	1.360,62
30,00	940,45	30,00	1.140,10	30,00	1.306,40	30,00	1.487,93	30,00	1.613,93
32,50	1.099,08	32,50	1.331,82	32,50	1.527,37	32,50	1.740,40	32,50	1.889,84
35,00	1.270,61	35,00	1.539,38	35,00	1.766,59	35,00	2.013,78	35,00	2.188,37

Fonte: Elaborada pela autora.

Tabela 12. Momento fletor solicitante devido à carga móvel

CARGA MÓVEL									
Intereixo = 0,5 m		Intereixo = 0,75 m		Intereixo = 1,00 m		Intereixo = 1,25 m		Intereixo = 1,50 m	
Vão (m)	M (kNm)	Vão (m)	M (kNm)	Vão (m)	M (kNm)	Vão (m)	M (kNm)	Vão (m)	M (kNm)
15,00	210,68	15,00	336,94	15,00	423,43	15,00	529,97	15,00	571,64
17,50	255,74	17,50	407,62	17,50	515,18	17,50	644,14	17,50	702,69
20,00	301,96	20,00	480,39	20,00	613,49	20,00	762,17	20,00	838,94
22,50	350,59	22,50	555,70	22,50	708,52	22,50	884,72	22,50	980,48
25,00	401,48	25,00	628,14	25,00	810,42	25,00	1.011,40	25,00	1.127,50
27,50	454,99	27,50	714,92	27,50	916,35	27,50	1.143,47	27,50	1.280,10
30,00	511,18	30,00	799,86	30,00	1.027,48	30,00	1.281,65	30,00	1.439,91
32,50	569,95	32,50	889,32	32,50	1.201,10	32,50	1.427,16	32,50	1.607,52
35,00	632,26	35,00	1.033,62	35,00	1.267,12	35,00	1.580,68	35,00	1.784,17

Fonte: Elaborada pela autora.

Tabela 13. Momento fletor solicitante devido à carga móvel (considerando CIV)

CARGA MÓVEL (COM CIV)										
CIV	Intereixo = 0,5 m		Intereixo = 0,75 m		Intereixo = 1,00 m		Intereixo = 1,25 m		Intereixo = 1,50 m	
	Vão (m)	M (kNm)	Vão (m)	M (kNm)	Vão (m)	M (kNm)	Vão (m)	M (kNm)	Vão (m)	M (kNm)
1,326	15,00	279,397	15,00	446,834	15,00	561,537	15,00	702,819	15,00	758,083
1,314	17,50	336,057	17,50	535,640	17,50	676,990	17,50	846,449	17,50	923,389
1,303	20,00	393,409	20,00	625,877	20,00	799,294	20,00	993,001	20,00	1.093,014
1,292	22,50	453,110	22,50	718,188	22,50	915,705	22,50	1.143,418	22,50	1.267,181
1,283	25,00	514,959	25,00	805,700	25,00	1.039,496	25,00	1.297,289	25,00	1.446,207
1,274	27,50	579,454	27,50	910,490	27,50	1.167,010	27,50	1.456,264	27,50	1.630,269
1,265	30,00	646,645	30,00	1.011,827	30,00	1.299,762	30,00	1.621,287	30,00	1.821,486
1,257	32,50	716,407	32,50	1.117,850	32,50	1.509,746	32,50	1.793,897	32,50	2.020,604
1,249	35,00	789,958	35,00	1.291,417	35,00	1.583,155	35,00	1.974,920	35,00	2.229,163

Fonte: Elaborada pela autora.

Com isso, calcularam-se os valores para momento fletor de cálculo (M_d).

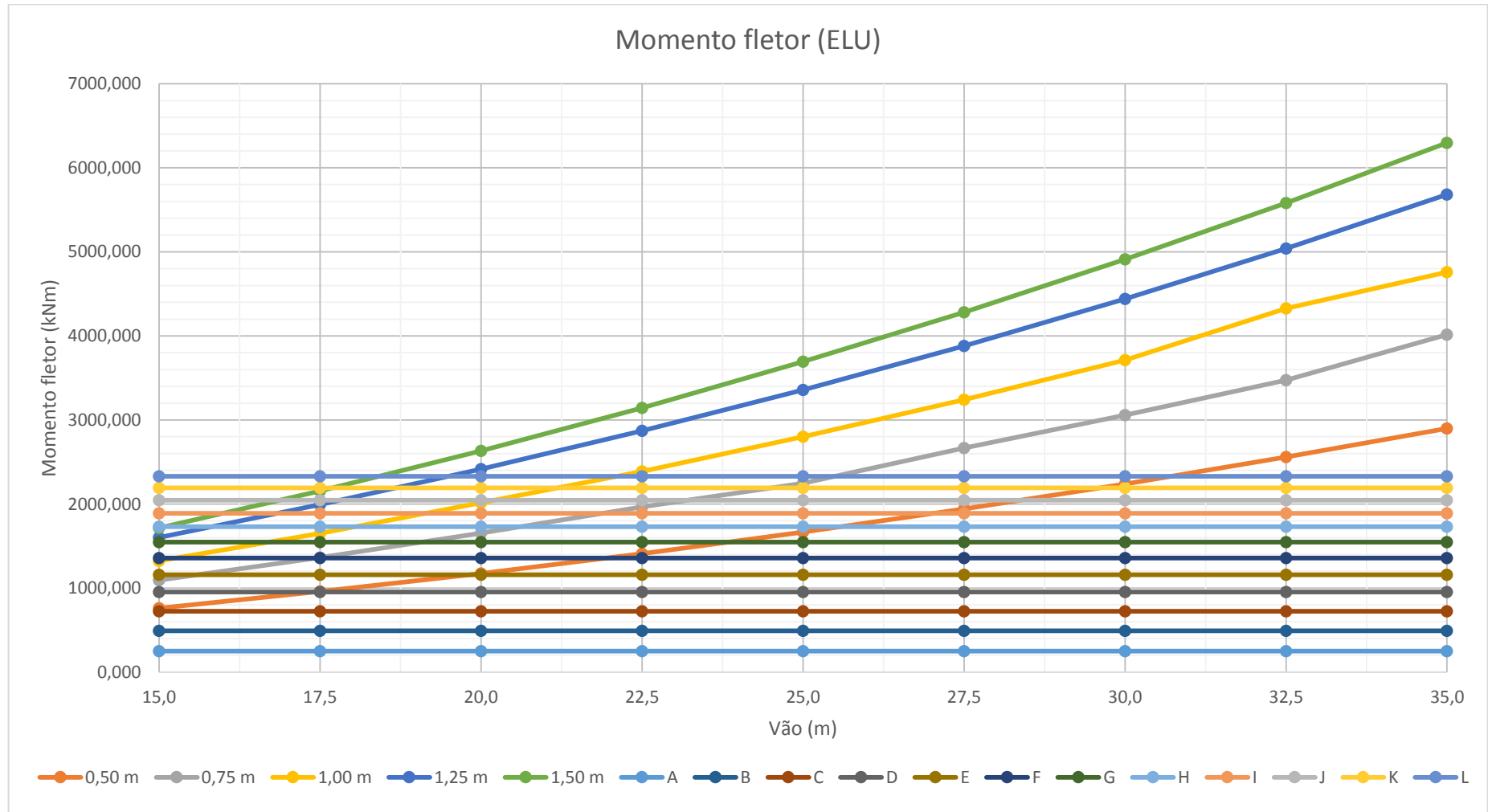
Tabela 14. Momento fletor solicitante de cálculo em kNm (M_d)

VÃO (m)	INTEREIXO (m)				
	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50
15,0	758,016	1104,863	1334,690	1617,081	1723,886
17,5	955,305	1477,661	1667,426	2015,026	2171,380
20,0	1169,622	1668,251	2033,212	2443,497	2655,203
22,5	1404,372	1982,405	2411,964	2904,322	3175,043
25,0	1657,471	2319,354	2824,809	3396,506	3731,627
27,5	1928,395	2679,981	3266,123	3922,764	4323,369
30,0	2219,084	3064,340	3735,484	4481,185	4953,390
32,5	2528,233	3474,155	4354,121	5075,944	5620,342
35,0	2858,173	4013,440	4764,664	5705,555	6327,834

Fonte: Elaborada pela autora.

