



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

**DANIEL LUCAS FILGUEIRA**

**AVALIAÇÃO DE VIGA DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO PARA**  
**TABULEIRO DE PONTE RODOVIÁRIA**

**FORTALEZA**

**2016**

DANIEL LUCAS FILGUEIRA

**AVALIAÇÃO DE VIGA DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO PARA  
TABULEIRO DE PONTE RODOVIÁRIA**

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 Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Joaquim Eduardo Mota

**FORTALEZA**

**2016**

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação  
Universidade Federal do Ceará  
Biblioteca de Ciências e Tecnologia

- 
- F512a Filgueira, Daniel Lucas.  
Avaliação de viga de concreto pré-moldado para tabuleiro de ponte rodoviária. / Daniel Lucas Filgueira. – 2016.  
66 f. il. color.
- Monografia (Graduação) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Estrutural e Construção Civil, Graduação em Engenharia Civil, Fortaleza, 2016.  
Orientação: Prof. Dr. Joaquim Eduardo Mota.
1. Concreto pré-moldado. 2. Vigas de concreto. 3. Construção civil. I. Título.

---

CDD 620

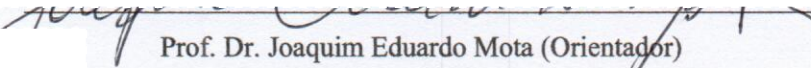
DANIEL LUCAS FILGUEIRA

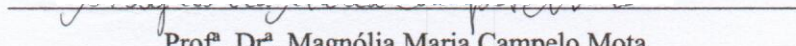
**AVALIAÇÃO DE VIGA DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO PARA  
TABULEIRO DE PONTE RODOVIÁRIA**

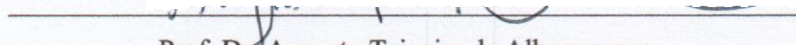
Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil do Departamento de Engenharia Estrutural e Construção Civil da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial para obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovada em: 11/02/16.

BANCA EXAMINADORA

  
Prof. Dr. Joaquim Eduardo Mota (Orientador)  
Universidade Federal do Ceará (UFC)

  
Prof.ª Dr.ª Magnólia Maria Campelo Mota  
Universidade Federal do Ceará (UFC)

  
Prof. Dr. Augusto Teixeira de Albuquerque  
Universidade Federal do Ceará (UFC)

A Deus

Aos meus pais, Ana e Antônio

## **AGRADECIMENTOS**

Dedico este trabalho primeiramente à Deus e à minha família por todo apoio.

Agradeço aos professores participantes da banca pelo tempo, colaborações e sugestões.

Ao Prof. Dr. Joaquim Mota pela orientação e por ter me acolhido e aceitado o desafio de realizar a monografia em três meses.

À todos os professores do curso de Engenharia Civil pelo conhecimento passado para mim nesses cinco anos de graduação.

À todos os meus amigos do curso, em especial ao Alessandro, Alex, Amanda, Alana, Davidson, Rafaela e Izac pela amizade e por ter me ajudado bastante durante à graduação.

## RESUMO

Tabuleiros de pontes constituídos por laje apoiada em vigas pré-moldadas são muito utilizados devido a sua rapidez de execução e por serem economicamente muito competitivos para vãos de até 50m. O presente trabalho tem como objetivo principal determinar a faixa admissível de vãos de uma viga de concreto pré-moldado, seção tipo I protendida para utilização em tabuleiro de ponte rodoviária. Na modelagem e análise do problema foi utilizado o software Midas Civil 2011. Para a realização do estudo foi tomado como exemplo uma ponte de classe 45 com 10m de largura e comprimento variando de 5 a 25m. A distância de entre-eixo entre as vigas de seção I variou de seu valor mínimo igual 0,50m, caso de vigas justapostas, até o valor máximo de 1,50m. O material das vigas considerado foi um concreto C40 isotrópico e o da laje foi um concreto C40 ortotrópico, de forma que todo esforço longitudinal de flexão do tabuleiro seja resistido integralmente pelas vigas. Após a definição da geometria, materiais, condições de contorno e ações permanentes e móveis, são calculados os máximos esforços cortantes e momentos fletores aos quais as vigas ficam sujeitas. Os valores máximos foram comparados aos máximos permitidos em norma, através de uma análise no Estado Limite Último e no Estado Limite de Serviço. A armadura ativa de protensão é constituída por cordoalhas de 12.7mm e aço CP190RB. Foram considerados 8 arranjos de cordoalhas dispostas no talão inferior da viga. Os resultados são apresentados em gráficos que auxiliam o projetista ou fabricante a identificar os limites de utilização da viga produzida. Constatou-se que a viga I analisada pode ser utilizada até o vão limite de 22m.

**Palavras chave:** Ponte, Viga pré-moldada, Concreto.

## **ABSTRACT**

Bridge decks made of slab supported by precast beams are widely used because of its quick execution and be economically very competitive for spans of up to 50m. This study aims to determine the allowable range spans of a precast concrete beam section type I prestressed for use in highway bridge deck. Modeling and analysis of the problem, it was used the Civil Midas 2011 software. For the study was taken as an example a class 45 bridge with 10m in width and length ranging from 5 to 25m. The inter-axis distance between the I section beams varied from its minimum value equal to 0.50 m, case juxtaposed beams, up to a maximum of 1.50 m. The material of the beams considered was a isotropic concrete C40 for slabs and a orthotropic concrete C40 for beams, so any longitudinal bending stress tray is fully resisted by the beams. After defining the geometry, materials, boundary conditions and dead and live loads, the maximum shear forces and bending moments that which the beams are subject are calculated. The maximum values were compared to the maximum permitted by norme, through an analysis on the Ultimate Limit State and the Service Limite State. Active prestressing reinforcement consists of chordae of 12.7mm and steel CP190RB. It was considered eight kinds of chordae arrangements in the bottom of the beam bead. The results are presented in graphs that help the draftsman or manufacturer to identify the limits of use of the produced beam. It was verified that the I-beam analyzed may be used to limit the range of 22m.

**Keywords:** Bridge. Precast beam. Concrete.



## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Divisão estrutural de uma ponte.....	14
Figura 2 – Trem tipo TB 45.....	17
Figura 3 – Trem tipo homogeneizado.....	17
Figura 4 – Comparativo da fissuração em vigas com cabos com aderência e sem aderência..	27
Figura 5 – Ações solicitantes devido ao efeito de protensão em uma seção S.....	30
Figura 6 – Distribuições de tensões na seção composta.....	30
Figura 7 – Comparação dos custos de elementos pré-moldados e manufaturados .....	33
Figura 8 – Seções de elementos pré fabricados para a superestrutura de pontes .....	34
Figura 9 – Seção transversal tipo I de uma ponte rodoviária com vigas pré moldadas.....	35
Figura 10 – Arranjos dos elementos da superestrutura .....	35
Figura 11 – Estrutura arbitrária modelada através do método dos elementos finitos.....	36
Figura 12 – Seção transversal da viga .....	37
Figura 13 – Número máximo de cordoalhas de 12,7 mm na seção da viga .....	37
Figura 14 – Ilustração dos arranjos.....	39
Figura 15 – Seção transversal da ponte com vigas com distância de entre-eixo de 0,50m.....	40
Figura 16 – Seção transversal da ponte com vigas com distância de entre-eixo de 0,75m.....	40
Figura 17 – Seção transversal da ponte com vigas com distância de entre-eixo de 1,00m.....	40
Figura 18 – Seção transversal da ponte com vigas com distância de entre-eixo de 1,25m.....	41
Figura 19 – Seção transversal da ponte com vigas com distância de entre-eixo de 1,50m.....	41
Figura 20 – Apresentação do software Midas Civil .....	42
Figura 21 – Modelo estrutural para tabuleiro de 10m de comprimento e vigas com distância de entre-eixo de 1,00m .....	42
Figura 22 – Propriedades do material da laje .....	43
Figura 23 – Propriedades do material das vigas .....	44
Figura 24 – Restrições nas vigas .....	45
Figura 25 – Carga de revestimento.....	46
Figura 26 – Carga dos guarda rodas .....	46
Figura 27 – Faixas de tráfego .....	46
Figura 28 – Cargas distribuída do TB 45 simplificado .....	47
Figura 29 – Cargas distribuída do TB 45 simplificado .....	48
Figura 30 – Malha de 0,50m.....	49
Figura 31 – Momento fletor através das cargas permanentes .....	49

Figura 32 - Momento fletor das cargas móveis sem impacto.....	50
Figura 33 - Esforços cortantes das cargas permanentes .....	50
Figura 34 – Esforços cortantes através das cargas móveis sem impacto.....	51
Figura 35 - Estudo de caso - Momento Fletor .....	61
Figura 36 - Estudo de caso - Combinação quase permanente .....	62
Figura 37 - Estudo de caso - Combinação frequente.....	62

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Coeficientes de ponderação de ações permanentes consideradas em conjunto.....	19
Tabela 2 – Coeficientes de ponderação de ações móveis consideradas separadamente .....	20
Tabela 3 – Coeficientes de combinação e redução para cargas móveis .....	21
Tabela 4 – Cordoalhas de 7 fios – Relaxação Baixa RB .....	26
Tabela 5 – Escolha do tipo de protensão .....	29
Tabela 6 – Classificação dos arranjos.....	38
Tabela 7 – Momentos resistentes para cada arranjo .....	51

## SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO .....	12
2	PROBLEMA.....	13
3	OBJETIVOS .....	13
3.1	Objetivo Principal .....	13
3.2	Objetivos Específicos .....	13
4	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	14
4.1	Pontes.....	14
4.1.1	Estrutura.....	14
4.1.2	Carregamento.....	15
4.1.3	Combinações de ações em pontes.....	18
4.2	Resistência do concreto à tração .....	22
4.2.1	Momento de fissuração .....	22
4.3	Concreto Armado.....	23
4.4	Concreto protendido .....	24
4.4.1	Vantagens e desvantagens .....	25
4.4.2	Aços de protensão .....	25
4.4.3	Sistemas de protensão com aderência.....	26
4.4.4	Tipos de protensão .....	28
4.4.5	Tensões normais na seção.....	29
4.4.6	Cálculo do momento último .....	30
4.4.7	Calculo do cortante resistente ( $V_{Rd2}$ ).....	31
4.5	Concreto Pré-Moldado.....	32
4.5.1	Vantagens e desvantagens .....	32
4.6	Pontes com vigas pré-moldadas.....	33
4.7	Método dos Elementos Finitos (MEF) .....	35
5	METODOLOGIA.....	37

5.1	Escolha da seção transversal da viga e opções de tabuleiro .....	37
5.2	Escolha das condições de modelagem da ponte .....	41
5.3	Condições de Estado Limite Último e Estado Limite de Serviço .....	51
5.3.1	Estado Limite Último .....	51
5.3.2	Estado Limite de Serviço .....	52
6	RESULTADOS .....	53
6.1	Estudo de Caso .....	61
7	CONCLUSÃO .....	64
8	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	65
9	REFERENCIAS .....	66

## 1 INTRODUÇÃO

Segundo Possan e Pena (2014), a infraestrutura é um fator decisivo em relação ao desenvolvimento social e econômico de uma região. Fazem parte da infraestrutura urbana, rodovias, aeroportos, ferrovias, pontes, portos, dentre outras.

Com o desenvolvimento da região, há o aumento da necessidade de ampliação de toda sua infraestrutura, como construções de pontes, por exemplo. Dessa forma, há estímulo ao desenvolvimento da engenharia de pontes, surgindo novas técnicas e novos materiais.

A indústria da Construção Civil é considerada obsoleta em comparação a outros ramos, pelo fato de, por muitas vezes, apresentar baixa produtividade, grande desperdício e baixo controle de qualidade. A utilização de elementos pré-moldados é uma das formas de tentar reduzir esse cenário.

Segundo El Debs (2000), a pré-moldagem é definida como um processo de construção no qual elementos da obra são moldados fora do local de utilização definitivo. Destaca-se o uso de elementos pré-moldados em pontes de pequeno e médio porte, edifícios comerciais, canais, galerias, dentre outros. A técnica de utilização de vigas pré-moldadas apresenta como principais vantagens, a redução do prazo e melhor controle de execução.

Segundo Pinho, Régis e Araújo (2011), a utilização de vigas pré-moldadas teve início na década de 30 mas foi apenas com o avanço da tecnologia da protensão, na década de 50, que houve grande avanço nas técnicas e aumento do uso, tornando possível vencer vãos cada vez maiores. Segundo Nakamura (2013 apud POSSAN e PENA, 2014), a utilização de elementos de concreto pré-moldado está sendo impulsionada pela necessidade de economizar recursos e de otimização do prazo de execução da obra.

Segundo Leonhardt (1979 apud POSSAN e PENA, 2014), utilizar elementos pré-moldados em pontes se torna econômico quando é necessário construir várias pontes semelhantes ou pontes com muitos vãos. Segundo El Debs (2000 apud POSSAN e PENA, 2014), pode-se utilizar o concreto pré-moldado em praticamente toda parte de uma obra, o autor indica diferentes tipos de seções transversais possíveis para os elementos. Em função dessa variabilidade de suas dimensões, pode-se obter diferentes tamanhos de vãos, dependendo da seção da viga e resistência dos materiais. O presente trabalho pretende oferecer às indústrias de concreto pré-moldado, os tamanhos de vãos possíveis para uma viga de seção I pré-definida.

## **2 PROBLEMA**

A indústria da pré-fabricação precisa conhecer a extensão do campo de aplicação dos seus produtos. O problema abordado neste trabalho é o da incerteza na determinação da faixa de vãos admissíveis para uma viga pré-moldada de concreto de seção definida e que deverá ser utilizada para compor o tabuleiro de uma ponte rodoviária.

## **3 OBJETIVOS**

### **3.1 Objetivo Principal**

Determinar a faixa admissível de vãos de um tipo de viga pré-moldada utilizada em tabuleiro de ponte rodoviária.

### **3.2 Objetivos Específicos**

- ✓ Apresentar as opções de tabuleiro de pontes utilizando a viga em análise;
- ✓ Avaliar o nível de esforços de carga permanente e carga móvel para vãos variando entre 5m e 25m;
- ✓ Estabelecer os critérios dos estados limites a serem respeitados;
- ✓ Propor uma forma de representação gráfica que auxilie o projetista ou fabricante identificar os limites de utilização da viga produzida.

## 4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 4.1 Pontes

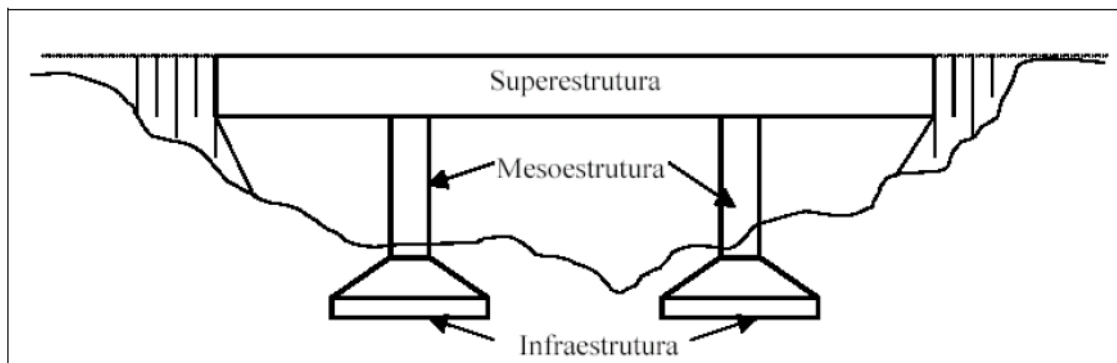
Pontes são estruturas construídas com o objetivo de ultrapassar obstáculos naturais e artificiais que impedem a continuidade de uma via. Geralmente os obstáculos são compostos por massas de águas, como rios e lagos, quando são vales ou outras vias, a obra é denominada de viadutos.

#### 4.1.1 Estrutura

Segundo Vitório (2002), a estrutura das pontes é dividida em: superestrutura, mesoestrutura e infraestrutura.

- a) superestrutura: Constituídas por elementos que recebem as principais cargas atuantes diretamente, como laje do tabuleiro, longarinas e transversinas;
- b) mesoestrutura: Constituídas por elementos intermediários, que transmitem as ações atuantes nos elementos da superestrutura até as fundações somadas a outras ações atuantes no local, como força de vento e empuxos de terra e da água. É constituída normalmente por pilares e aparelhos de apoio de metal ou de borracha;
- c) infraestrutura: Constituídas por elementos que transmitem os esforços da mesoestrutura até o solo. É a fundação da ponte, que pode ser composta por sapatas, blocos, tubulões, estacas e vigas de ligação.