O máximo momento fletor atua, normalmente, na viga pré-moldada que se encontra na extremidade da ponte. Percebe-se com estes resultados que o valor do momento aumenta com o aumento do vão, uma vez que a carga atuante passa a ser maior. Além disso, este valor aumenta também com o aumento do intereixo, uma vez que a carga permanente atuante na viga devido ao peso da laje aumenta.

Gráfico 1. Gráfico que relaciona o momento fletor solicitante de cálculo (M_d) ao resistente (M_r) para cada arranjo de armadura considerado



A partir dos resultados de momento fletor no Estado Limite Último, criou-se o gráfico da página anterior que relaciona momentos fletores solicitantes de cálculo (M_d) com momentos fletores resistentes (M_r). Depois disso, calculou-se o esforço cortante resistente (V_{Rd2}) da viga para cada arranjo de cordoalhas considerado, conforme o item 2.6.2.2.

Tabela 15. Esforço cortante resistente (V_r)

Arranjo	Quantidade de cordoalhas (1ª camada)	Quantidade de cordoalhas (2ª camada)	Quantidade de cordoalhas (3ª camada)	Esforço cortante resistente (kN)
A	2	0	0	771,12
B	4	0	0	771,12
C	6	0	0	771,12
D	8	0	0	771,12
E	8	2	0	762,048
F	8	4	0	756,000
G	8	6	0	751,680
H	8	8	0	748,440
I	8	8	2	740,880
J	8	8	4	734,832
K	8	8	6	729,884
L	8	8	8	725,760

Fonte: Elaborada pela autora.

Em seguida, para cada opção de tabuleiro, obteve-se o valor máximo de esforço cortante solicitante na viga devido à carga permanente. O mesmo procedimento foi realizado para que se fossem obtidos esses valores devido à carga móvel, os quais depois foram multiplicados pelo Coeficiente de Impacto Vertical (CIV).

Tabela 16. Esforço cortante solicitante devido à carga permanente

CARGA PERMANENTE									
Intereixo = 0,5 m		Intereixo = 0,75 m		Intereixo = 1,00 m		Intereixo = 1,25 m		Intereixo = 1,50 m	
Vão (m)	Q (kN)	Vão (m)	Q (kN)	Vão (m)	Q (kN)	Vão (m)	Q (kN)	Vão (m)	Q (kN)
15,00	79,17	15,00	99,53	15,00	107,13	15,00	119,70	15,00	119,97
17,50	92,25	17,50	114,91	17,50	123,54	17,50	137,72	17,50	138,82
20,00	102,89	20,00	127,27	20,00	137,55	20,00	153,45	20,00	156,06
22,50	115,27	22,50	141,58	22,50	153,05	22,50	170,65	22,50	174,38
25,00	125,36	25,00	154,37	25,00	166,67	25,00	186,18	25,00	191,54
27,50	137,15	27,50	167,06	27,50	181,77	27,50	203,12	27,50	209,72
30,00	146,94	30,00	178,68	30,00	195,36	30,00	218,73	30,00	226,98
32,50	156,59	32,50	190,24	32,50	210,30	32,50	235,59	32,50	245,12
35,00	166,15	35,00	201,78	35,00	223,96	35,00	251,33	35,00	262,48

Fonte: Elaborada pela autora.

Tabela 17. Esforço cortante solicitante devido à carga móvel

CARGA MÓVEL									
Intereixo = 0,5 m		Intereixo = 0,75 m		Intereixo = 1,00 m		Intereixo = 1,25 m		Intereixo = 1,50 m	
Vão (m)	Q (kN)	Vão (m)	Q (kN)	Vão (m)	Q (kN)	Vão (m)	Q (kN)	Vão (m)	Q (kN)
15,00	73,97	15,00	103,39	15,00	118,71	15,00	151,36	15,00	162,31
17,50	79,33	17,50	110,67	17,50	128,90	17,50	163,74	17,50	173,29
20,00	80,65	20,00	113,32	20,00	137,93	20,00	173,82	20,00	180,83
22,50	85,30	22,50	121,78	22,50	147,54	22,50	186,05	22,50	190,73
25,00	86,80	25,00	129,92	25,00	156,02	25,00	196,09	25,00	198,28
27,50	91,14	27,50	137,95	27,50	166,52	27,50	208,30	27,50	210,82
30,00	92,85	30,00	145,04	30,00	174,98	30,00	218,16	30,00	221,93
32,50	98,05	32,50	151,84	32,50	184,35	32,50	230,36	32,50	234,40
35,00	102,98	35,00	168,39	35,00	193,73	35,00	240,02	35,00	245,25

Fonte: Elaborada pela autora.

Tabela 18. Esforço cortante solicitante devido à carga móvel (considerando CIV)

CARGA MÓVEL (COM CIV)										
CIV	Intereixo = 0,5 m		Intereixo = 0,75 m		Intereixo = 1,00 m		Intereixo = 1,25 m		Intereixo = 1,50 m	
	Vão (m)	Q (kN)	Vão (m)	Q (kN)	Vão (m)	Q (kN)	Vão (m)	Q (kN)	Vão (m)	Q (kN)
1,326	15,00	98,097	15,00	137,108	15,00	157,430	15,00	200,725	15,00	215,241
1,314	17,50	104,249	17,50	145,429	17,50	169,389	17,50	215,169	17,50	227,721
1,303	20,00	105,071	20,00	147,637	20,00	179,700	20,00	226,468	20,00	235,589
1,292	22,50	110,244	22,50	157,389	22,50	190,683	22,50	240,454	22,50	246,501
1,283	25,00	111,339	25,00	166,642	25,00	200,122	25,00	251,517	25,00	254,328
1,274	27,50	116,066	27,50	175,681	27,50	212,076	27,50	265,275	27,50	268,483
1,265	30,00	117,457	30,00	183,469	30,00	221,346	30,00	275,967	30,00	280,741
1,257	32,50	123,251	32,50	190,852	32,50	231,728	32,50	289,549	32,50	294,636
1,249	35,00	128,664	35,00	210,388	35,00	242,051	35,00	299,888	35,00	306,418

Fonte: Elaborada pela autora.

Com isso, calcularam-se os valores para esforço cortante de cálculo (V_d).

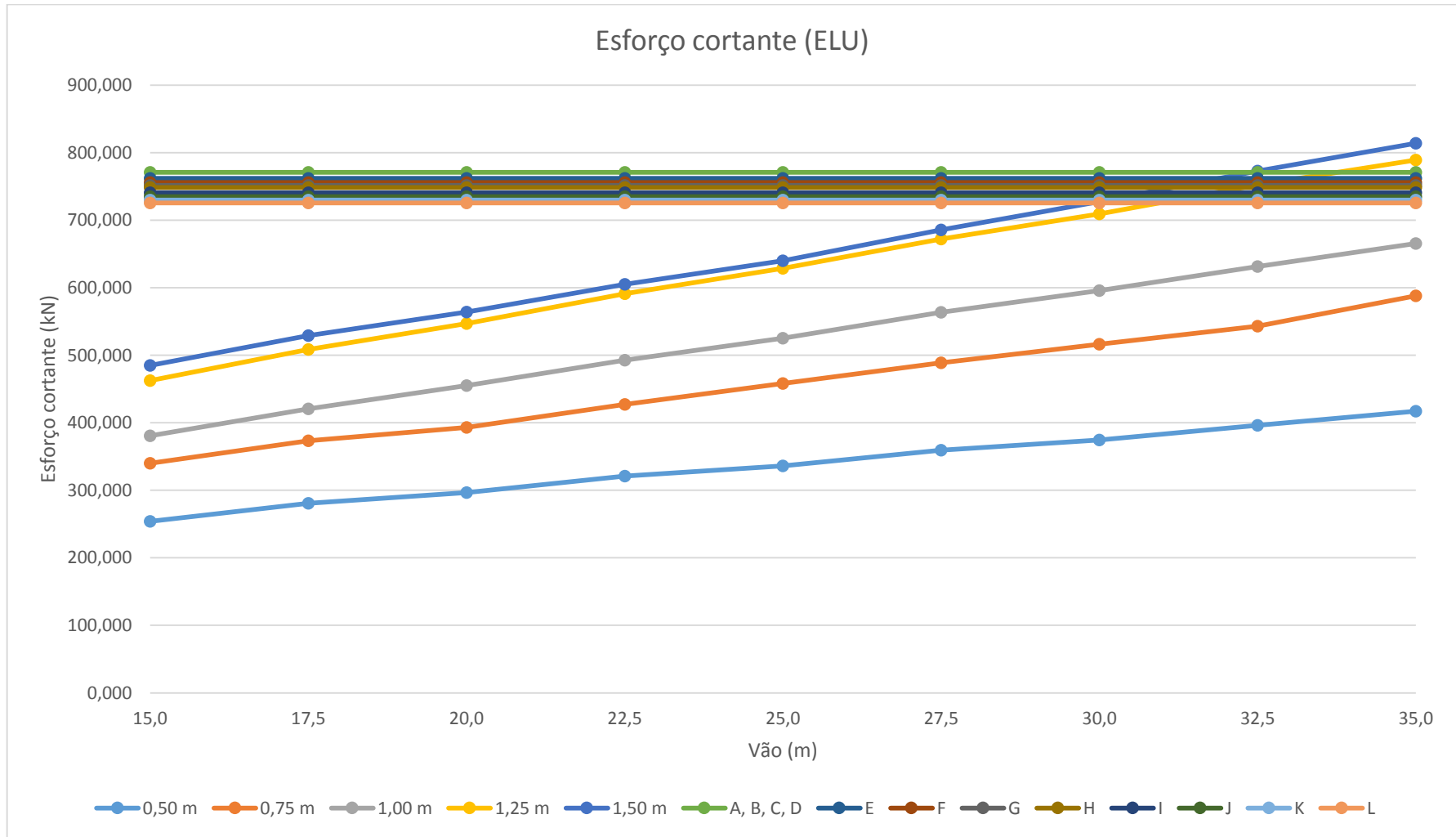
Tabela 19. Esforço cortante solicitante de cálculo em kN (V_d)

VÃO (m)	INTEREIXO (m)				
	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50
15,0	254,020	340,035	380,767	462,679	484,824
17,5	280,906	373,270	420,867	508,672	528,994
20,0	296,502	393,274	455,243	546,863	564,069
22,5	320,974	427,216	492,644	591,063	605,163
25,0	336,243	458,368	525,192	628,620	640,072
27,5	359,255	489,056	563,508	672,129	685,844
30,0	374,551	516,425	595,760	709,242	727,531
32,5	396,267	543,105	631,490	752,373	772,865
35,0	417,299	587,991	665,421	789,120	813,975

Fonte: Elaborada pela autora.

Como no momento fletor, o esforço cortante máximo, normalmente, atua na viga de extremidade da ponte e aumenta com o aumento do intereixo e do vão pelos mesmos motivos já explicados anteriormente. A partir destes resultados, criou-se o gráfico que se encontra na página seguinte, o qual relaciona esforços cortantes solicitantes de cálculo (V_d) com esforços cortantes resistentes (V_r).

Gráfico 2. Gráfico que relaciona o esforço cortante solicitante de cálculo (V_d) ao resistente (V_r) para cada arranjo de armadura considerado

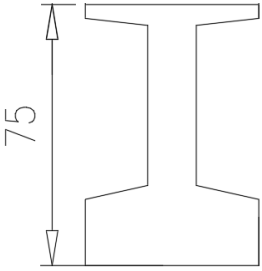


Fonte: Elaborada pela autora.

4.2 Estado Limite de Serviço (ELS)

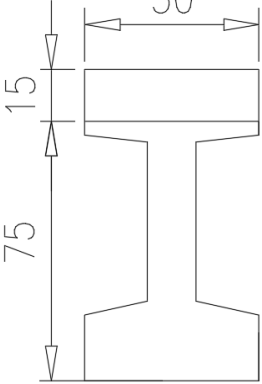
Nesta etapa, foram criados gráficos para comparar valores de momentos que foram obtidos através da análise de tensões. Para isso, tornou-se necessário determinar os valores de algumas propriedades da viga, como área, momento de inércia, distâncias ao centroide e módulo de resistência. Como os esforços máximos encontraram-se nas vigas de extremidade, utilizaram-se estas para esta análise.

Tabela 20. Propriedades da seção transversal da viga (perfil simples)

SEÇÃO TRANSVERSAL DA VIGA			
	H	0,75	m
	Ac	0,20	m ²
	J	0,0119	m ⁴
	ys	0,4460	m
	yi	0,3040	m
	Ws	0,0267	m ³
	Wi	0,0392	m ³

Fonte: Elaborada pela autora.

Tabela 21. Propriedades da seção transversal (perfil composto) – Intereixo: 0,50 m

SEÇÃO TRANSVERSAL DA VIGA (EXTREMIDADE) – INTEREIXO: 0,50 m			
	H	0,9000	m
	Ac	0,2736	m ²
	J	0,0268	m ⁴
	ys	0,4532	m
	yi	0,4468	m
	Ws	0,0592	m ³
	Ws'	0,0885	m ³
	Wi	0,0601	m ³

Fonte: Elaborada pela autora.

Tabela 22. Propriedades da seção transversal (perfil composto) – Intereixo: 0,75 m

SEÇÃO TRANSVERSAL DA VIGA (EXTREMIDADE) – INTEREIXO: 0,75 m			
	H	0,9000	m
	Ac	0,3299	m ²
	J	0,0339	m ⁴
	ys	0,3887	m
	yi	0,5113	m
	Ws	0,0872	m ³
	Ws'	0,1420	m ³
	Wi	0,0663	m ³

Fonte: Elaborada pela autora.

Tabela 23. Propriedades da seção transversal (perfil composto) – Intereixo: 1,00 m

SEÇÃO TRANSVERSAL DA VIGA (EXTREMIDADE) – INTEREIXO: 1,00 m			
	H	0,9000	m
	Ac	0,3486	m ²
	J	0,0354	m ⁴
	ys	0,3718	m
	yi	0,5282	m
	Ws	0,0952	m ³
	Ws'	0,1596	m ³
	Wi	0,0670	m ³

Fonte: Elaborada pela autora.

Tabela 24. Propriedades da seção transversal (perfil composto) – Intereixo: 1,25 m

SEÇÃO TRANSVERSAL DA VIGA (EXTREMIDADE) – INTEREIXO: 1,25 m			
	H	0,9000	m
	Ac	0,3861	m ²
	J	0,0384	m ⁴
	ys	0,3430	m
	yi	0,5570	m
	Ws	0,1120	m ³
	Ws'	0,1990	m ³
	Wi	0,0689	m ³

Fonte: Elaborada pela autora.