Figura 1 – Divisão estrutural de uma ponte



Fonte: MATTOS (2001 apud SOUZA e ARAUJO,2015)



### **4.1.2 Carregamento**

A estrutura da ponte deve ser projetada de forma que sejam consideradas todas as possíveis combinações de carregamento durante a sua construção e utilização. Ela deve atender a todas as condições de estado limite último, de serviço e de durabilidade

Segundo a NBR 8681/2003, podem ocorrer três tipos de carregamentos:

- a) normais: origina-se do carregamento antevisto para a construção. Sempre deve ser considerado nas verificações de Estado Limite Último e Estado Limite de Serviço;
- b) especiais: origina-se de carregamento de atuação variável e que não é previsto, como ações da natureza. Eles possuem pequena duração e intensidade incerta. Geralmente eles são considerados apenas na verificação de segurança no Estado Limite Último;
- c) excepcionais: origina-se de ações raras que possam causar consequências catastróficas. São duração muito curta mas de alta intensidade. Eles são considerados apenas na verificação de segurança no Estado Limite Último e em tipos de construções especiais na quais os seus efeitos não devem ser desprezados.

Os carregamentos nas pontes podem ser classificados como permanentes, variáveis ou excepcionais, segundo a NBR 7187/2003.

#### **4.1.2.1 Ações permanentes**

De acordo com a NBR 7187/2003, as ações permanentes são aquelas que podem ser consideradas constantes durante toda a vida útil da estrutura ou que tendem a um valor limite constante. As principais ações permanentes são:

- a) peso próprio da estrutura;
- b) peso próprio do revestimento;
- c) peso próprio do guarda rodas;
- d) empuxos de terra ou líquido.

#### 4.1.2.2 Ações variáveis

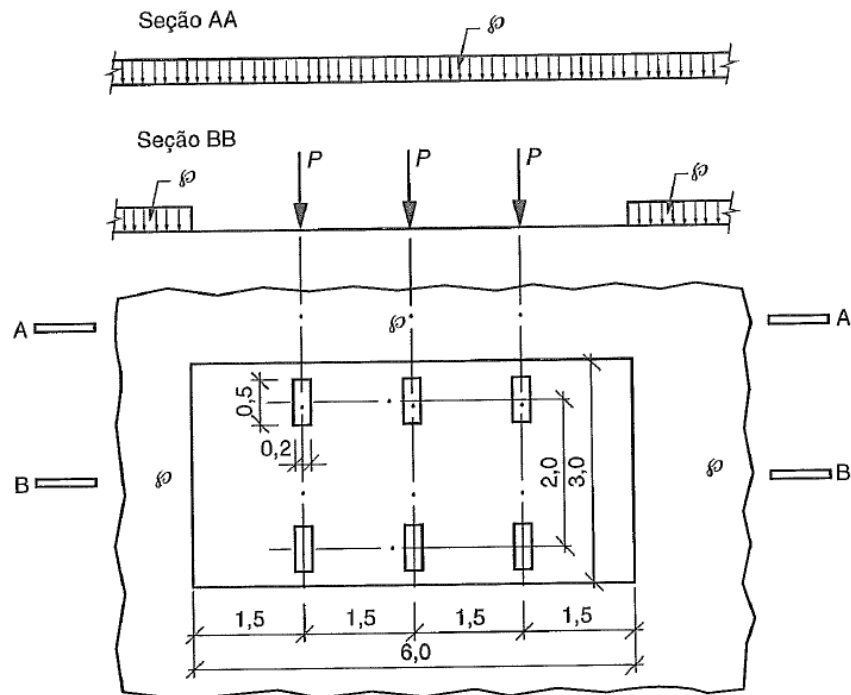
As ações variáveis são aquelas que não permanecem constantes durante sua vida útil. As principais ações variáveis são:

- a) carga móveis;
- b) força de aceleração e frenagem;
- c) ações dos ventos;
- d) cargas devidas a variação de temperatura.

Segundo Cunha (2010), as ações devido as cargas móveis são as mais influentes na estrutura. Elas são denominadas de trem-tipo nas pontes rodoviárias. O trem-tipo compõe de um veículo com 6 metros de comprimento e 3m de largura. Ele compõe uma carga uniformemente distribuída de intensidade  $p$  atuante em toda a pista de rolamento, exceto na área do veículo e de cargas concentradas  $P$  atuantes nas rodas. A influência da carga móvel deve ser considerada como se ela pudesse assumir qualquer posição da pista rodoviária, com as cargas concentradas e distribuídas dispostas nas posições mais desfavoráveis.

Segundo a NBR 7188/2013, a carga móvel padrão rodoviária é a TB-45, que é definido por um veículo de 450kN e seis rodas divididas em três eixos espaçadas de 1,5m e com distância de 2m entre as rodas do mesmo eixo. As cargas concentradas  $P$  têm o valor de 75kN e a carga distribuída  $p$  tem o valor de 5kN/m<sup>2</sup>.

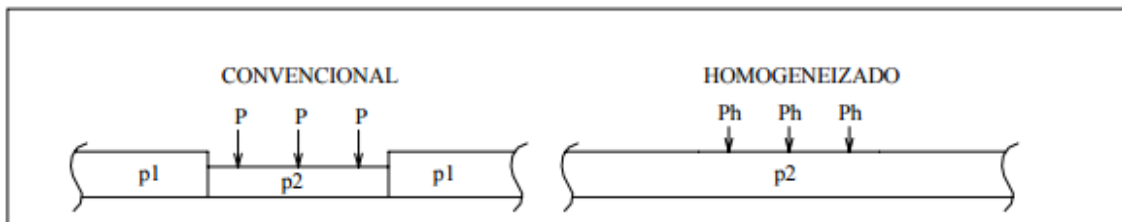
Figura 2 – Trem tipo TB 45



Fonte: NBR 7188/2013

Para o estudo das vigas principais, permite-se homogeneizar o carregamento, fazendo a carga distribuída atuar em toda a faixa. Assim, as cargas concentradas são reduzidas em um valor correspondente ao que foi acrescentado pela homogeneização. O trem tipo TB-45 simplificado possui a carga distribuída por toda a faixa de  $5 \text{ kN/m}^2$  e com uma carga concentrada de  $60 \text{ kN}$  em cada roda.

Figura 3 – Trem tipo homogeneizado



Fonte: CAVALCANTI (2004)

Segundo a NBR 7188/1013, as cargas móveis verticais devem ser majoradas pelo o coeficiente de impacto vertical.

$$CIV = \begin{cases} 1,35 & \text{para vãos menor que } 10,0m \\ 1 + 1.06 \cdot \left( \frac{20}{L_{IV} + 50} \right) & \text{para vãos entre } 10 \text{ e } 200m \end{cases} \quad (1)$$

#### 4.1.2.3 Ações excepcionais

As ações excepcionais são aquelas de pouca duração e com pouca chance de ocorrer, mas deve ser considerada pela sua grande intensidade, dentre elas estão:

- a) abalos sísmicos;
- b) choque de veículos nos pilares e guarda rodas;
- c) choque de embarcações nos pilares (MATTOS, 2001 apud SOUZA; ARAÚJO,1015).

#### 4.1.3 Combinações de ações em pontes

Para verificar a segurança em uma estrutura, deve-se seguir os critérios estabelecidos pela NBR 8681/2013. A estrutura não pode ultrapassar os estados limites para que ela tenha um desempenho adequado à sua finalidade, estão relacionados aos esforços solicitantes, tensões, deslocamentos, dentre outros.

As combinações utilizam fatores de ponderação das ações permanentes e variáveis no qual se consideram a probabilidade de ocorrência das ações simultaneamente.

##### 4.1.3.1 Estado Limite Último (ELU)

Estado no qual sua ocorrência determinam a paralisação da obra. Segundo a NBR 8681/2003, no projeto, devem ser considerados os Estado Limite Último como:

- “a) Perda de equilíbrio, global ou parcial, admitida a estrutura como um corpo rígido;
- b) Ruptura ou deformação plástica excessiva dos materiais;
- c) Transformação da estrutura, no todo ou em parte, em sistema hipostático;
- d) Instabilidade por deformação;
- e) Instabilidade dinâmica.”

Estão relacionadas com a segurança da estrutura submetida aos esforços mais desfavoráveis previsto durante toda a vida útil da estrutura. Quando o esforço solicitante ultrapassa o estabelecido pelo ELU, ocorre a ruína do concreto.

Para combinações últimas normais é calculado a seguinte expressão:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \cdot F_{Gik} + \gamma_q \left( F_{Q1.k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} \cdot F_{Qj.k} \right) \quad (2)$$

Os coeficientes de ponderação  $\gamma_g$  majoram as cargas permanentes que provocam efeitos desfavoráveis à estrutura e minoram as cargas permanentes que provocam efeitos favoráveis na estrutura.

Tabela 1 – Coeficientes de ponderação de ações permanentes consideradas em conjunto

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

<sup>1)</sup> Grandes pontes são aquelas em que o peso próprio da estrutura supera 75% da totalidade das ações permanentes.  
<sup>2)</sup> Edificações tipo 1 são aquelas onde as cargas acidentais superam 5 kN/m<sup>2</sup>.  
<sup>3)</sup> Edificações tipo 2 são aquelas onde as cargas acidentais não superam 5 kN/m<sup>2</sup>.

Fonte: NBR 8681/2013

Os coeficientes de ponderação  $\gamma_q$  majoram as cargas móveis que provocam efeitos desfavoráveis à estrutura, enquanto as cargas móveis que provocam efeitos favoráveis à estrutura são desconsideradas.

Tabela 2 – Coeficientes de ponderação de ações móveis consideradas separadamente

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

Fonte: NBR 8681/2013

#### 4.1.3.2 Estado Limite de Serviço (ELS)

Os Estados Limite de Serviços estão associados com o desempenho da estrutura sob condições normais de utilização. Sua ocorrência causa efeitos que podem comprometer a durabilidade da estrutura. Segundo a NBR 8681/2003, os ELS são caracterizados por:

- “a. Danos ligeiros ou localizados, que comprometam o aspecto estético da construção ou a durabilidade da estrutura;
- b. Deformações excessivas que afetem a utilização normal da construção ou a durabilidade da estrutura;
- c. Vibração excessiva ou desconfortável.”

As ações para o ELS podem ocorrer por três classes no quais as ações são multiplicadas por coeficientes de majoração ou de redução, de acordo com sua probabilidade de ocorrência:

- a) combinações quase permanentes: Podem atuar durante a maioria da vida útil da estrutura;
- b) combinações frequentes: Atuam diversas vezes durante a vida útil da estrutura;

c) combinações raras: Podem atuar por algumas horas durante a vida útil da estrutura.

Tabela 3 – Coeficientes de combinação e redução para cargas móveis

Ações	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2^{3), 4)}$
<b>Cargas acidentais de edifícios</b>			
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 <sup>1)</sup>	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 <sup>2)</sup>	0,7	0,6	0,4
Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
<b>Vento</b>			
Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
<b>Temperatura</b>			
Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
<b>Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos</b>			
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
<sup>1)</sup> Edificações residenciais, de acesso restrito. <sup>2)</sup> Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público. <sup>3)</sup> Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para $\Psi_2$ o valor zero. <sup>4)</sup> Para combinações excepcionais onde a ação principal for o fogo, o fator de redução $\Psi_2$ pode ser reduzido, multiplicando-o por 0,7.			

Fonte: NBR 8681/2003

Para combinações quase permanente, todos os coeficientes de cargas móveis são considerados com os valores de quase permanente  $\Psi_1$ .

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{G_i,k} + \sum_{j=1}^n \Psi_{2j} F_{Q_j,k} \quad (3)$$

Para combinações frequentes, a carga móvel principal é considerada com o coeficiente de valor frequente  $\Psi_2$ , as demais cargas móveis são consideradas com os valores de quase permanente  $\Psi_1$ .

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{G_i,k} + \Psi_1 F_{Q_1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{2j} F_{Q_j,k} \quad (4)$$

Segundo a NBR 7197/1989, a verificação ao Estado Limite de Serviço (ELS) deve considerar os estados conforme os riscos de deformação excessiva ou fissuração. São eles:

- a) estado limite de descompressão: estado no qual a tensão de pelo menos um ponto da seção é nulo mas não havendo tração nela;
- b) estado limite de formação de fissuras: estado no qual se inicia a formação de fissuras;
- c) estado limite de abertura de fissuras: estado no qual a abertura de fissuras possuem valores especificados;
- d) estado limite de deformação excessiva: estado no qual a deformação atinge valores limites estabelecidos;
- e) estado limite de compressão excessiva: estado no as tensões de compressão na seção transversal atingem o limite de  $0,7f_{ck}$ ;
- f) Casos especiais: estado em construções especiais que podem exigir outros estados limites de utilização.

## 4.2 Resistência do concreto à tração

Segundo Carvalho (2012), como o concreto possui uma baixa resistência à tração, geralmente não se considera essa resistência. Entretanto, esse valor influencia a fissuração, então é necessário o conhecimento de seu valor.

Existem alguns ensaios nos quais se obtém o valor da resistência do concreto à tração, como a flexotração, compressão diametral e tração pura. No caso da não possibilidade da realização do ensaio, pode-se calcular um valor aproximado ( $f_{ctk,inf}$ ).

$$f_{ctm} = 0.3 f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad (5)$$

$$f_{ctk,inf} = 0.7 f_{ctm} \quad (6)$$

### 4.2.1 Momento de fissuração

Embora a resistência do concreto seja desprezada no cálculo de resistência do Estado Limite Último, seu valor é importante para análise de Estado Limite de Serviço. É necessário o conhecimento do valor do momento fletor no qual a peça de concreto iniciará a



fissurar. Segundo a NBR 6118/2014, o seu valor pode ser aproximado com a expressão seguinte:

$$M_R = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_i} \quad (7)$$

O valor de  $\alpha$  é igual a 1,2 para seções em T e 1,5 para seções retangulares.

### 4.3 Concreto Armado

O concreto é um material composto por cimento, areia, brita e água que é muito resistente à compressão. Entretanto, sua resistência à tração é muito baixa (cerca de 10% da resistência à compressão). Assim, houve a necessidade de unir o concreto a materiais resistentes à tração e que houvesse uma aderência com o concreto.

Segundo Goretti (2013), a descoberta do concreto armado se deve a Joseph-Louis Lambot que realizou a construção de um barco em 1849. O projeto chamou a atenção de Joseph Monier, que desenvolveu a técnica, começando com vasos de cimento e reservatórios de água, chegando a vigas de concreto armado. A primeira ponte de concreto armado foi construída por Monier em 1875 no castelo Chazelet e ainda existe até hoje.

Em 1886, o engenheiro alemão Gustav Wayss comprou a patente de Monier e começou a desenvolver pesquisas para uso de concreto armado em materiais de construção na sua empresa.

Desde então, os estudos no concreto armado foram desenvolvidos até que o material se tornasse confiável entre os engenheiros. Em 1902, foi construído o Ingalls Building, em Ohio, o primeiro prédio alto de concreto armado no mundo, com 64 metros.

Pode-se definir o concreto armado como a junção de concreto simples, armadura e aderência. A aderência é uma propriedade fundamental para que não haja escorregamento entre a armadura e o concreto e os esforços sejam transmitidos de um para o outro material e, assim, haja solidariedade entre os dois e eles possam trabalhar em conjunto como um só material.

Segundo Bastos (2006), as principais vantagens do concreto armado são: economia, durabilidade, fácil modelagem, impermeabilidade e resistência ao choque, vibrações e fogo. As principais desvantagens são: Peso próprio elevado, alta transmissão de calor e som, necessidade de controle da fissuração e dificuldade em reformas.

As principais normas que regulam projetos de estruturas de concreto armado são:

- NBR 6118 – Projeto e execução de obras de concreto armado
- NBR 6120 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações
- NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações
- NBR 7187 – Cálculo e execução de pontes de concreto armado
- NBR 7188 – Cargas moveis em pontes rodoviárias

O concreto armado convencional possui duas limitações:

a) Fissuração em serviço:

Devido à baixa resistência do concreto à tração e os elementos em serviço poderem apresentar fissuração. Se controlada, ela não compromete a segurança, entretanto, se não controlada corretamente, pode haver baixa rigidez de deformação, diminuição do cobrimento, e, portanto, da durabilidade da peça e sensação de insegurança.

b) Inviabilidade em utilizar aços de altas resistências:

No concreto armado convencional, geralmente se utiliza aços com uma resistência não muito alta, como o CA-50. Nesse caso, o aço atingirá o ponto de escoamento antes do concreto atinja o seu Estado Limite Ultimo, assim, o aço é aproveitado ao máximo.

Caso se utilize aços de altas resistências, como o RB-190, o concreto atingirá o Estado Limite Ultimo enquanto o aço ainda não atingirá nem o escoamento, ou seja, o aço estaria sendo subaproveitado.

#### **4.4 Concreto protendido**

Mediante ao que foi discutido, criou-se o conceito de concreto protendido, no qual o aço seria previamente alongado por equipamentos adequados, o que geraria uma força de compressão na parte do elemento que sofrerá tração. A finalidade seria zerar ou limitar a tração do elemento até a pequena resistência do concreto à tração. O resultado disso seria a eliminação da fissuração com um melhor aproveitamento dos aços de alta resistência.

Segundo a NBR 6118/2014, elementos de concreto protendido são:

“Aqueles nos quais parte das armaduras é previamente alongada por equipamentos especiais de protensão com a finalidade de, em condições de serviço, impedir ou limitar a fissuração e os deslocamentos da estrutura e propiciar o melhor aproveitamento de aços de alta resistência no estado limite último (ELU)”

Segundo Verissimo e Cezar Junior (1998), no final do século XIX foi desenvolvido o conceito de pré-tensionar o concreto, mas apenas em meados do século XX que o ele foi desenvolvido plenamente.

Em 1950, houve a primeira conferência de concreto protendido, em Paris. No mesmo ano foi construída por Finster Walder a primeira ponte em balanço sucessivo. No Brasil, a ponte do Galeão, no Rio de Janeiro, foi a primeira obra em concreto protendido, em 1948.

#### **4.4.1 Vantagens e desvantagens**

Segundo Carvalho (2012), os elementos estruturais de concreto protendido tem como vantagens em relação ao concreto armado:

- a) peso próprio menor;
- b) grande durabilidade;
- c) apresentam menores deformações em peças fletidas;
- d) boa resistência ao fogo;
- e) adequada ao uso da pré-moldagem.

As desvantagens são basicamente as mesmas do concreto armado, porém, de menor intensidade:

- a) necessidade de escoramento e tempo de cura para peças moldadas no local;
- b) dificuldade em executar reformas;
- c) alta condutibilidade de calor e som.

#### **4.4.2 Aços de protensão**

Segundo Verissimo e Cezar Junior (1998), os aços usados no concreto protendido são caracterizados pela alta resistência. Eles são mais econômicos, já que alcançam a resistência de até três vezes maior que o aço usado em concreto armado e grandes comprimentos, que evita problemas relacionados a emenda.

Os aços de protensão são encontradas como:

- a) fios trefilados fornecidos em rolos ou bobinas, com diâmetro de 3 a 8mm;
- b) cordoalhas: fios enrolados em forma de hélice;
- c) barras de aço-liga de alta resistência, com diâmetros superiores a 12mm.

Quanto à modalidade de tratamento:

- a) aços de relaxação normal (RN): Alívio de tensões internas através de um tratamento térmico
- b) aços de relaxação baixa (RB): Melhora as características elásticas e reduz as perdas de tensão através de um treinamento termomecânico.

Tabela 4 – Cordoalhas de 7 fios – Relaxação Baixa RB

Designação (ABNT)	Diâmetro nominal	Área nominal	Massa nominal	Tensão para alongamento de 1% ( $f_{p1k}$ )*	Limite de resistência à tração ( $f_{ptk}$ )**
	mm (pol)	mm <sup>2</sup>	kg/km	MPa	MPa
CP 175 RB 6,4	6,4 ( 1/4" )	25,0	195	1.580	1.750
CP 175 RB 7,9	7,9 ( 5/16" )	38,4	301	1.580	1.750
CP 175 RB 9,5	9,5 ( 3/8" )	52,3	411	1.580	1.750
CP 175 RB 11,5	11,0 ( 7/16" )	71,0	564	1.580	1.750
CP 175 RB 12,7	12,7 ( 1/2" )	94,2	744	1.580	1.750
CP 175 RB 15,2	15,2 ( 0,6" )	138,7	1100	1.580	1.750
CP 190 RB 9,5	9,5 ( 3/8" )	54,8	432	1.710	1.900
CP 190 RB 11,5	11,0 ( 7/16" )	74,2	582	1.710	1.900
CP 190 RB 12,7	12,7 ( 1/2" )	98,7	775	1.710	1.900
CP 190 RB 15,2	15,2 ( 0,6" )	140,0	1102	1.710	1.900

Coef. de relaxação (1000 h, 20°C): 1,5%, 2,5% e 3,5% para  $\sigma_{p1}/f_{ptk} = 60\%$ , 70% e 80% respectivamente.

\* Quociente entre a carga a 1% de alongamento e a área nominal de aço; considerado equivalente a  $0,90 f_{ptk}$

\*\* Quociente entre a carga de ruptura e a área nominal de aço ( $f_{ptk}$ )

Valor médio para o módulo de elasticidade: 196.000 MPa

Fonte: VERISSIMO E CEZAR JR (1997)

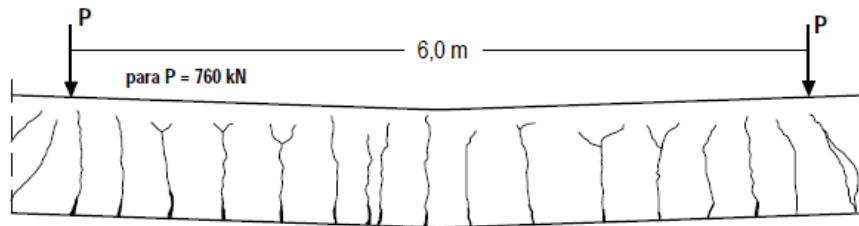
#### 4.4.3 Sistemas de protensão com aderência

Segundo Veríssimo e César Junior (1997), a aderência da armadura com o concreto influencia na fissuração do concreto. Em vigas com cabos não aderentes, são formadas poucas fissuras, porém, de grandes magnitudes. Já em vigas com cabos aderentes, são formadas mais

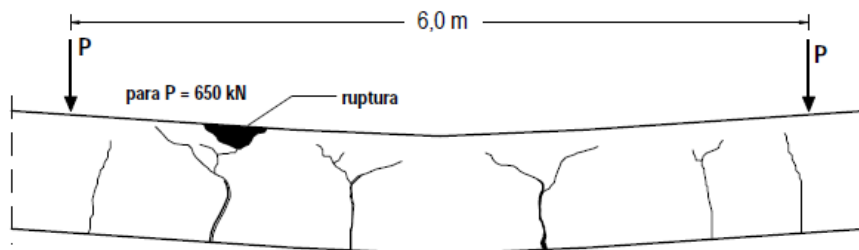
fissuras, porém, de menores magnitudes. Isto é preferível, já que pequenas fissurações trarão uma maior proteção contra a corrosão das armaduras. Os cabos aderentes também funcionam como armadura convencional, contribuindo, também, para a resistência última do concreto, atenuando as flechas na viga.

Figura 4 – Comparativo da fissuração em vigas com cabos com aderência e sem aderência

Viga A (com aderência)



Viga B (sem aderência)



Fonte: VERÍSSIMO E CEZAR JR (1997)

Os sistemas de protensão com aderência podem ser classificados como protensão com aderência inicial e protensão com aderência posterior. A diferença está basicamente na ocasião na qual a aderência é dada na peça de concreto.

#### 4.4.3.1 Protensão com aderência inicial (pré-tração)

A armadura ativa é posicionada na pista de protensão e ancorada em blocos de cabeceira e depois tracionada. Em seguida é posicionada a armadura passiva e o concreto é lançado. Após a cura do concreto, as formas e equipamentos que mantinham a peça tracionada são retirados, transferindo a carga de protensão ao concreto, comprimindo-o por aderência. Esse sistema é bastante utilizado em peças de concreto pré-moldado protendido.

#### 4.4.3.2 Protensão com aderência posterior (pós-tração)

Os cabos são tracionados através de macacos hidráulicos que se apoiam nas peças de concreto já endurecidas. Os cabos geralmente são ancorados por placas de ancoragem com

argamassa de alta resistência ou cunhas metálicas. A aderência se dá por meio de injeções de calda de cimento através de bombas injetoras.

#### **4.4.4 Tipos de protensão**

Os tipos de protensão se relacionam com o Estado Limite de Serviço (ELS), mais precisamente à fissuração. Segundo a NBR 7197/1989, a protensão pode ser completa, limitada ou parcial.

##### **4.4.4.1 Protensão completa**

Existe protensão completa quando:

- a) é respeitado o estado limite de descompressão para combinações frequentes;
- b) é respeitado o estado limite de formação de fissuras para combinações raras de ações.

##### **4.4.4.2 Protensão limitada**

Existe protensão limitada quando:

- a) é respeitado o estado limite de descompressão para combinações quase permanente;
- b) é respeitado o estado limite de formação de fissuras para combinações frequentes.

##### **4.4.4.3 Protensão parcial**

Existe protensão parcial quando:

- a) é respeitado o estado limite de descompressão para combinações quase permanentes;
- b) é respeitado o estado limite de abertura de fissuras com  $w_k \leq 0,2\text{mm}$  para combinações frequentes de ações.

##### **4.4.4.4 Escolha do tipo de protensão**

A escolha do tipo de protensão deve ser escolhida baseada na agressividade do meio ambiente e tipo de construção. Conforme a tabela seguinte:

Tabela 5 – 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: NBR 7197/1989

Na falta de informações mais precisas sobre a agressividade do meio ambiente, pode-se utilizar a seguinte classificação:

- a) não agressivo: interior de edifícios no quais existe alta umidade apenas em poucos dias no ano e em estruturas protegidas adequadamente;
- b) pouco agressivo: interior de edifícios no quais existe alta umidade em vários dias do ano e em casos nos quais o concreto protendido fica em exposição prolongada à intempéries ou alto teor de umidade, como nas pontes em geral;
- c) muito agressivo: casos no quais há contato com gases ou líquidos agressivos, solo ou ambiente marinho.

#### 4.4.5 Tensões normais na seção

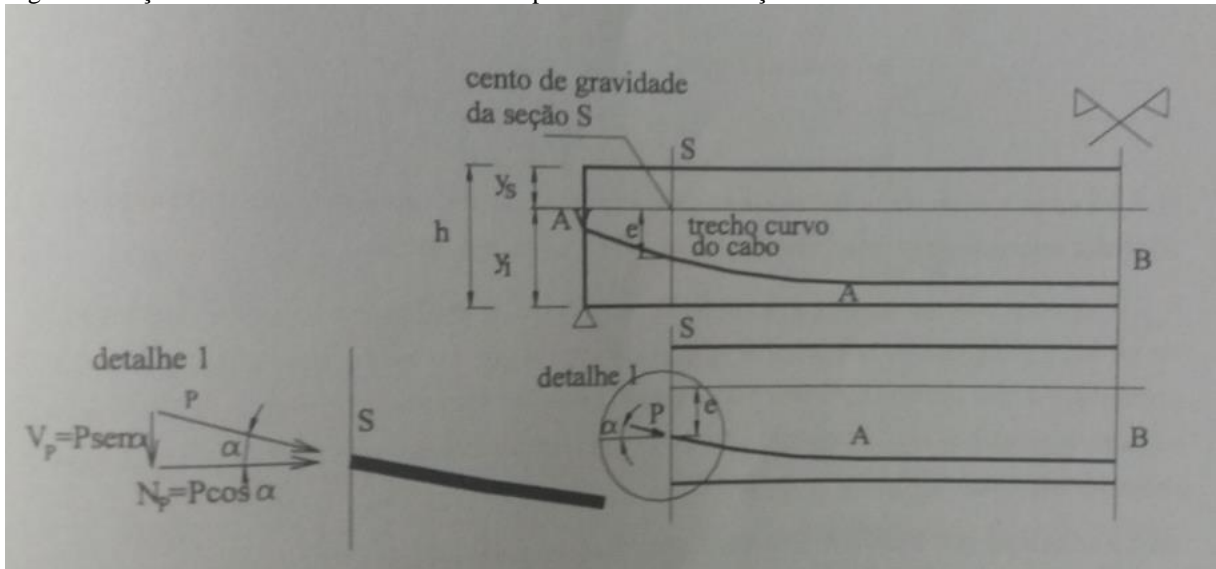
Segundo Carvalho (2012), é preciso conhecer as tensões normais máximas em cada seção transversal para que possa verificar a fissuração em vigas de concreto protendido sob condições e utilização. Para a determinação dessas tensões, são empregadas as seguintes hipóteses:

- a) Lei de Hooke é válida;
- b) Vale a superposições de efeitos;
- c) É considerada a seção plana após pequenas deformações;
- d) O material na seção transversal é considerado homogêneo.

Submetendo um momento fletor  $M_p$  em uma seção transversal  $S$ , considera-se uma força de protensão  $P$  constante com uma inclinação  $\alpha$ . Os esforços provenientes são:

- a) Cortante de protensão:  $V_p = P \operatorname{sen} \alpha$ ;
- b) Normal de protensão:  $N_p = P \operatorname{cos} \alpha$ ;
- c) Momento Fletor isostático de protensão:  $M_p = N_p e$ .

Figura 5 – Ações solicitantes devido ao efeito de protensão em uma seção S



Fonte: CARVALHO (2012)

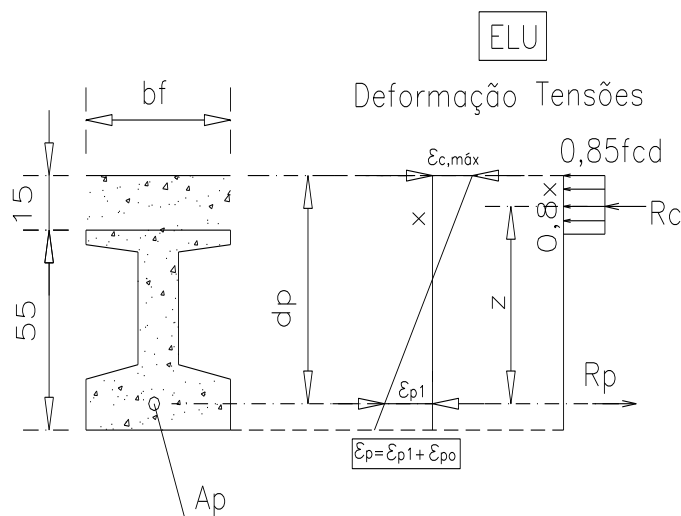
As tensões normais máximas na seção transversal da viga ocorrem nos pontos mais afastados da seção, assim as tensões nos bordos superior e inferior são dadas por:

$$\sigma_s = \frac{N}{P} - \frac{N \cdot e}{W} + \frac{M}{W} \quad (8)$$

$$\sigma_i = \frac{N}{P} + \frac{N \cdot e}{W} + \frac{M}{W} \quad (9)$$

#### 4.4.6 Cálculo do momento último

Figura 6 – Distribuições de tensões na seção composta



Fonte: Realizada pelo autor



Suponhamos conhecidos  $M_d$  e  $M_r$  e desejamos determinar  $A_p$ , que é o problema do dimensionamento ao estado limite último.

Considerando o diagrama retangular simplificado de tensões no concreto, a posição da linha neutra fica determinada pela solução de uma equação do 2º grau que estabelece o equilíbrio interno na seção. Com a posição da linha neutra pode-se conhecer as resultantes. Com o valor de  $R_p$  e da deformação no nível da armadura, pode-se determinar finalmente a armadura  $A_p$  necessária. Fazendo o inverso, conhecendo  $A_p$ , pode-se determinar  $M_r$ .

$$Ax^2 + Bx + C = 0$$

$$A = 0,272 f_{cd} b_w$$

$$B = -0,68 f_{cd} b_w d$$

$$C = M_u = M_d$$

$$x = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} \quad (10)$$

$$z = d - 0,4x \quad (11)$$

$$R_p = R_c = \frac{M_d}{z} \quad (12)$$

$$A_p = \frac{R_p}{\sigma(\varepsilon_p)}; \varepsilon_p = \varepsilon_{p1} + \varepsilon_{p0} \quad (13)$$

$$\varepsilon_{p0} = \text{pré-alongamento dos cabos na pista.}$$

#### 4.4.7 Cálculo do cortante resistente ( $V_{Rd2}$ )

A NBR 6118/2014 apresenta o cálculo da armadura transversal e a verificação das tensões nas bielas comprimidas, conforme o item 17.4 da norma. As prescrições devem ser atendidas para elementos armados ou protendidos submetidos a esforços cortantes.