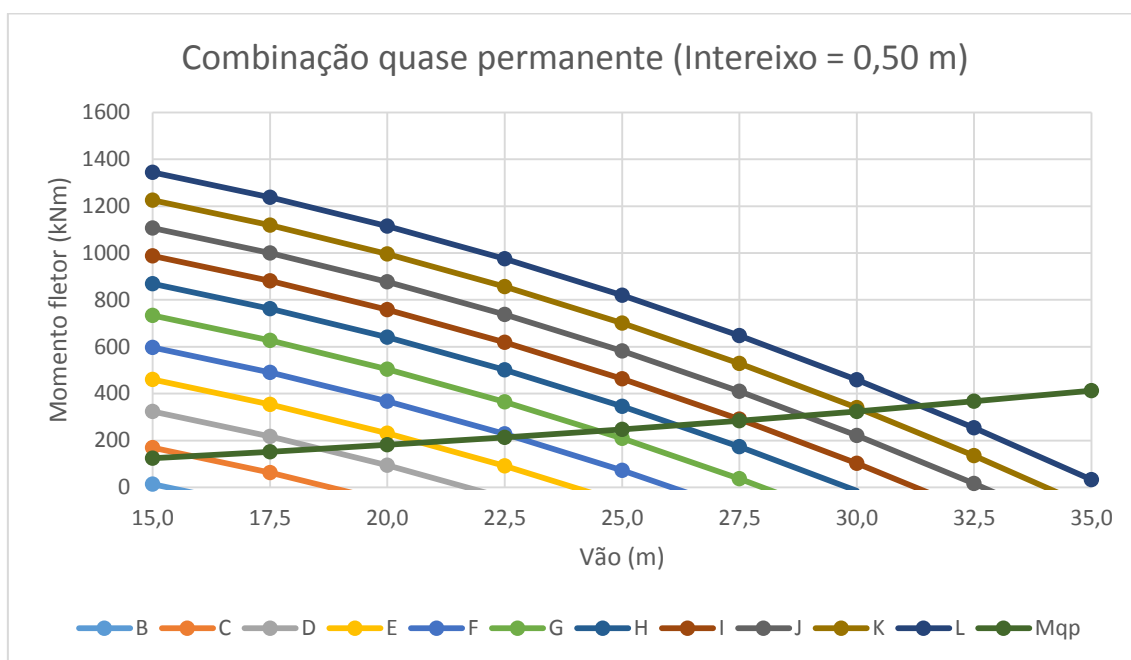
Tabela 25. Propriedades da seção transversal (perfil composto) – Intereixo: 1,50 m

SEÇÃO TRANSVERSAL DA VIGA (EXTREMIDADE) – INTEREIXO: 1,50 m			
	H	0,9000	m
	Ac	0,3861	m ²
	J	0,0415	m ⁴
	ys	0,3430	m
	yi	0,5570	m
	Ws	0,1210	m ³
	Ws'	0,2151	m ³
	Wi	0,0745	m ³

Fonte: Elaborada pela autora.

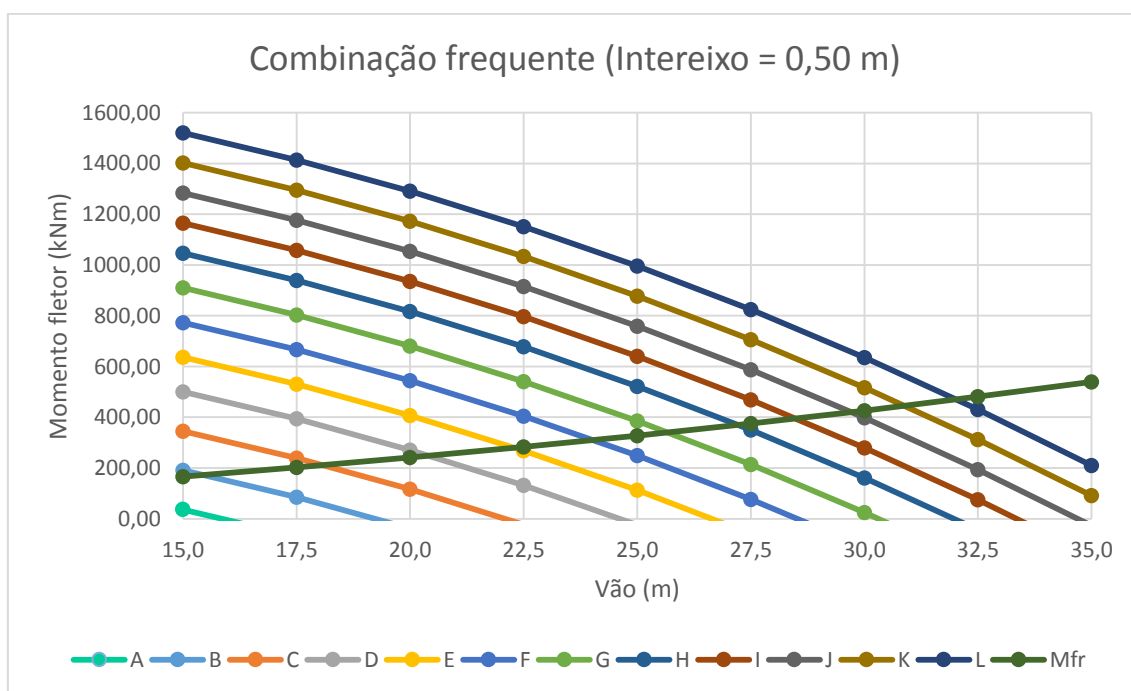
Em seguida, criaram-se os gráficos mostrados a seguir para combinação quase permanente e frequente e para diferentes inteiros, indicando os máximos vãos admissíveis para cada arranjo de cordoalhas considerado.

Gráfico 3. Momento fletor para combinação quase permanente – Intereixo: 0,50 m



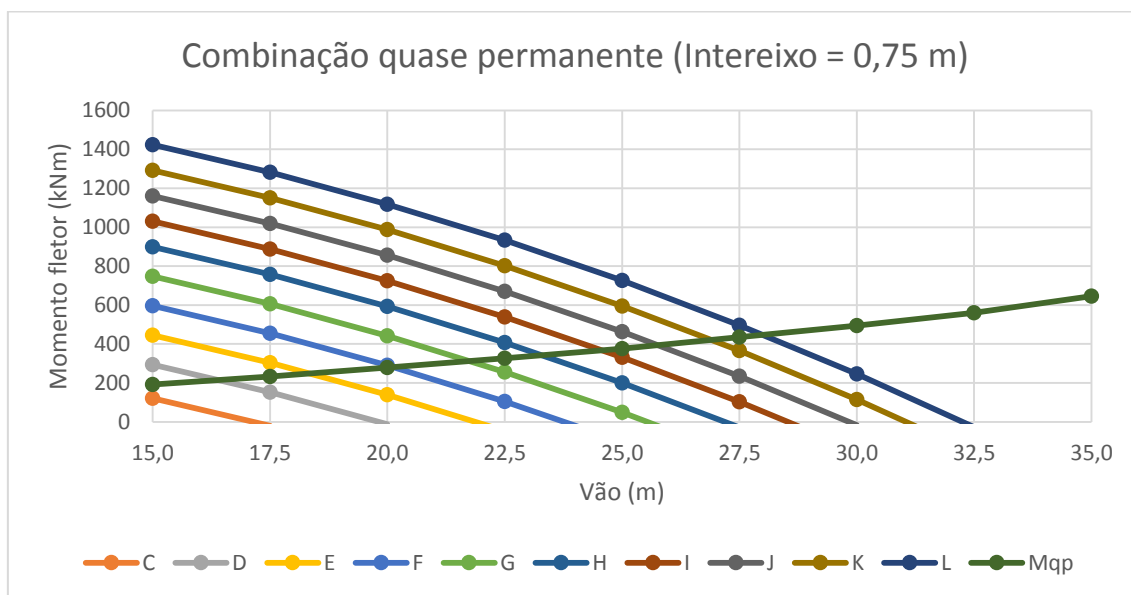
Fonte: Elaborada pela autora.