Um dos modelos de cálculo apresentado pela norma é o de treliça, de banzos paralelos, que absorve parte do esforço cortante. A resistência da armadura longitudinal serve de apoio às bielas de concreto (CARVALHO, 2012).

Segundo a norma supracitada, a resistência de uma peça será satisfatória quando

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} \quad (14)$$

No qual,

$$V_{Rd2} = 0.27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad (15)$$

#### 4.5 Concreto Pré-Moldado

Segundo Debs (2000), a pré-moldagem é definida como um processo de construção no qual um elemento da obra é moldado fora do local de utilização. Muitas vezes, o processo de pré-moldagem é confundido com processo de pré-fabricação, entretanto, esses conceitos se distinguem. Segundo a NBR 9062/1985, essa diferença é definida a partir do controle de qualidade durante a execução do concreto. Elementos pré-fabricados são aqueles fabricados com alto controle de qualidade, mesmo que seja produzido no canteiro de obra. Elementos pré-moldados são aqueles fabricados fora do local de moldagem e com baixo controle de qualidade.

O projeto de estruturas de concreto pré-moldado diverge do projeto de estruturas moldadas no local. Nos elementos pré-moldados não deve ser considerado apenas a situação final, mas situações de desmoldagem, transporte, armazenamento e montagem. Além disso, as ligações no projeto estrutural, geralmente articulações, tem comportamento diferente das de concreto moldado no local. As ligações são as partes mais importantes no projeto, elas são fundamentais tanto para a produção como para a comportamento da estrutura já montada. Segundo MC-CEB(1990 apud EL DEBS 2000), o projeto de ligações devem seguir os seguintes princípios:

- a) Garantir rigidez e estabilidade global da estrutura;
- b) Devem ser consideradas as tolerâncias de fabricação e montagem;
- c) A análise corresponde à extremidade do elemento;
- d) Devem ser consideradas acomodações da ligação até atingir sua capacidade.

##### 4.5.1 Vantagens e desvantagens

As principais vantagens da utilização do concreto pré-moldado, de acordo com El Debs (2000) são:

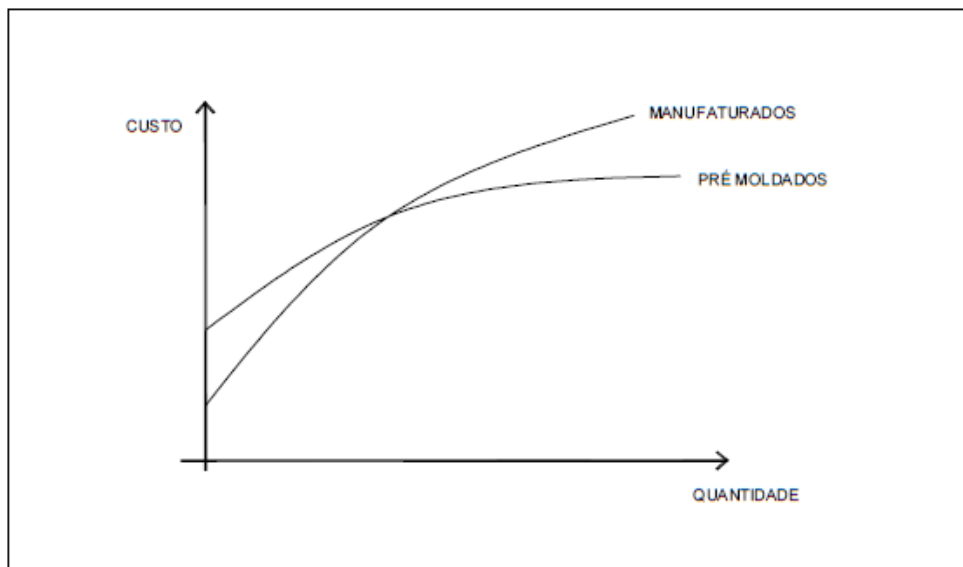
- a) Redução do cimbramento;
- b) Facilidade da execução das formas, da armação e da moldagem;
- c) Reutilização das formas;
- d) Emprego de seções com melhor aproveitamento de materiais;
- e) Maior produtividade;

- f) Maior controle de qualidade;
- g) Mais barato quando produzido em grande escala.

As principais desvantagens do concreto pré-moldado, ainda de acordo com o autor, são:

- a) Dificuldade relacionadas com o transporte e montagem em alguns casos;
- b) Exigência de prover a ligação entre os vários elementos da estrutura.

Figura 7 – Comparação dos custos de elementos pré-moldados e manufaturados



Fonte: Elaborado pelo autor

#### 4.6 Pontes com vigas pré-moldadas

As obras de infraestrutura urbana e estradas, como as pontes são favoráveis à utilização de elementos pré-moldados. Isso se deve ao fato de que nas obras de pontes geralmente são de grande escala e que permite padronização dos elementos, principalmente se ela possuir vários vãos.

Segundo El Debs (2000 apud POSSAN e PENA, 2014), a utilização de elementos pré-moldados acontece principalmente na superestrutura de pontes de pequenos vãos, utilizada com vigas simplesmente apoiadas na direção do eixo da ponte.

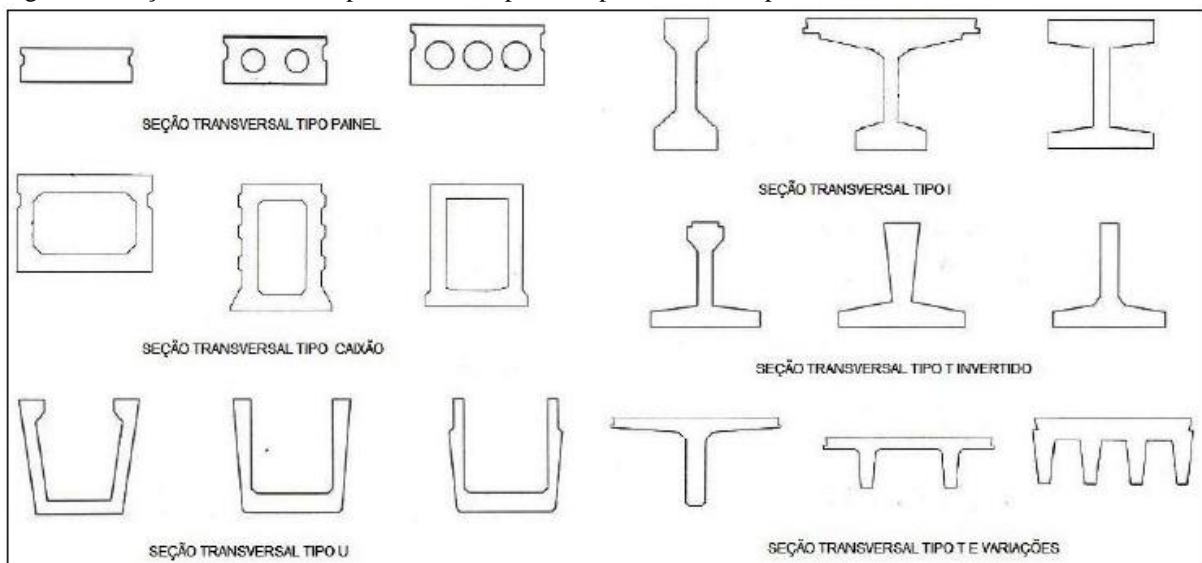
Segundo Pinho, Régis e Araújo (2011), a utilização de vigas pré-moldadas teve início na década da 30 mas foi com o avanço das técnicas de protensão, na década de 50, que

essa técnica se desenvolveu e, partir daí, foi difundida rapidamente por, em comparação com as vigas moldadas *in loco*, apresentar como vantagem:

- a) melhor controle de execução;
- b) otimização na utilização devido ao uso de seções padronizadas;
- c) redução no tempo de obra;
- d) eliminação dos cimbramentos.

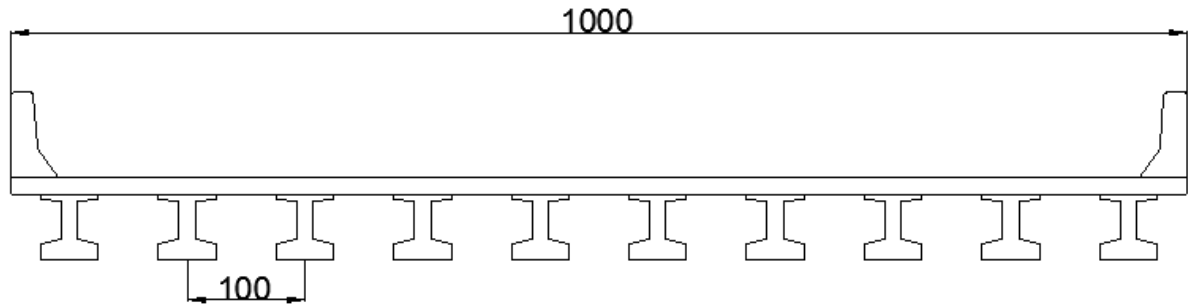
Geralmente, as vigas pré-moldadas inteiras são utilizadas em vãos de até 40m por limitação de equipamentos de transporte, o que inviabilizaria o projeto. Para vãos maiores que isso seria necessário o uso de emendas, que podem ser cabos pós tensionados em bainhas posicionadas previamente. Podem ser utilizadas seções do tipo painel, seção caixão, seção T, seção T invertido, seção I, dentre outros.

Figura 8 – Seções de elementos pré fabricados para a superestrutura de pontes



Fonte: Adaptado de El Debs (2000 apud POSSAN e PENA, 2014)

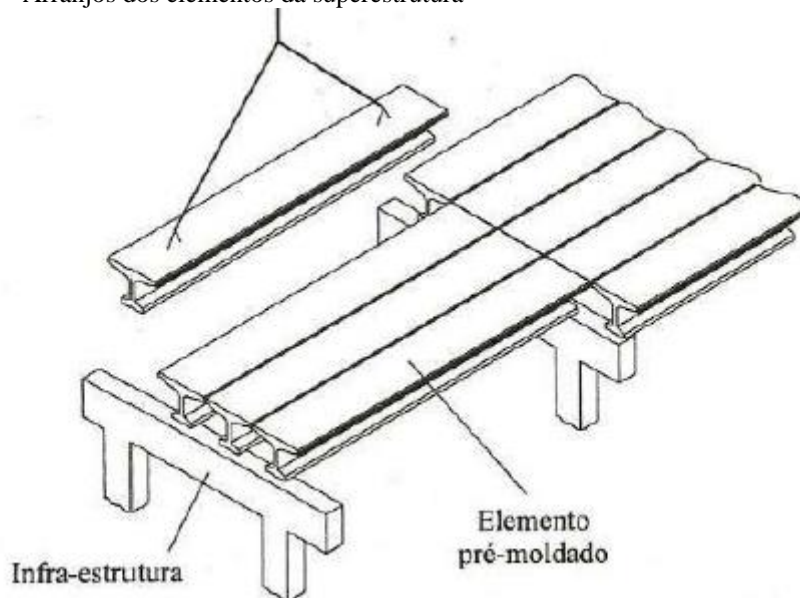
Figura 9 – Seção transversal tipo I de uma ponte rodoviária com vigas pré moldadas



Fonte: Realizado pelo autor

Um dos processos construtivos mais comuns consiste em colocação de vigas pré-moldadas protendidas sobre apoios através de guindastes. Em seguida é realizada a concretagem da laje. Pode ser utilizado pequenas pré-lajes pré-moldadas para dispensar o uso de fôrmas. Elas podem fazer parte da seção resistente da laje caso seja necessário.

Figura 10 – Arranjos dos elementos da superestrutura



Fonte: El Debs (2000 apud POSSAN e PENA, 2014)

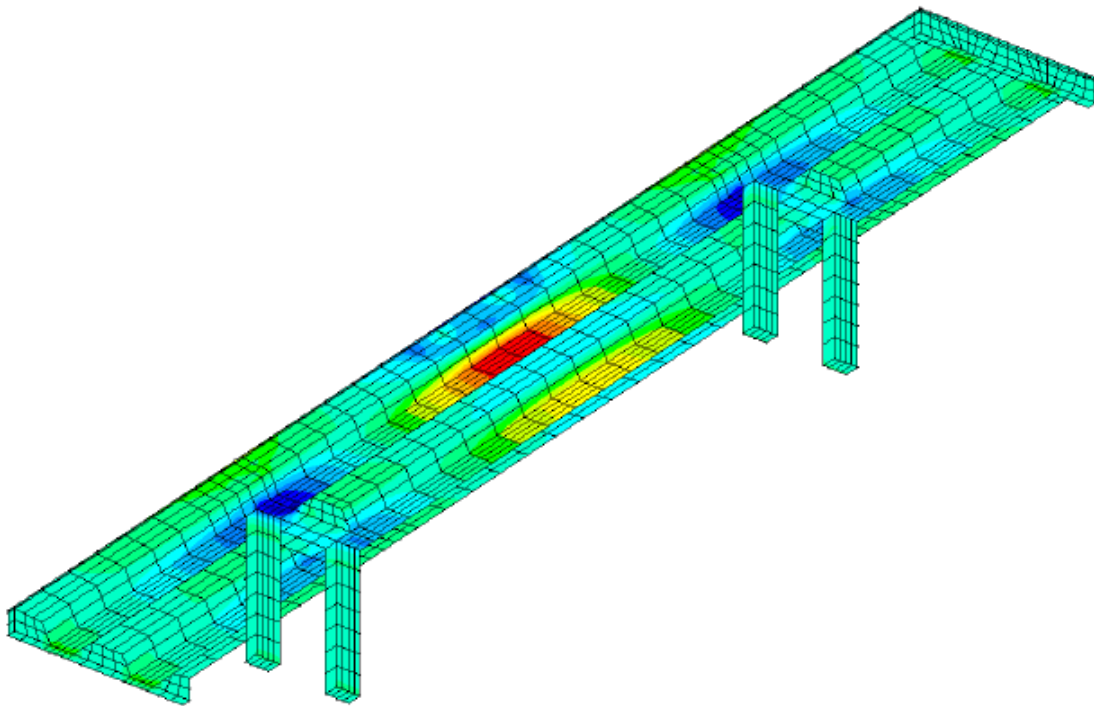
#### 4.7 Método dos Elementos Finitos (MEF)

Segundo Azevedo (2003), é comum começar o ensino de análise estrutural, nos cursos de engenharia civil, limitado às estruturas reticuladas, como vigas, pórticos, treliças e grelhas. Quando é necessário resolver problemas envolvendo análise de estruturas contínuas, o MEF é uma ótima ferramenta para se obter a solução.

O método dos elementos finitos (MEF) é bastante usado na engenharia para analisar diversas situações estruturais mais diversas, como edificações e pontes. Ele pode ser tratado como generalização dos métodos de análise estrutural convencional. O objetivo é obter a distribuição de tensões e deslocamento em todos os pontos de uma estrutura com dimensões arbitrárias através de uma malha dividindo todo o sólido (MARTHA, 1994).

Atualmente, para se realizar análises estruturais com o MEF podem ser utilizados softwares de análise estrutural como SAP 2000, ANSYS, ABAQUS, MIDAS CIVIL, CSI Bridge, dentre outros. O uso desses softwares otimiza o projeto de maneira muito significativa, sem eles os cálculos seriam inviáveis.

Figura 11 – Estrutura arbitrária modelada através do método dos elementos finitos



Fonte: AZEVEDO (2003)

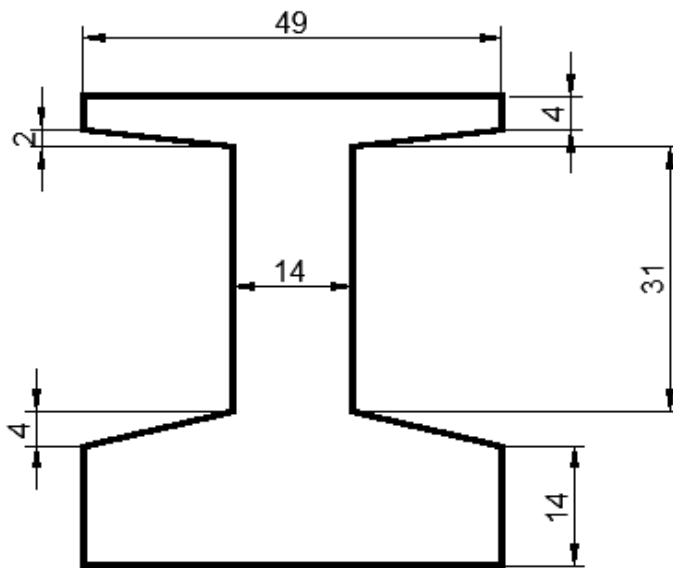
## 5 METODOLOGIA

Para a realização desse trabalho, será seguido as seguintes etapas metodológicas:

### 5.1 Escolha da seção transversal da viga e opções de tabuleiro

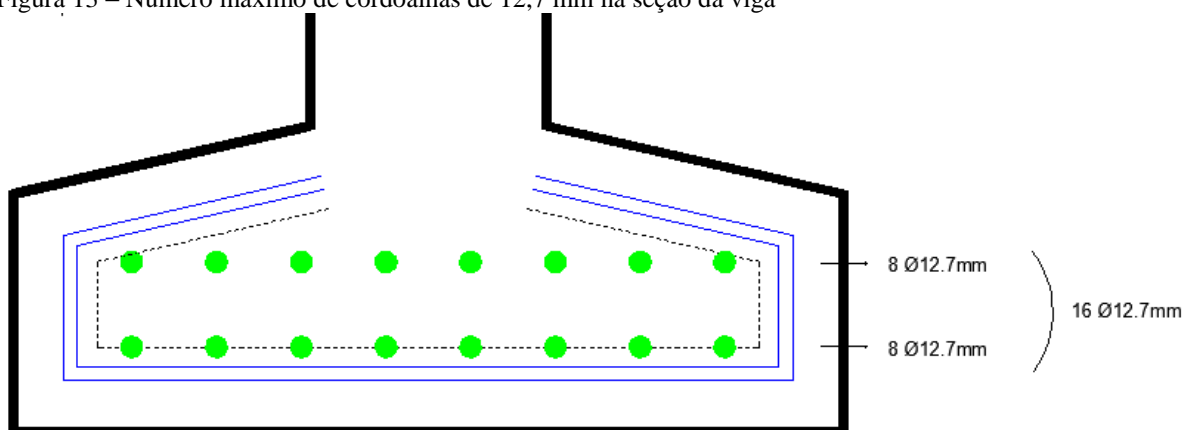
Foi escolhida uma seção de viga tipo I com as dimensões especificadas na figura seguinte

Figura 12 – Seção transversal da viga



Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 13 – Número máximo de cordoalhas de 12,7 mm na seção da viga



Fonte: Elaborada pelo autor

Geometricamente, a seção da viga comporta 16 cordoalhas de 12,7 mm, seguindo as orientações de espaçamento da NBR 6118/2014, 8 cordoalhas em cada nível. Sendo, assim, possível realizar diversas combinações de cordoalhas nos níveis. Foi padronizado 8 formas de arranjos.

Tabela 6 – Classificação dos arranjos

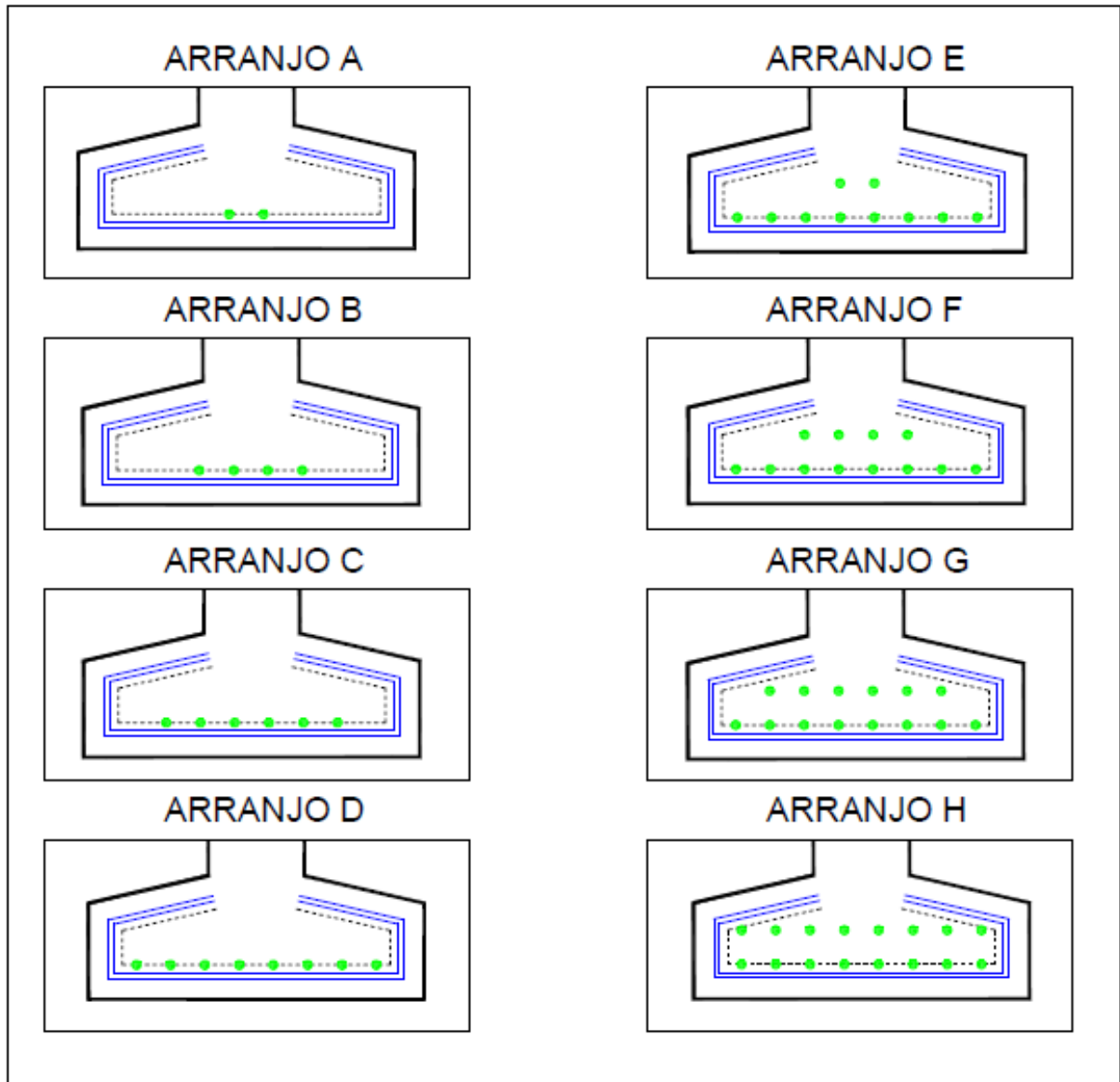
Arranjo	
A	2
B	4
C	6
D	8
E	8+2
F	8+4
G	8+6
H	8+8

Fonte: Elaborado pelo autor

Assim, as vigas foram inseridas em um desses arranjos.



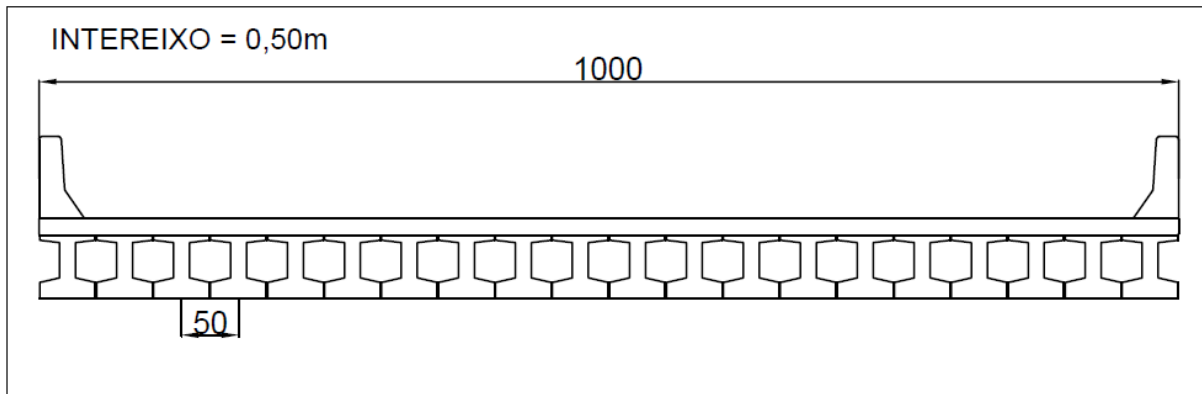
Figura 14 – Ilustração dos arranjos



Fonte: Elaborado pelo autor

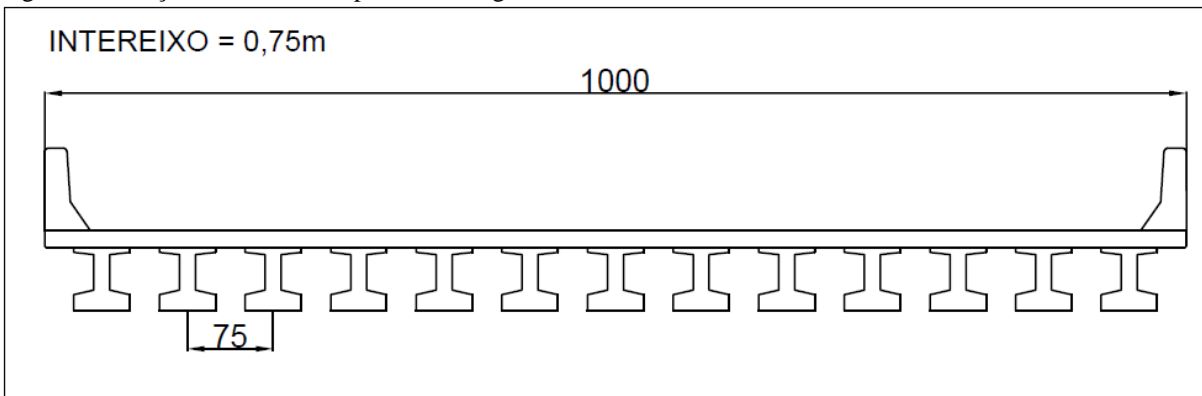
O tabuleiro da ponte possui 10m de largura. A localização das vigas foi analisada com distâncias de entre-eixo de 0,50m, 0,75m, 1,00m, 1,25m e 1,50m.

Figura 15 – Seção transversal da ponte com vigas com distância de entreixo de 0,50m



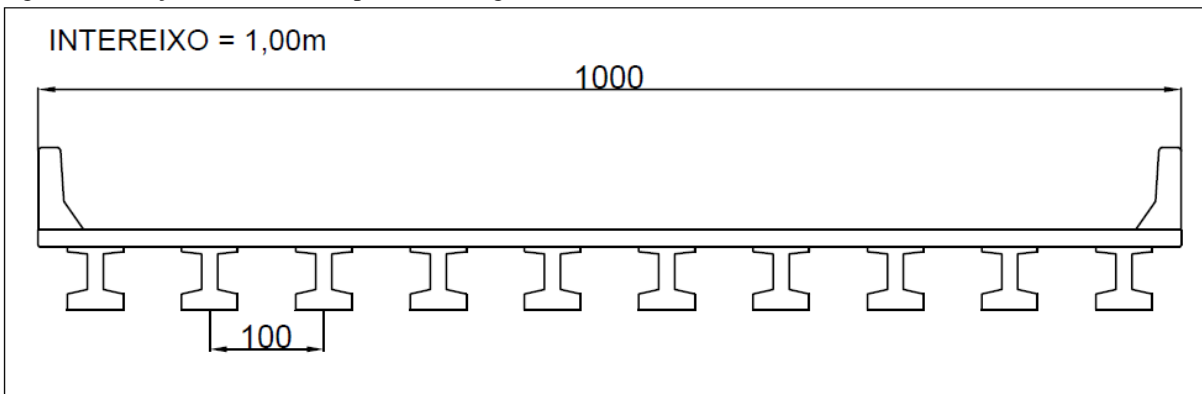
Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 16 – Seção transversal da ponte com vigas com distância de entreixo de 0,75m



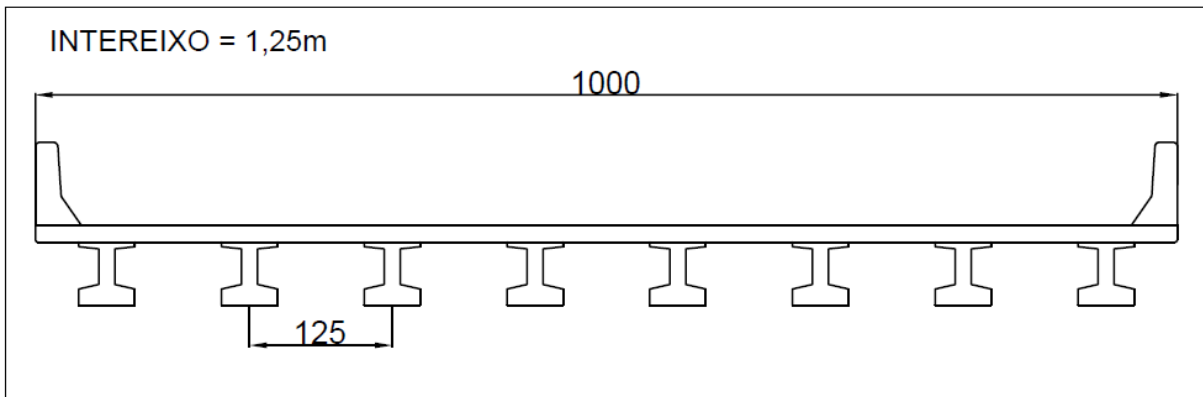
Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 17 – Seção transversal da ponte com vigas com distância de entreixo de 1,00m



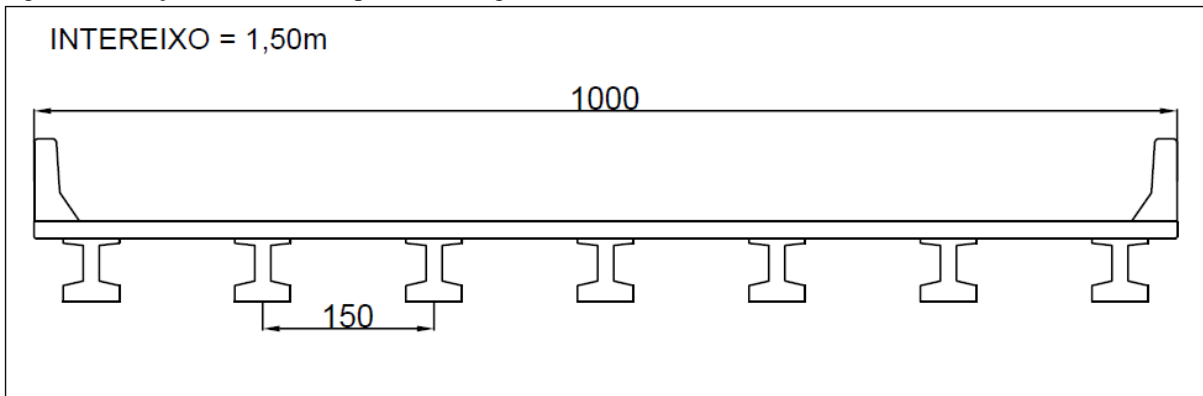
Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 18 – Seção transversal da ponte com vigas com distância de entre-eixo de 1,25m



Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 19 – Seção transversal da ponte com vigas com distância de entre-eixo de 1,50m



Fonte: Elaborado pelo autor

O comprimento do tabuleiro foi variado de 5m, 10m, 15m, 20m ou 25m.

## 5.2 Escolha das condições de modelagem da ponte

Para a realização da modelagem, foi utilizado o programa Midas Civil 2011, com a apresentação do programa na figura seguinte.