Gráfico 4. Momento fletor para combinação frequente – Intereixo: 0,50 m



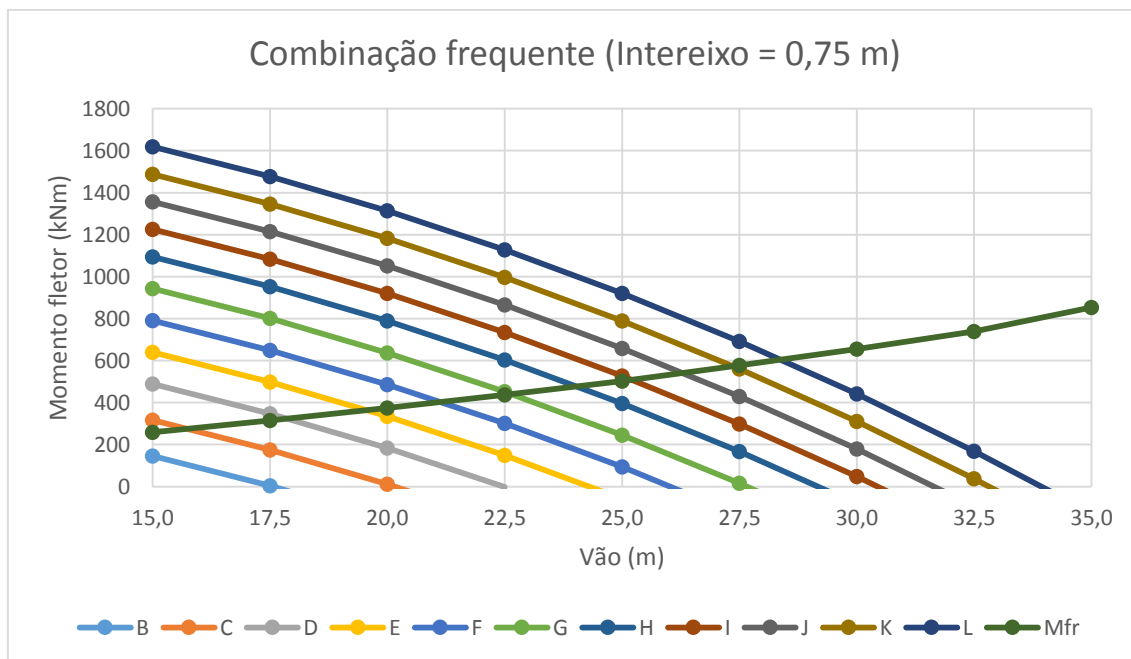
Fonte: Elaborada pela autora.

Gráfico 5. Momento fletor para combinação quase permanente – Intereixo: 0,75 m



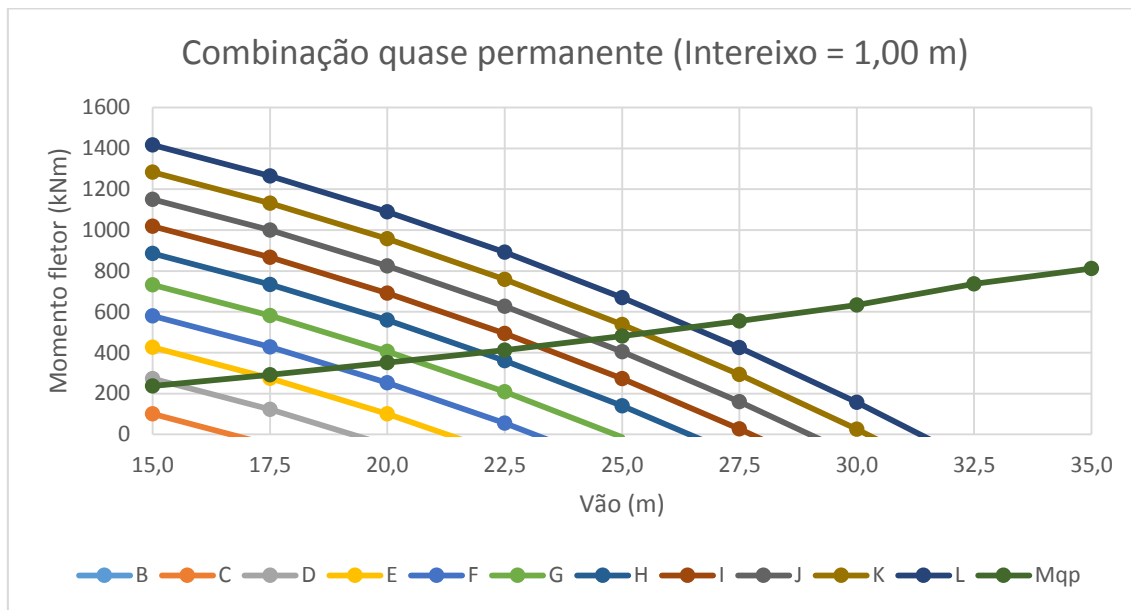
Fonte: Elaborada pela autora.

Gráfico 6. Momento fletor para combinação frequente – Intereixo: 0,75 m



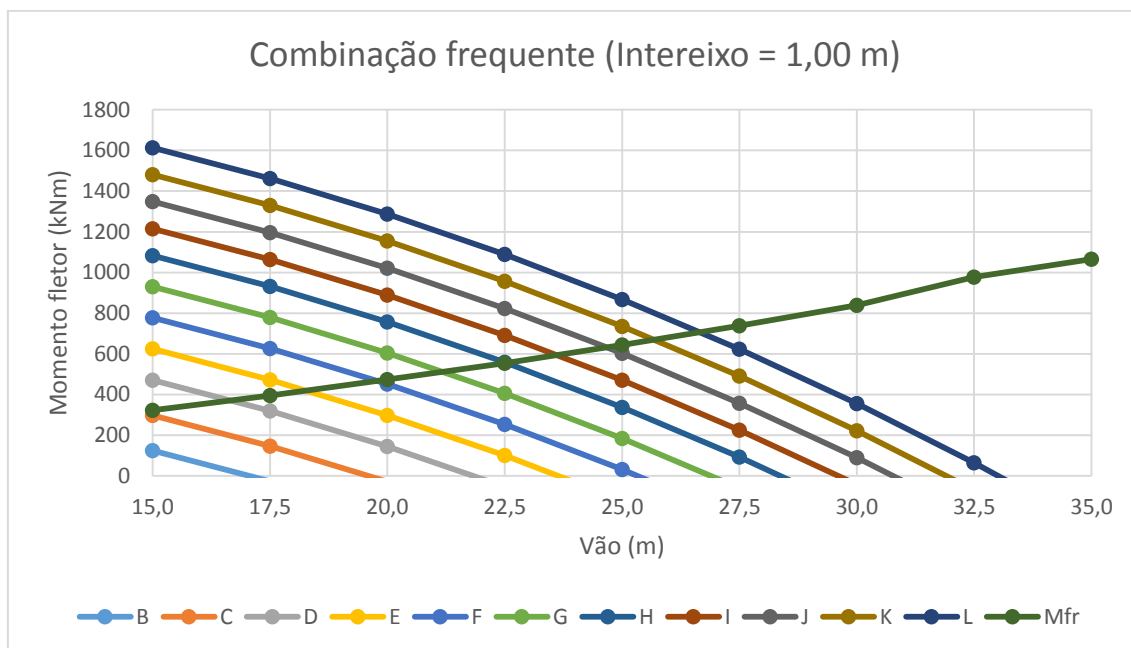
Fonte: Elaborada pela autora.

Gráfico 7. Momento fletor para combinação quase permanente – Intereixo: 1,00 m



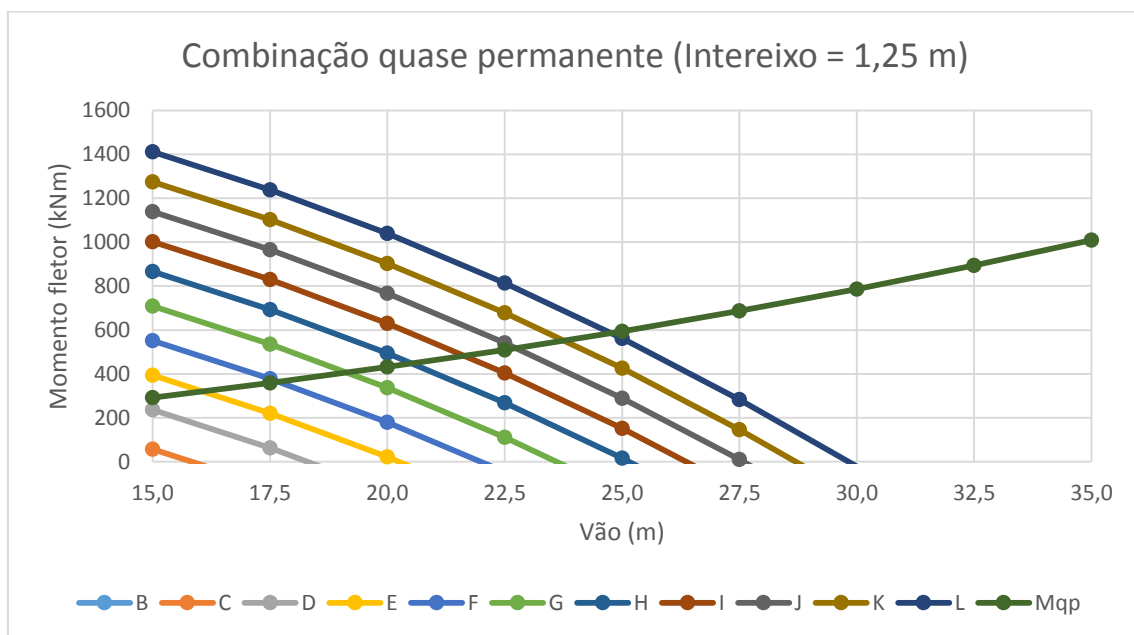
Fonte: Elaborada pela autora.

Gráfico 8. Momento fletor para combinação frequente – Intereixo: 1,00 m



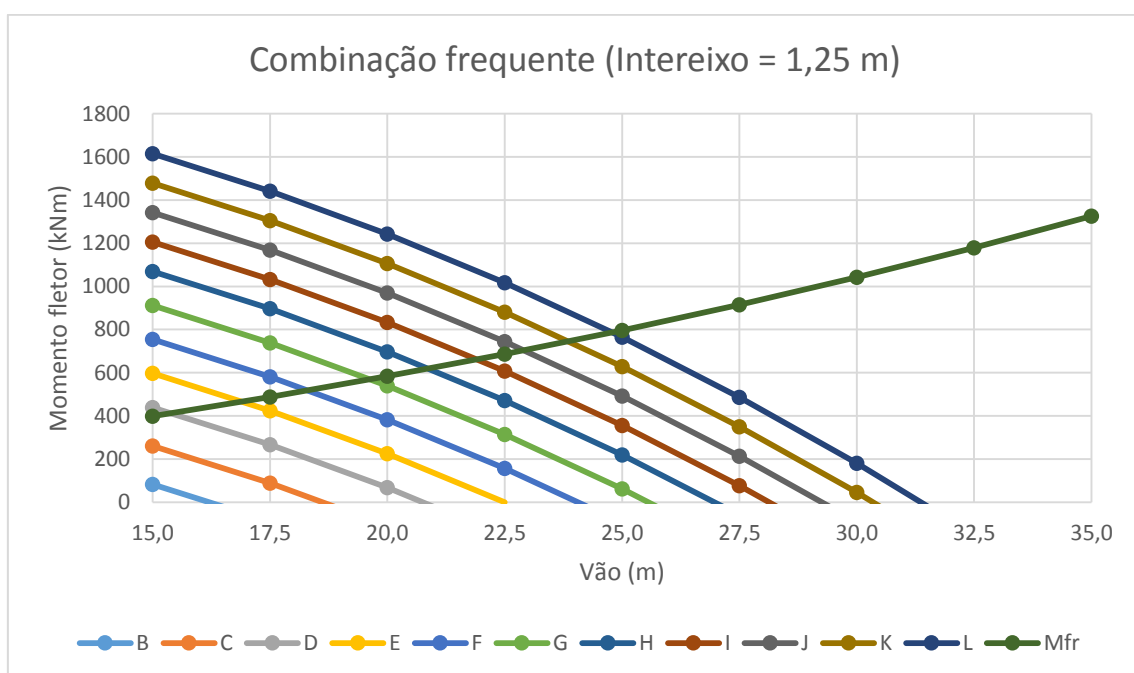
Fonte: Elaborada pela autora.

Gráfico 9. Momento fletor para combinação quase permanente – Intereixo: 1,25 m



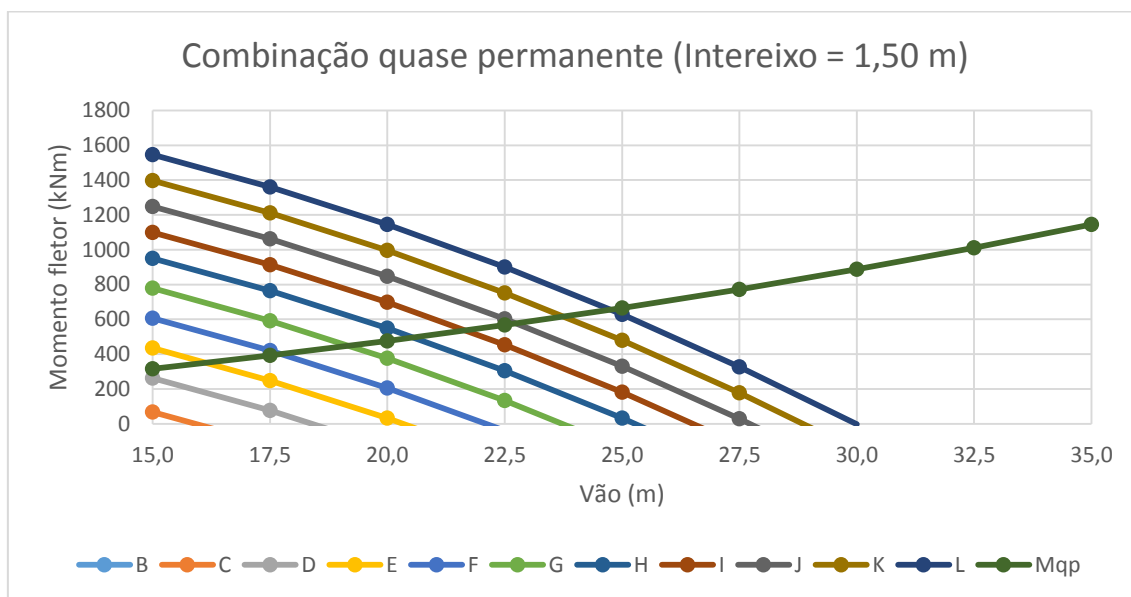
Fonte: Elaborada pela autora.

Gráfico 10. Momento fletor para combinação frequente – Intereixo: 1,25 m



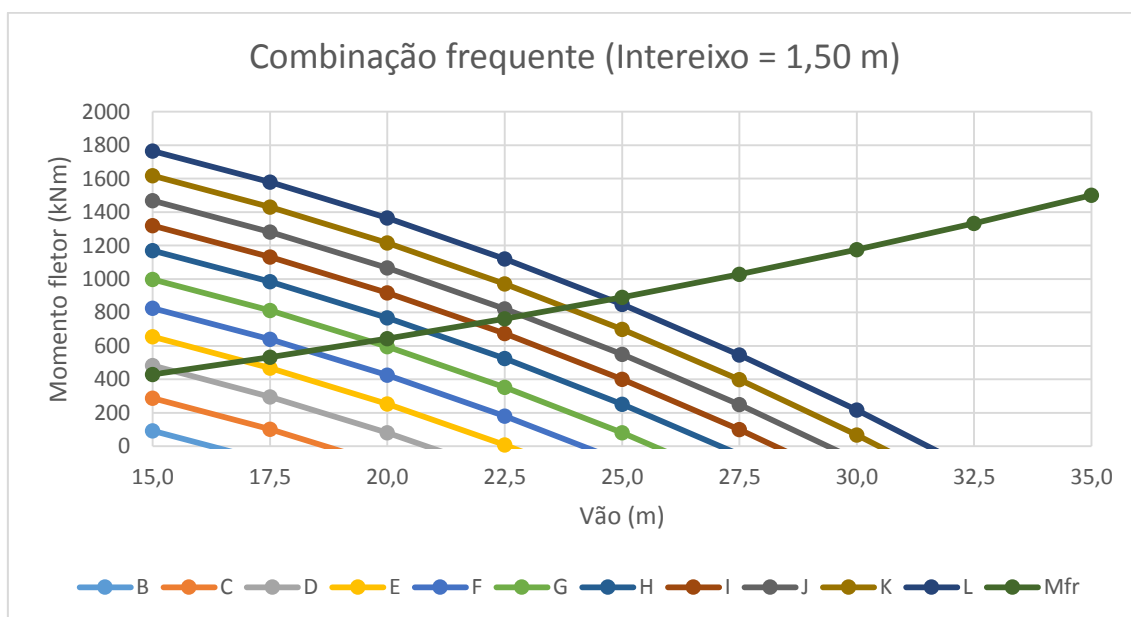
Fonte: Elaborada pela autora.