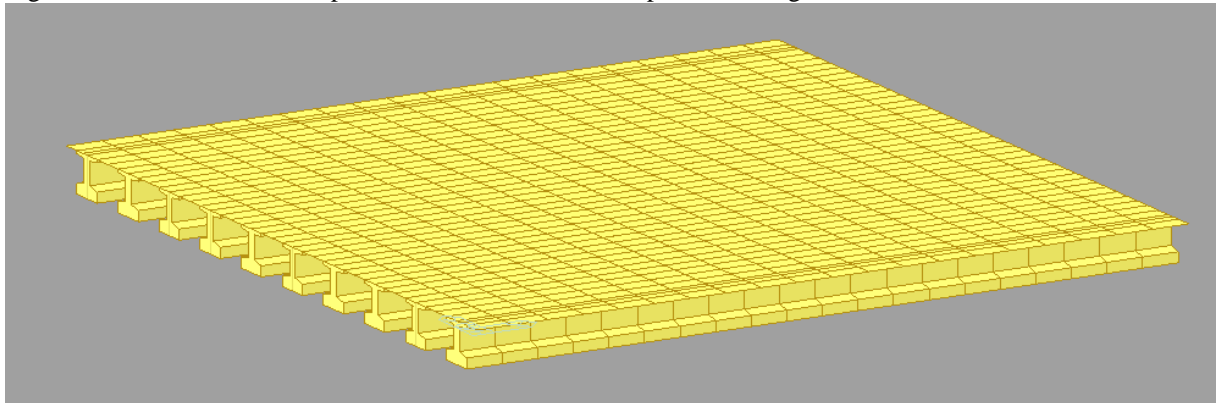
Figura 20 – Apresentação do software Midas Civil



Fonte: Elaborado pelo autor

Para uma melhor descrição do método de modelagem, será dado como exemplo, o modelo realizado para o vão de 10m e distância entre vigas de 1,00m.

Figura 21 – Modelo estrutural para tabuleiro de 10m de comprimento e vigas com distância de entre-eixos de 1,00m



Fonte: Elaborada pelo autor.

O material da laje usado foi concreto C40 ortótropo com altura de 15cm. Na direção longitudinal ele possui um valor muito baixo, simulando o valor zero, assim, todo o momento longitudinal será resistido integralmente pelas vigas. As propriedades estão na imagem seguinte.

Figura 22 – Propriedades do material da laje

**Material Data** [X]

**General**  
 Material ID: [1] Name: C30 ORTO

**Elasticity Data**  
 Type of Design: Concrete  
 Steel Standard: [ ] DB: [ ]  
 Concrete Standard: None Code: [ ] DB: [ ]

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 <sup>2</sup>
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 <sup>2</sup>
Poisson's Ratio :	0	0	0	
Weight Density :	25	kN/m <sup>3</sup>		
<input type="checkbox"/> Use Mass Density:	0	kN/m <sup>3</sup> /g		

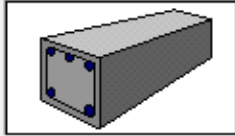
Fonte: Elaborada pelo autor.

O material das vigas usado foi o C40 isotrópico. As propriedades do material estão na imagem abaixo.

Figura 23 – Propriedades do material das vigas

**Material Data**

General  
 Material ID:  Name:

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

Steel  
 Standard:   
 DB:

Concrete  
 Standard:   
 Code:   
 DB:

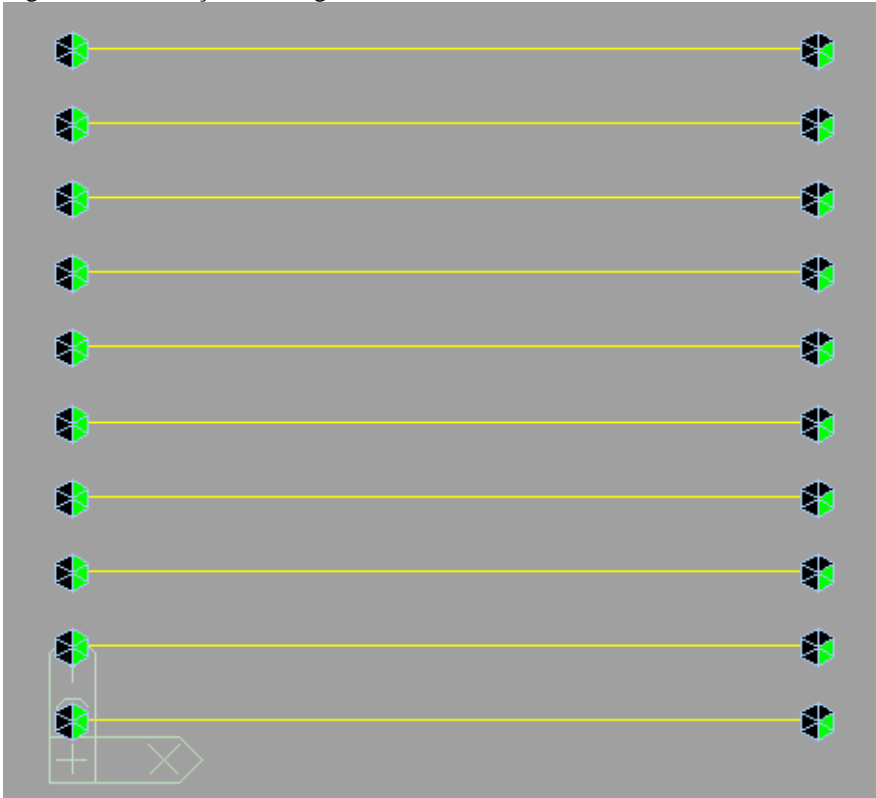
Steel  
 Modulus of Elasticity:  kN/m<sup>2</sup>  
 Poisson's Ratio:   
 Thermal Coefficient:  1/[F]  
 Weight Density:  kN/m<sup>3</sup>  
 Use Mass Density:  kN/m<sup>3/a</sup>

Concrete  
 Modulus of Elasticity:  kN/m<sup>2</sup>  
 Poisson's Ratio:   
 Thermal Coefficient:  1/[F]  
 Weight Density:  kN/m<sup>3</sup>  
 Use Mass Density:  kN/m<sup>3/a</sup>

Fonte: Elaborada pelo autor.

As restrições usadas foi apoio restringindo os movimentos de translação

Figura 24 – Restrições nas vigas



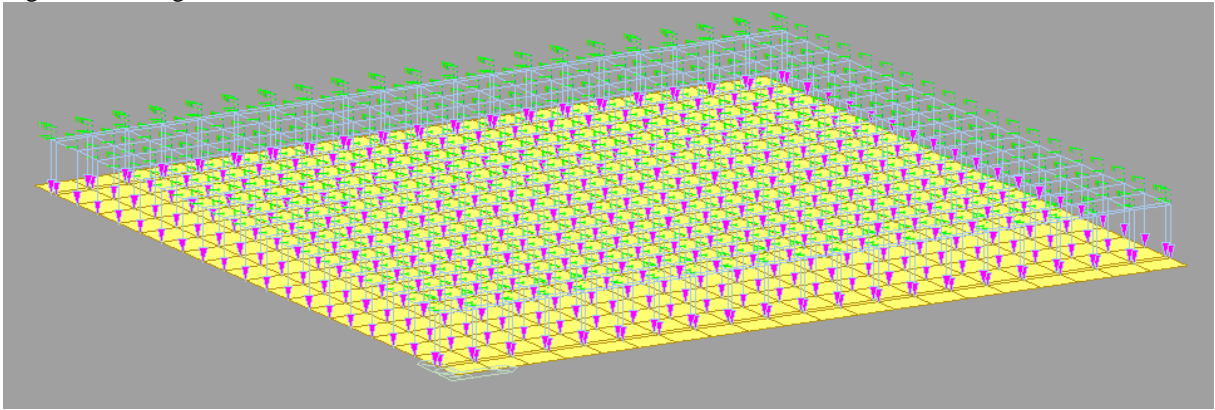
Fonte: Elaborada pelo autor.

As cargas permanentes inseridas foram o peso próprio, revestimento e guarda rodas.

Para o revestimento, foi calculado um valor de  $1,68 \text{ kN/m}^2$ , que seria um material de  $24 \text{ kN/m}^3$  de densidade e uma altura de 7 cm.

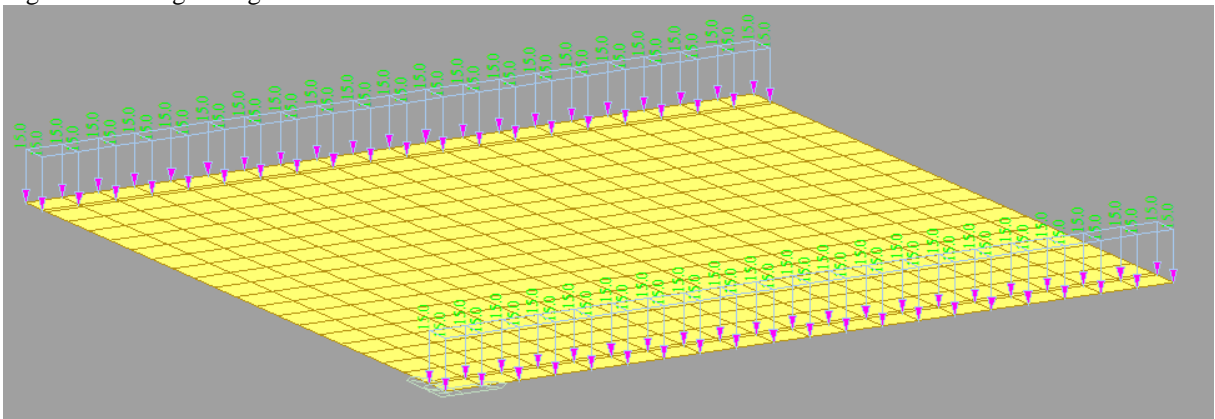
Para o guarda rodas, foi distribuída a carga de  $6 \text{ kN/m}$  numa área lateral de 40 cm de largura. Totalizando, assim, uma carga de  $15 \text{ kN/m}^2$ . A exceção se deu para os modelos nos quais a distância entre vigas é de 50 cm. Neste caso, a carga do guarda rodas foi distribuída apenas na faixa de 25 cm, distância em balanço lateral do tabuleiro. Totalizando, assim, uma carga de  $24 \text{ kN/m}^2$ .

Figura 25 – Carga de revestimento



Fonte: Elaborada pelo autor.

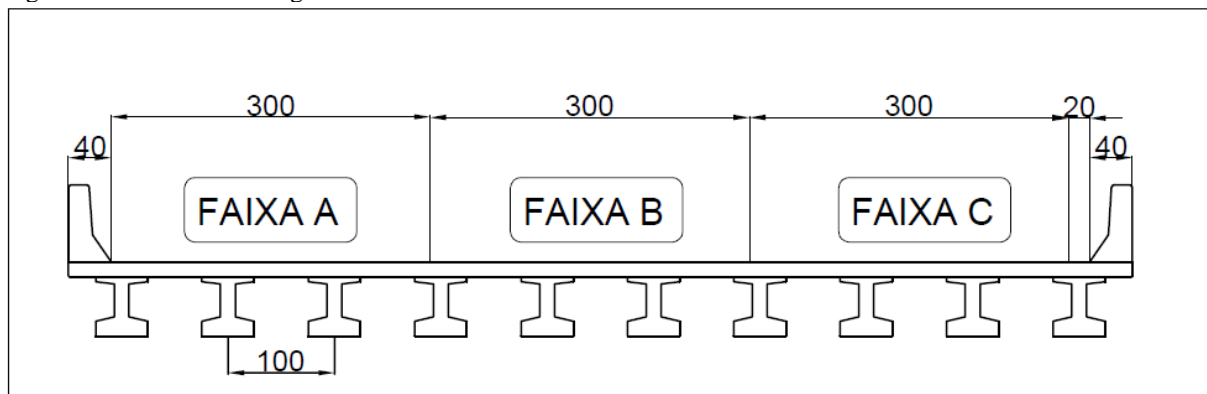
Figura 26 – Carga dos guarda rodos



Fonte: Elaborada pelo autor.

Para a ação das cargas móveis, foi utilizado as seguintes faixas de tráfego.

Figura 27 – Faixas de tráfego



Fonte: Elaborada pelo autor.

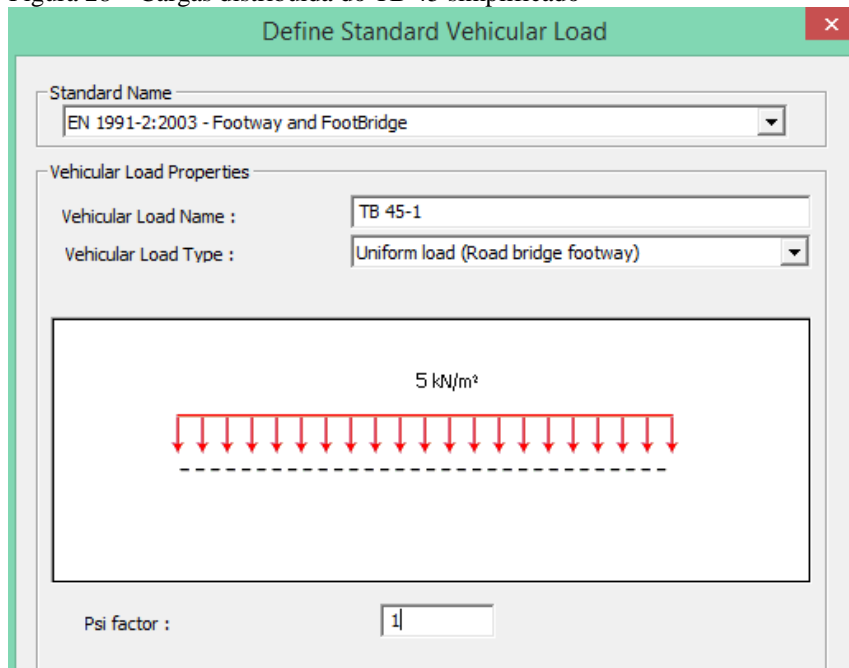


As faixas de tráfego não foram distribuídas simetricamente pois dessa forma diminuiria as cargas nas vigas da esquerda.

O trem tipo utilizado foi o TB-45 simplificado, como o Midas Civil não é configurado com as normas brasileiras, utilizou-se o EUROCODE dividido em dois casos.

Na primeira etapa, foi definido a carga distribuída de  $5 \text{ kN/m}^2$  que poderia ser distribuído em uma quantidade de 0 a 3 faixas.

Figura 28 – Cargas distribuída do TB 45 simplificado



Fonte: Elaborada pelo autor.

Na segunda etapa foi definido as cargas concentradas, com eixos de carga de 120 kN espaçados de 1,5m.

Figura 29 – Cargas distribuída do TB 45 simplificado

**Define User Defined Vehicular Load**

**Load Type**

Load Model 1 / Fatigue Load Model 1  
 Load Model 2,4 / Fatigue Load Model 2,4  
 Load Model 3  
 Fatigue Load Model 3

**Vehicular Load Properties**

Vehicular Load Name :

Truck Load :

Lane Load :

**Truck Load**

No	P(kN)	D(m)
1	120	1.5
2	120	1.5
3	120	end

Adjustment Factor a :

Psi factor :

**Lane Load**

w  kN/m

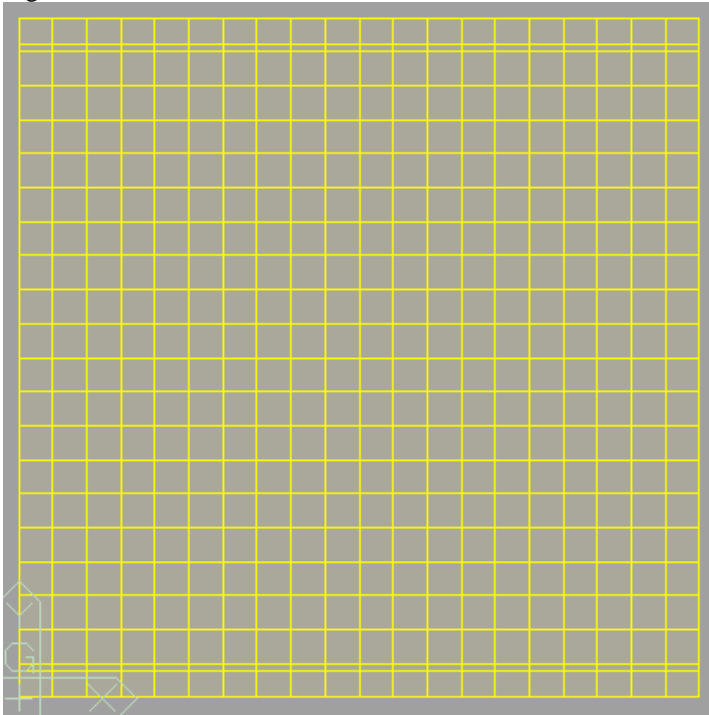
Adjustment Factor  $\beta$  :

Psi factor :

Fonte: Elaborada pelo autor.

A malha utilizada na análise do Método dos Elementos Finitos, em todos os casos, foi de elementos com comprimento máximo de 0,5m.