Gráfico 11. Momento fletor para combinação quase permanente – Intereixo: 1,50 m



Fonte: Elaborada pela autora.

Gráfico 12. Momento fletor para combinação frequente – Intereixo: 1,50 m



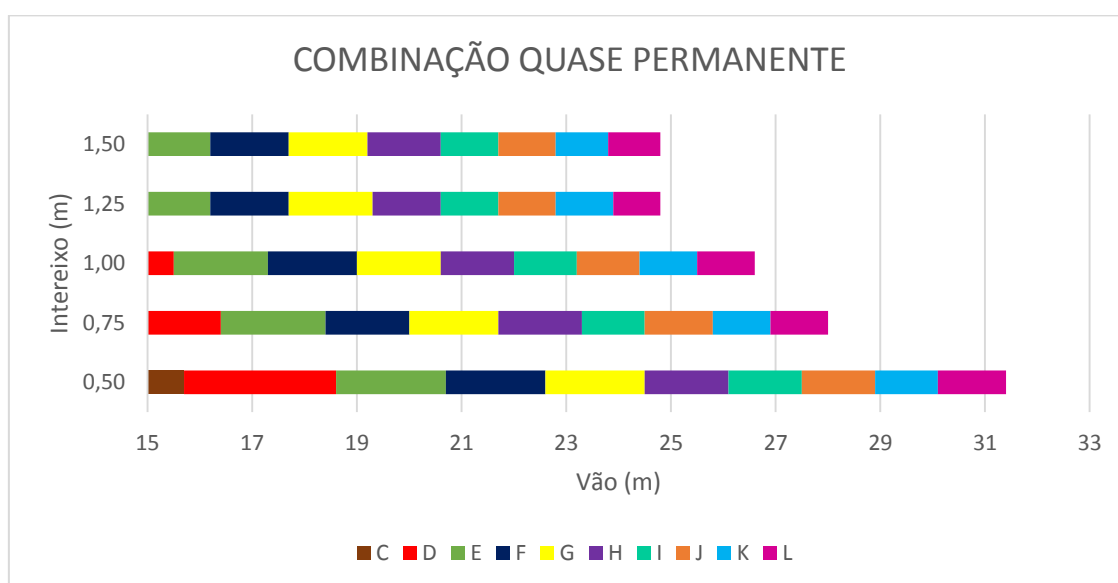
Fonte: Elaborada pela autora.

4.3 Gráficos para identificação dos limites de utilização da viga

Através dos gráficos construídos anteriormente, tornou-se possível a criação dos seguintes gráficos que facilitam a identificação dos limites de utilização da viga. Os dois primeiros foram obtidos a partir da análise no Estado Limite de Serviço e o último foi obtido a partir da análise no Estado Limite Último, sendo o mais restritivo dos três que foram construídos.

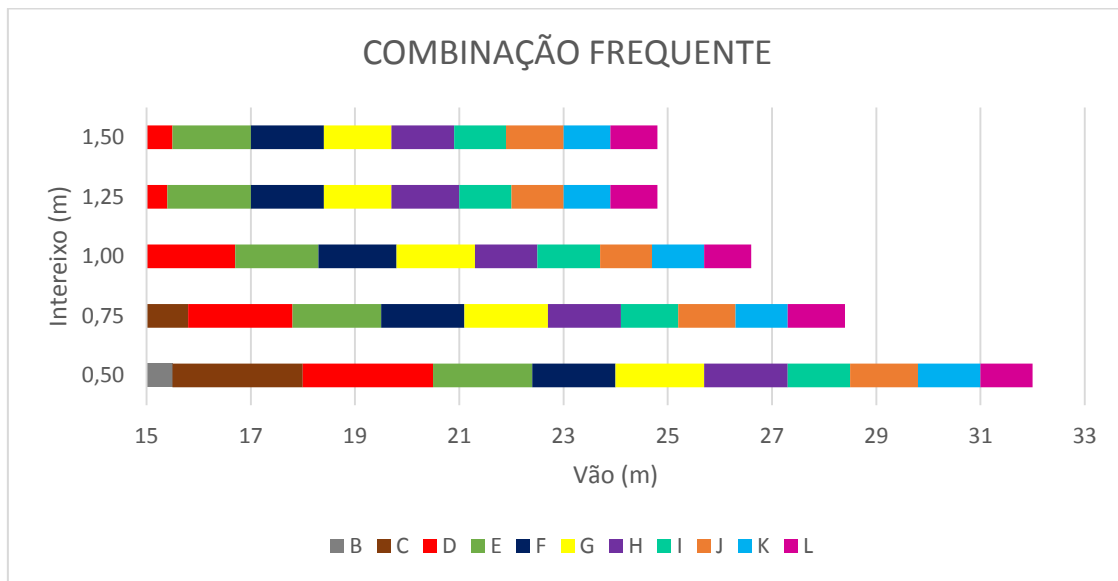
A partir destes gráficos, o fabricante pode inferir o valor do vão máximo admissível para cada arranjo de cordoalhas e cada intereixo. Por exemplo, caso o fabricante queira construir uma ponte com o maior vão possível, o qual é igual a 30,7 m, ele deverá construir uma ponte com o arranjo que apresenta 24 cordoalhas e intereixo igual a 0,50 m. Entretanto, se o fabricante quiser construir uma ponte com 24 m de vão e intereixo igual a 0,75 m, ele deverá utilizar, pelo menos, 22 cordoalhas, que são representadas pelo arranjo K.

Gráfico 13. Gráfico para combinação quase permanente



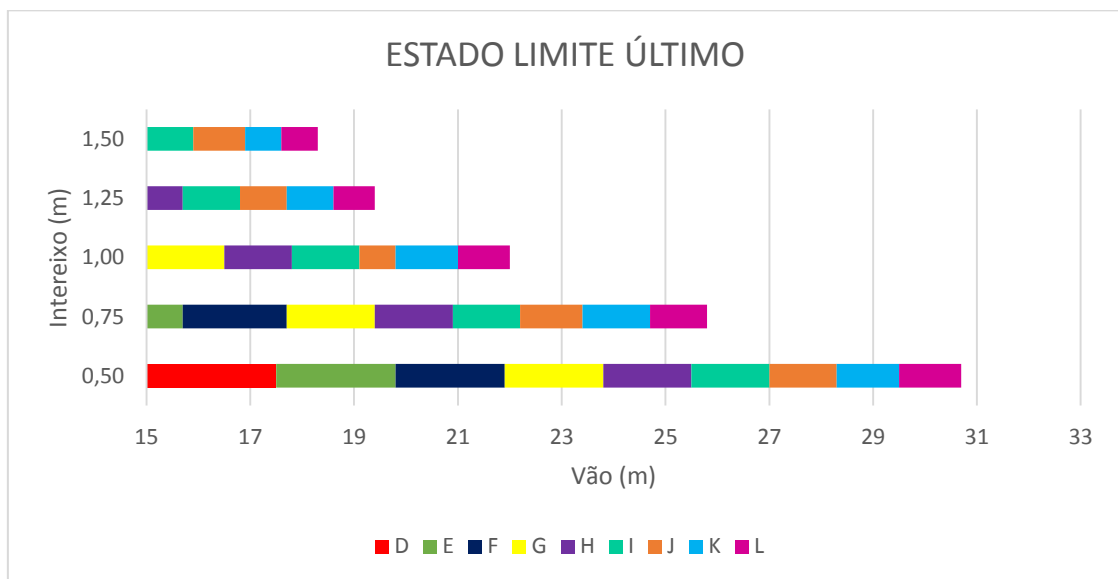
Fonte: Elaborada pela autora.

Gráfico 14. Gráfico para combinação frequente



Fonte: Elaborada pela autora.

Gráfico 15. Gráfico para o Estado Limite Último



Fonte: Elaborada pela autora.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir dos resultados obtidos, conclui-se que, para uma ponte de classe 45 de concreto formada por vigas pré-moldadas protendidas simplesmente apoiadas, o máximo vão admissível é igual a 30,7 m. Atinge-se este valor através da utilização de 24 cordoalhas com intereixo igual a 0,50 m. Deve-se observar que os máximos valores de vãos admissíveis indicados pelas diferentes configurações da ponte rodoviária podem ser aumentados com o acréscimo de armadura passiva nas vigas pré-moldadas.

O fabricante pode moldar sua escolha da ponte a ser construída através dos gráficos finais que indicam mais facilmente os limites de utilização da viga pré-moldada considerada neste trabalho. Além disso, a partir deste trabalho, podem ser realizadas análises para diferentes seções transversais a fim de se determinar a faixa de vãos admissíveis para outra viga pré-moldada.

6 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- Aplicar esta metodologia para uma viga com diferente seção transversal visando a faixa de vãos de 30 a 40 m;
- Fazer um estudo da estabilidade lateral dos perfis na fase de montagem;
- Criar um algoritmo genético que resulte nas possíveis soluções encontradas;
- Comparar economicamente as possíveis soluções para um determinado vão, as quais apresentam diferentes arranjos de armadura e inteiros.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALVES, Eduardo Valeriano. **Métodos de análise estrutural de tabuleiros de pontes em vigas múltiplas de concreto protendido**. ENGEVISTA, v. 6, n. 2, p. 48-58, agosto 2004. Disponível em: <http://www.uff.br/engevista/2_6Engevista4.pdf> Acesso em: 07 jun. 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7197**: Projeto de estruturas de concreto protendido. Rio de Janeiro, 1989.

BASTOS, Prof. Dr. Paulo Sérgio Dos Santos. **Fundamentos do concreto armado**. Notas de Aula. Universidade Estadual Paulista, São Paulo, 2006. Disponível em: <<http://coral.ufsm.br/decc/ECC1006/Downloads/FUNDAMENTOS.pdf>> Acesso em: 25 mai. 2016.

BRUMATTI, Dioni O.. **Uso de pré-moldados – Estudo e viabilidade**. Universidade Federal de Minas Gerais, Vitória, 2008. Disponível em: <<http://pos.demc.ufmg.br/novocecc/trabalhos/pg1/Monografia%20Dioni%20O.%20Brumatti.pdf>>. Acesso em: 13 abr. 2016.

CLÁUDIO, Renato Gadêlha. **Tipologia das pontes estaiadas com tabuleiro de concreto**. Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2010. Disponível em: <http://www.deecc.ufc.br/Download/Projeto_de_Graduacao/2010/Renato_Claudio_Tipologia%20das%20Pontes%20Estaiadas%20com%20Tabuleiro%20de%20Concreto.pdf> Acesso em: 05 jun. 2016.

DONIN, Christian. **Análise de modelos para a distribuição de ações em pontes rodoviárias de seções transversais dotadas de múltiplas vigas**. Universidade de Santa Cruz do Sul, Rio Grande do Sul, 2015. Disponível em: <http://online.unisc.br/acadnet/anais/index.php/salao_ensino_extensao/article/view/14163>. Acesso em: 14 abr. 2016.

EL DEBS, Mounir Khalil. **Concreto Pré-Moldado: Fundamentos e aplicações**. São Carlos: Eesc-usp, 2000.

FELIPPE FILHO, Waldir Neme. **Avaliação dos coeficientes de impacto utilizados no cálculo de pontes rodoviárias via análise dinâmica de estruturas**. Trabalho Final de Curso. Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, 2008. Disponível em: <<http://www.ufjf.br/mac/files/2009/05/tcc-waldir.pdf>> Acesso em: 04 jun. 2016.

FERNANDEZ, Maria Luiza Soares. **Análise da produtividade na execução de um viaduto**. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2015. Disponível em: <<https://repositorio.ufsc.br/bitstream/handle/123456789/157038/repositoriobu.pdf?sequence=1&isAllowed=y>> Acesso em: 04 jun. 2016.

FILGUEIRA, Daniel Lucas. **Avaliação de viga de concreto pré-moldado para tabuleiro de ponte rodoviária**. Projeto de Graduação, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2015.

FORTE, Luiz Antonio. **Dimensionamento e análise de diferentes propostas de longarinas para pontes de concreto armado.** Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2014. Disponível em: <<https://repositorio.ufsc.br/xmlui/bitstream/handle/123456789/122009/TCC%20-%20Luiz%20Antonio%20Forte.pdf?sequence=1&isAllowed=y>> Acesso em: 03 jun. 2016.

FULGÊNCIO, João Paulo Teixeira Oliveira Rodrigues. **Análise do uso de vigas transversinas em pontes de concreto armado.** Engenharia Estudo e Pesquisa. ABPE, 2014. Disponível em: <http://www.revistaeeep.com/imagens/volume14_01/cap03.pdf>. Acesso em: 14 abr. 2016.

IGLESIA, Tiago Borges. **Sistemas construtivos em concreto pré-moldado.** Universidade Anhembi Morumbi, São Paulo, 2006. Disponível em: <<http://engenharia.anhembi.br/tcc-06/civil-33.pdf>>. Acesso em: 12 abr. 2016.

MATTOS, T. S., **Programa para análise de superestruturas de pontes de concreto armado e protendido.** Dissertação de Mestrado, Pós-Graduação de Engenharia. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2001. Disponível em: <http://wwwp.coc.ufrj.br/teses/mestrado/estruturas/2001/teses/MATTOS_TS_M_01_t_M_est.pdf> Acesso em: 03 jun. 2016.

PINHEIRO, Libânio M.. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios.** Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, 2004. Disponível em <http://coral.ufsm.br/decc/ECC1006/Downloads/Apost_EESC_USP_Libanio.pdf> Acesso em: 07 jun. 2016.

PINHO, Mauricio Fernando. **Tabuleiros de pontes em vigas pré-moldadas protendidas com continuidade – Aspectos de projeto e construção.** ANAIS DO 51º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO - CBC2009, e-Artigo 055 ABECE. São Paulo, 2011. Disponível em: <<http://site.abece.com.br/download/pdf/E-artigos55.pdf>> Acesso em: 06 nov. 2016.

SERRA, S. M. B.. **Evolução dos Pré-fabricados de Concreto**. 1º Encontro nacional de pesquisa-projeto-produção em concreto pré-moldado, São Carlos, 2005. Disponível em: <http://www.set.eesc.usp.br/1enppcpm/cd/conteudo/trab_pdf/164.pdf>. Acesso em: 14 abr. 2016.

TEIXEIRA, Luciene Pires. **A construção civil como instrumento do desenvolvimento da economia brasileira**. REVISTA PARANAENSE DE DESENVOLVIMENTO, Curitiba, n. 109, p. 09-26, jul./dez. 2005. Disponível em: <<http://www.ipardes.gov.br/ojs/index.php/revistaparanaense/article/view/138/128>>. Acesso em: 12 abr. 2016.

WIDOMSKI, Vitor. **Viadutos rodoviários curvos: dimensionamento de superestrutura de concreto com seção caixão**. Trabalho de Diplomação. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015. Disponível em: <<http://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/28542/000769467.pdf?sequence=1>> Acesso em: 03 jun. 2016.