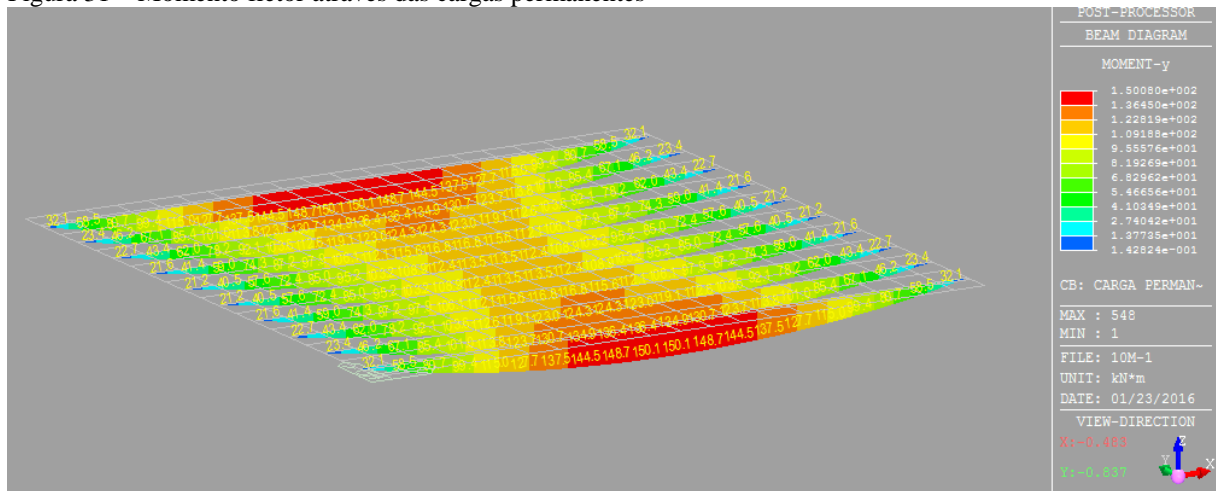
Figura 30 – Malha de 0,50m



Fonte: Elaborada pelo autor.

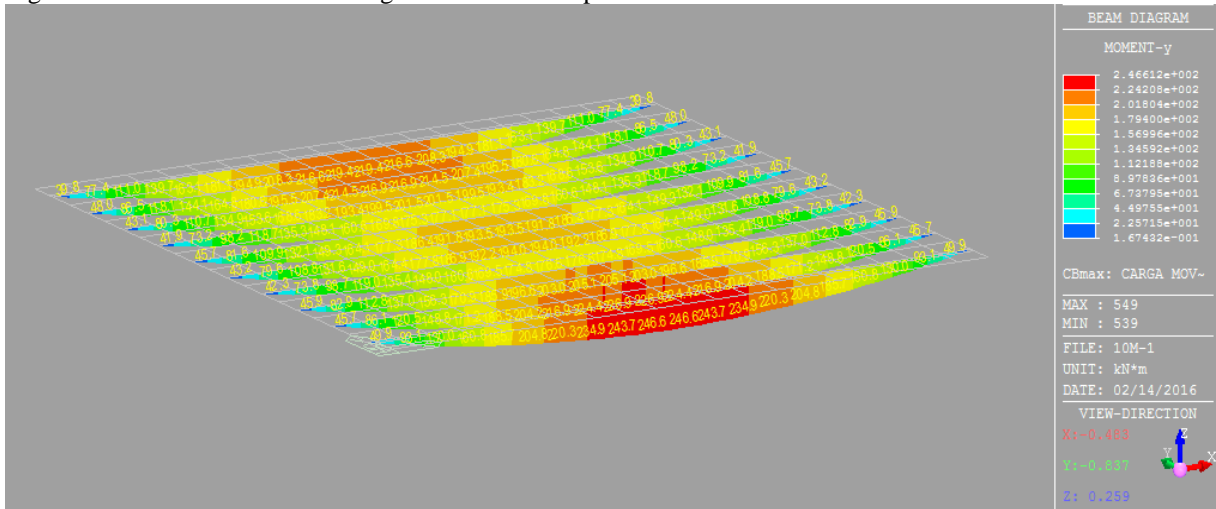
Após isso, é realizado a análise com os resultados e determinado os valores máximos de Momentos Fletores e Esforços Cortantes nas vigas.

Figura 31 – Momento fletor através das cargas permanentes



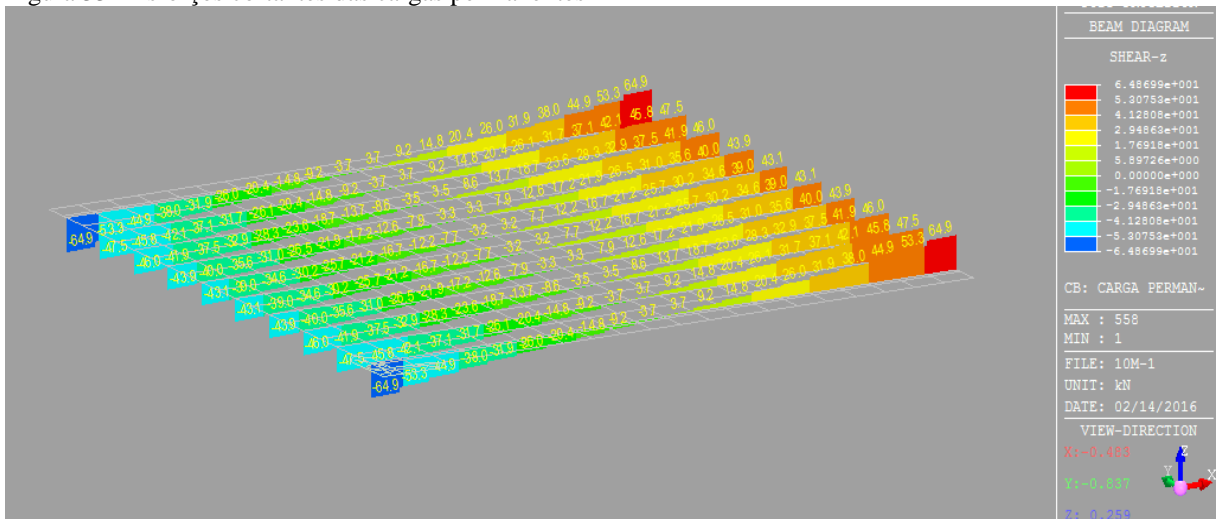
Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 32 - Momento fletor das cargas móveis sem impacto



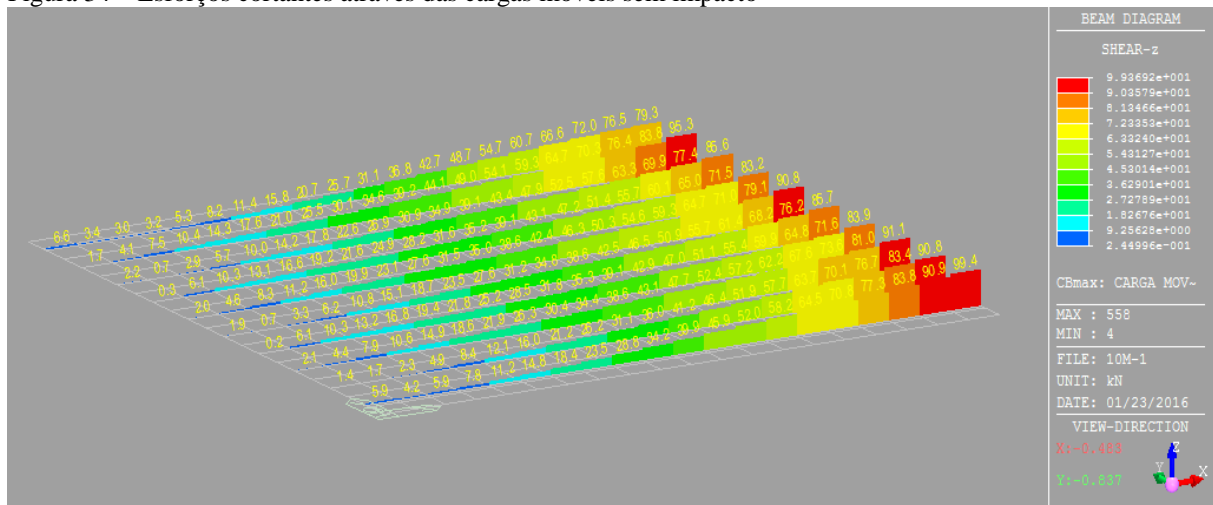
Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 33 - Esforços cortantes das cargas permanentes



Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 34 – Esforços cortantes através das cargas móveis sem impacto



Fonte: Elaborada pelo autor.

### 5.3 Condições de Estado Limite Último e Estado Limite de Serviço

Foi calculado os valores máximos permitidos para combinações de estado limite último e de serviço

#### 5.3.1 Estado Limite Último

Os momentos fletores resistentes para cada situação de arranjo são:

Tabela 7 – Momentos resistentes para cada arranjo

Arranjo		$M_u$ (kNm)
A	2	188,8
B	4	370,4
C	6	544,7
D	8	711,9
E	8+2	857
F	8+4	994,9
G	8+6	1125,6
H	8+8	1249,1

Fonte: Elaborada pelo autor.

Foram calculados os momentos fletores e esforços cortantes de cálculo e a partir daí, deve-se fazer uma comparação de momentos fletores e esforços cortantes resistentes.

$$M_d = 1,35M_g + 1,5CIV M_q \quad (16)$$

$$V_d = 1,35V_g + 1,5CIV V_q \quad (17)$$

A formulação para o cálculo do Momento Último conforme o item 4.4.6 foi programada em uma planilha do EXCEL. Foi determinado o momento último utilizando a ferramenta atingir meta. Fez-se variar o valor da célula que contém  $M_d$  até que a armadura calculada  $A_p$  seja igual ao do arranjo considerado.

Para o cálculo de  $V_{Rd2}$  foi usado a formulação conforme o item 4.4.7, obtendo um valor de 567 kN para a seção.

Assim, é necessário que  $M_R > M_d$  e  $V_{Rd2} > V_d$ .

### 5.3.2 Estado Limite de Serviço

Foram analisados os casos de combinação quase permanente e frequente. Os momentos máximos permitidos foram calculados conforme o item 4.4.4.2, no qual foi assumido o tipo de protensão como limitada. Deve ser calculado os momentos fletores para combinações de carga quase permanente e frequente.

$$M_{QP} = M_g + 0,3M_q \quad (18)$$

$$M_{FR} = M_g + 0,5M_q \quad (19)$$

Como o tipo de protensão é limitada, deve ser respeitado a condição de estado limite de descompressão para combinações quase permanente e o estado limite de formação de fissuras para combinações frequentes.

## 6 RESULTADOS

Através dos resultados obtidos, foram realizados os gráficos referentes aos Estados Limites Último e de Serviço.

O gráfico 1 estabelece os valores dos momentos de cálculo para cada vão e distância de entre-eixos e, também, consta os momentos resistentes para cada arranjo.

O gráfico 2 consta os valores de esforços cortantes de cálculo para os esforços cortantes para cada vão e distância de entre-eixos e, também, o valor limite resistente ( $V_{rd2}$ ).

Os gráficos 3 a 12 constam os valores de momento fletor para as combinações quase permanente e frequente e, também, constam os momentos máximos possíveis para que sejam respeitados o estado limite de descompressão para combinação quase permanente e o limite de formação de fissuras para combinação frequente.

a) ELU

Gráfico 1 – Momentos de cálculo e resistentes

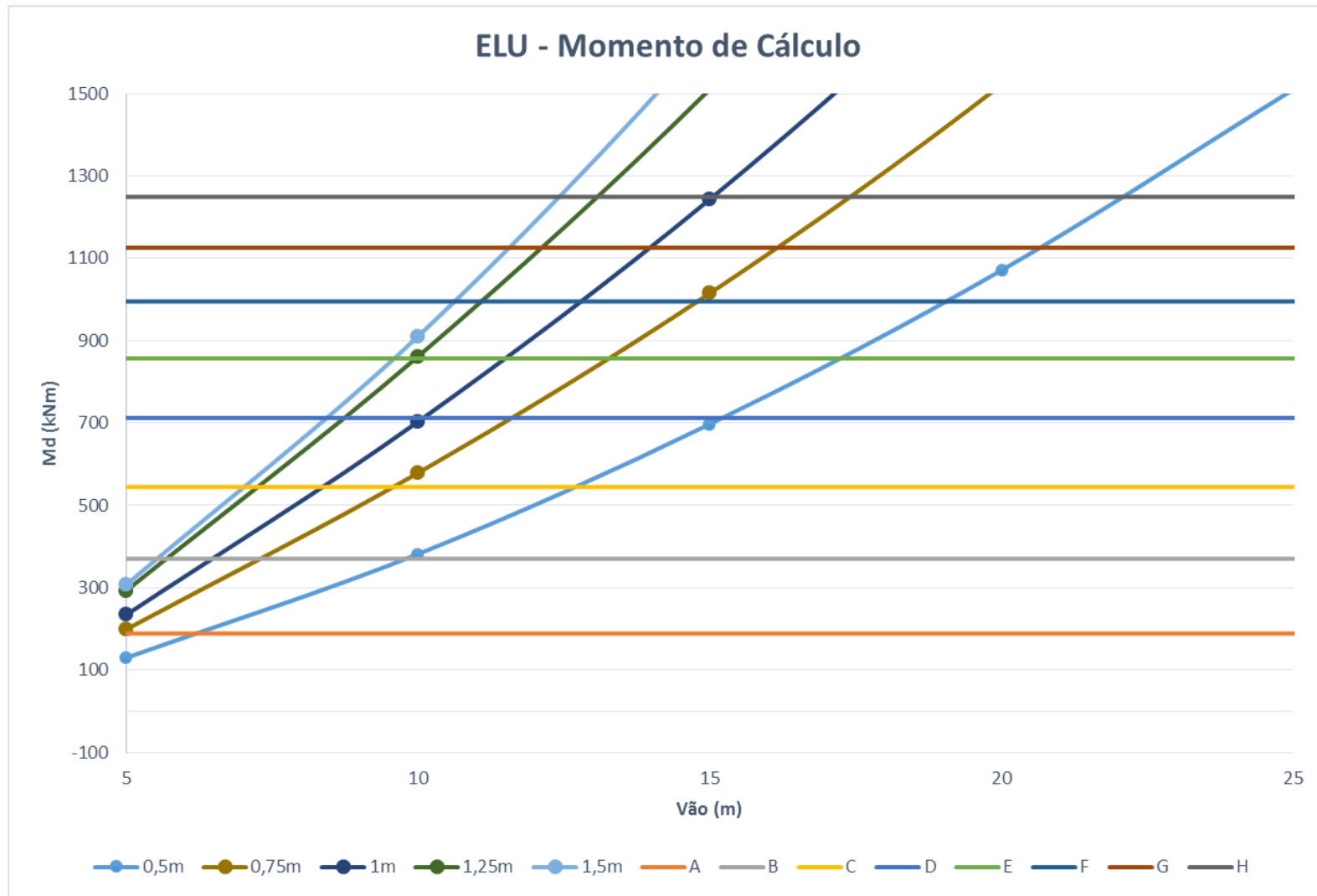
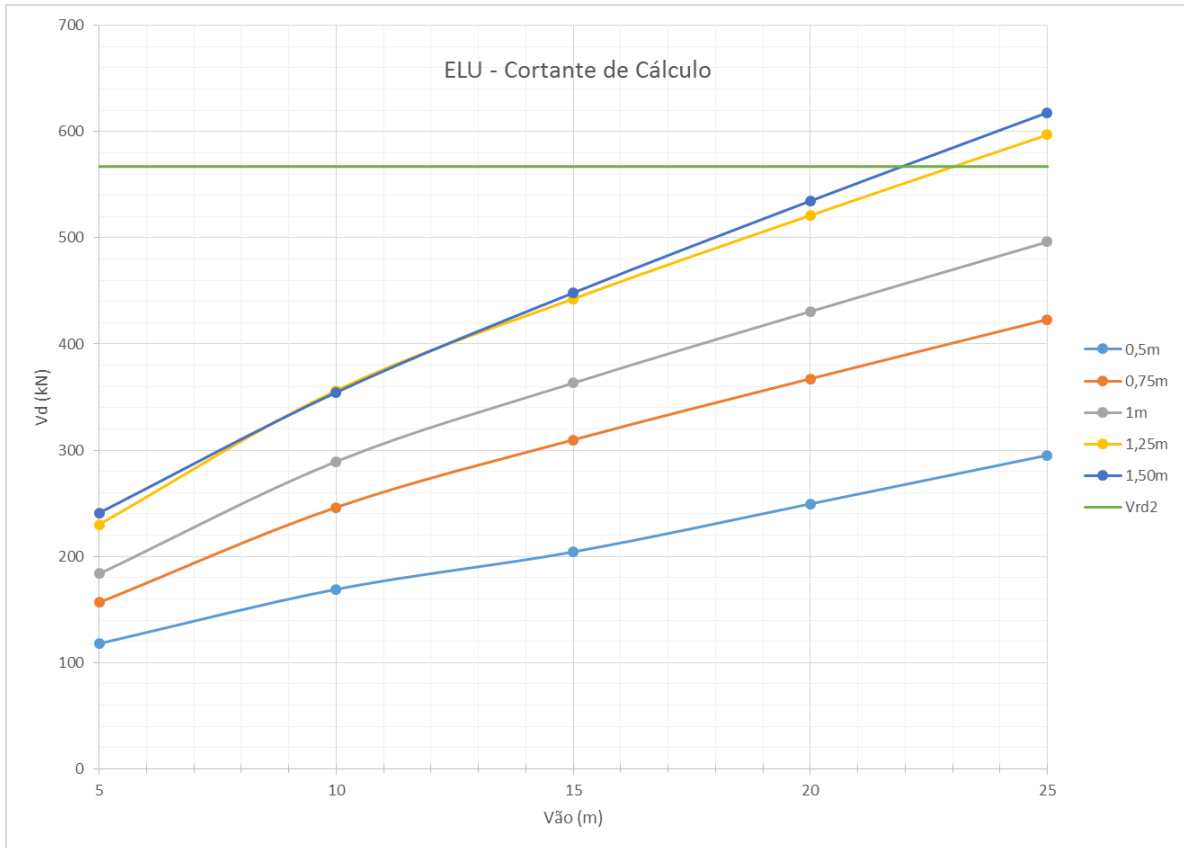




Gráfico 2 – Esforços Cortantes de cálculo e resistentes



b) ELS -

- intereixo de 0,5m

Gráfico 3 – Momento fletor – combinação quase permanente para intereixo de 0,50m

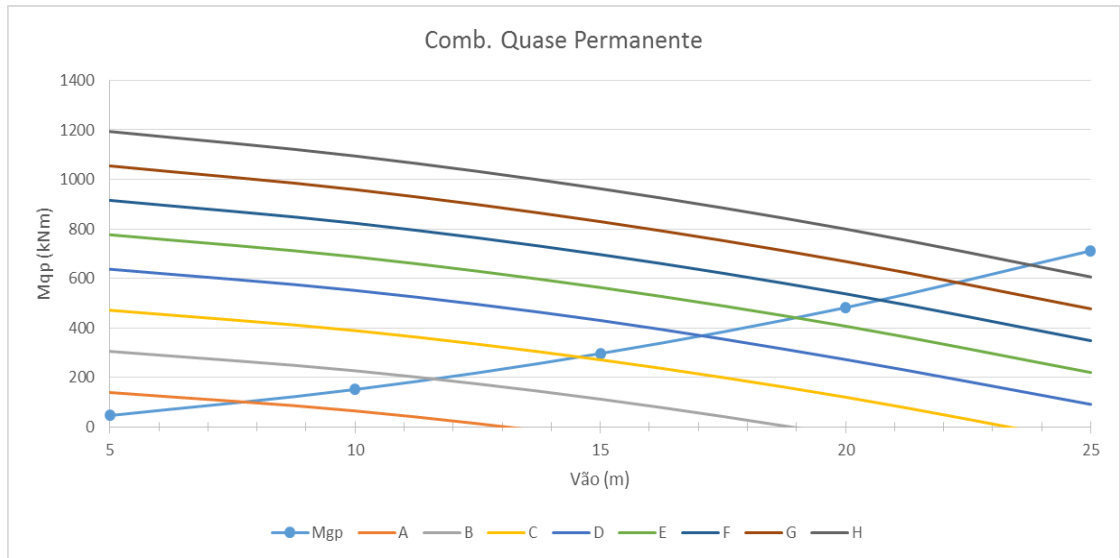
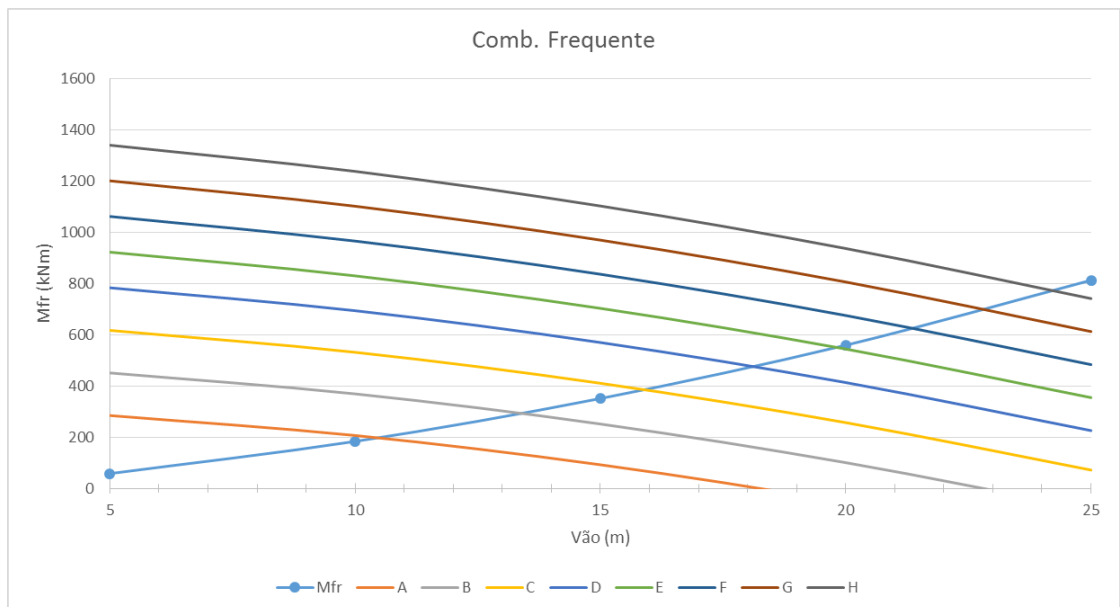


Gráfico 4 – Momento fletor – combinação frequente para intereixo de 0,50m



- intereixo de 0,75m

Gráfico 5 – Momento fletor – combinação quase permanente para intereixo de 0,75m

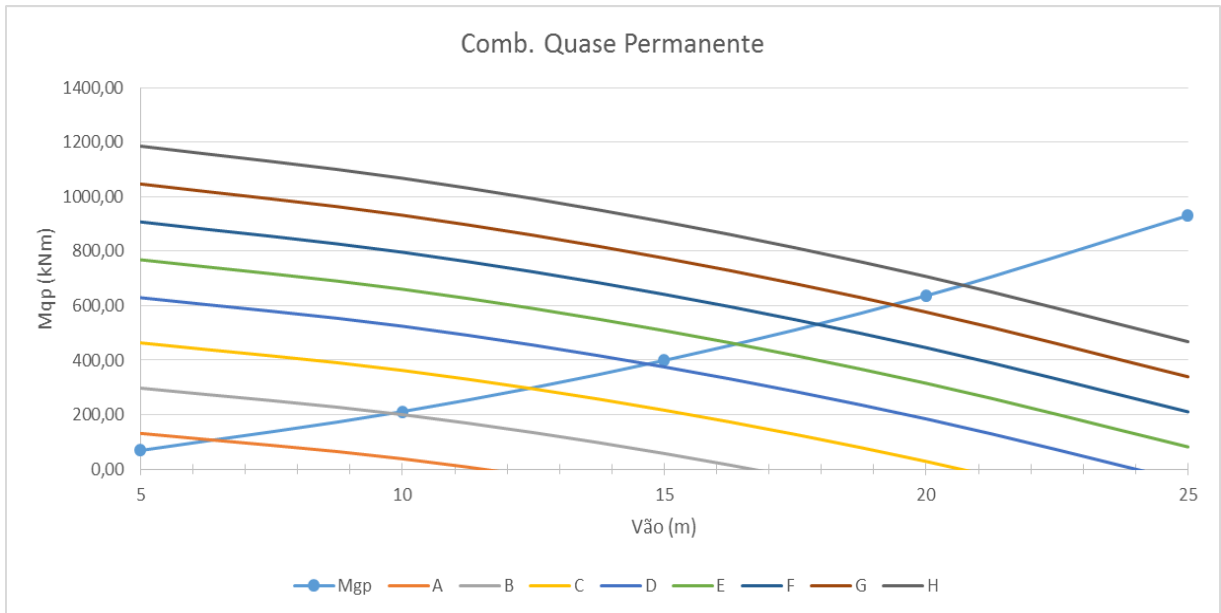
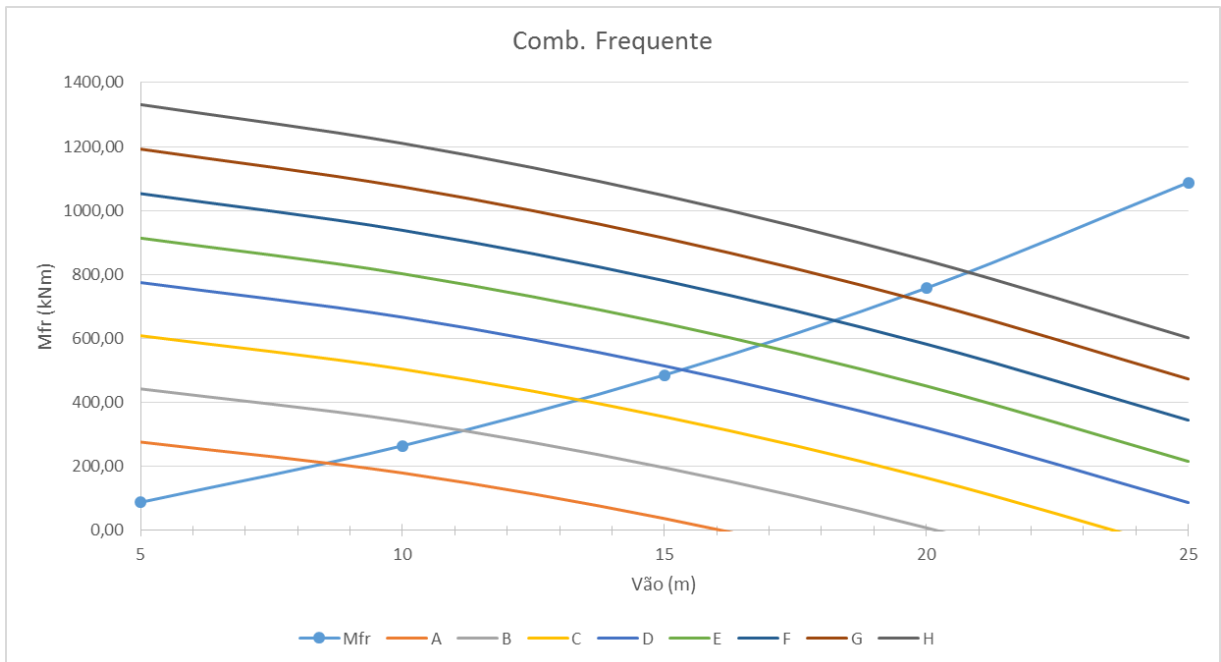


Gráfico 6 – Momento fletor – combinação frequente para intereixo de 0,75m



- intereixo de 1,00m

Gráfico 7 – Momento fletor – combinação quase permanente para intereixo de 1,00m

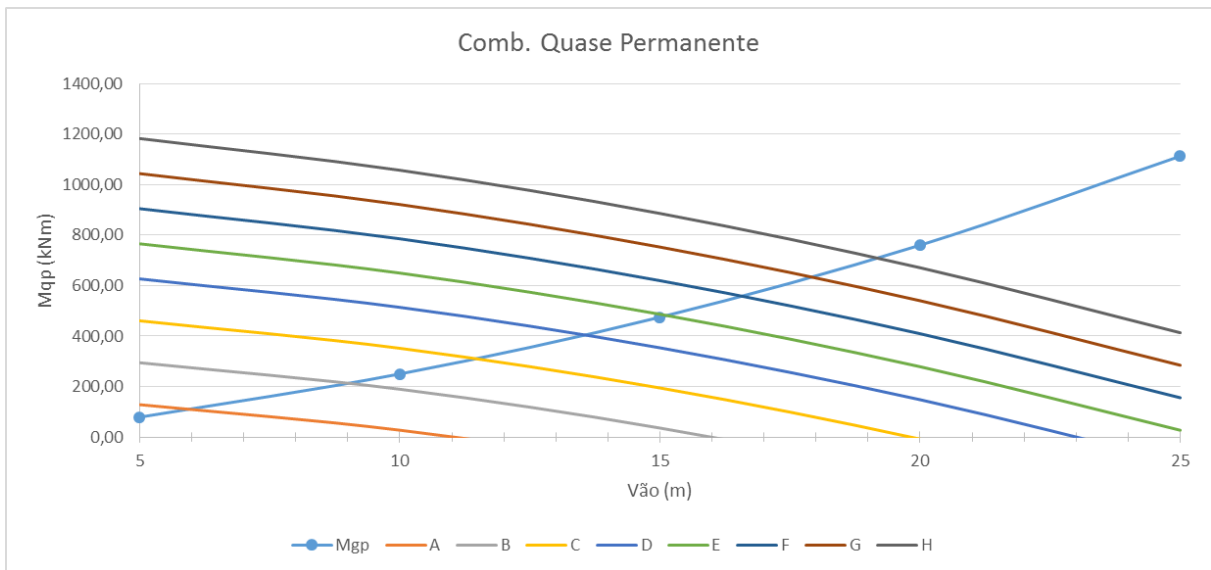
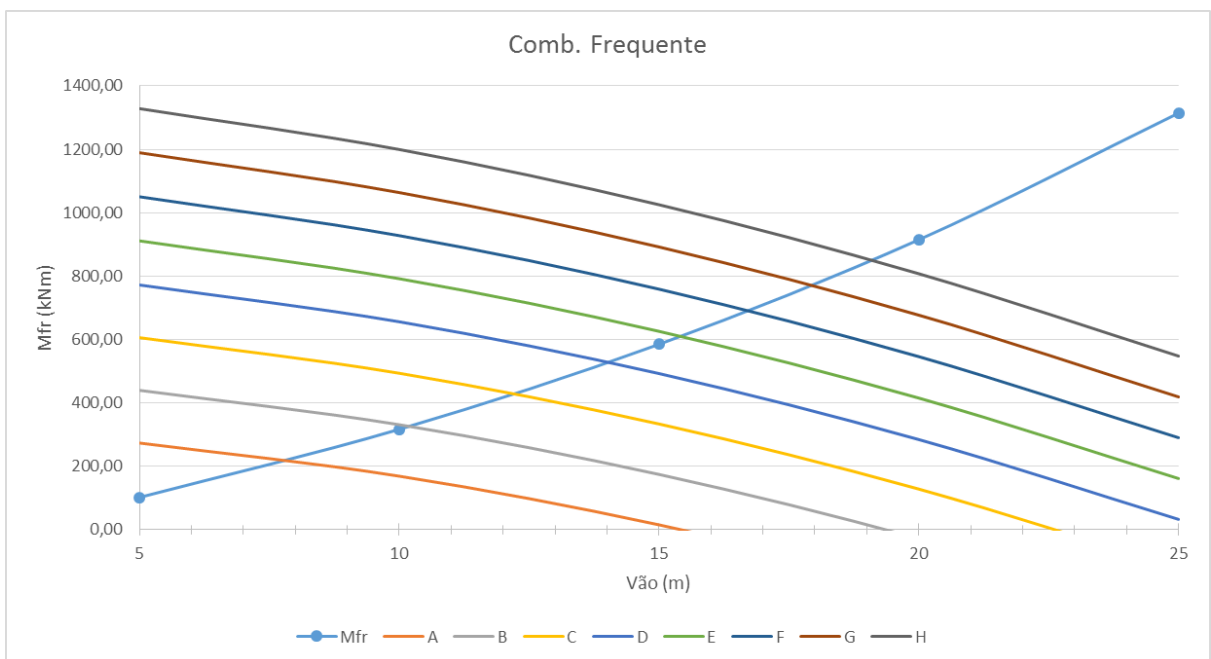


Gráfico 8 – Momento fletor – combinação frequente para intereixo de 1,00m



- intereixo de 1,25m

Gráfico 9 – Momento fletor – combinação quase permanente para intereixo de 1,25m

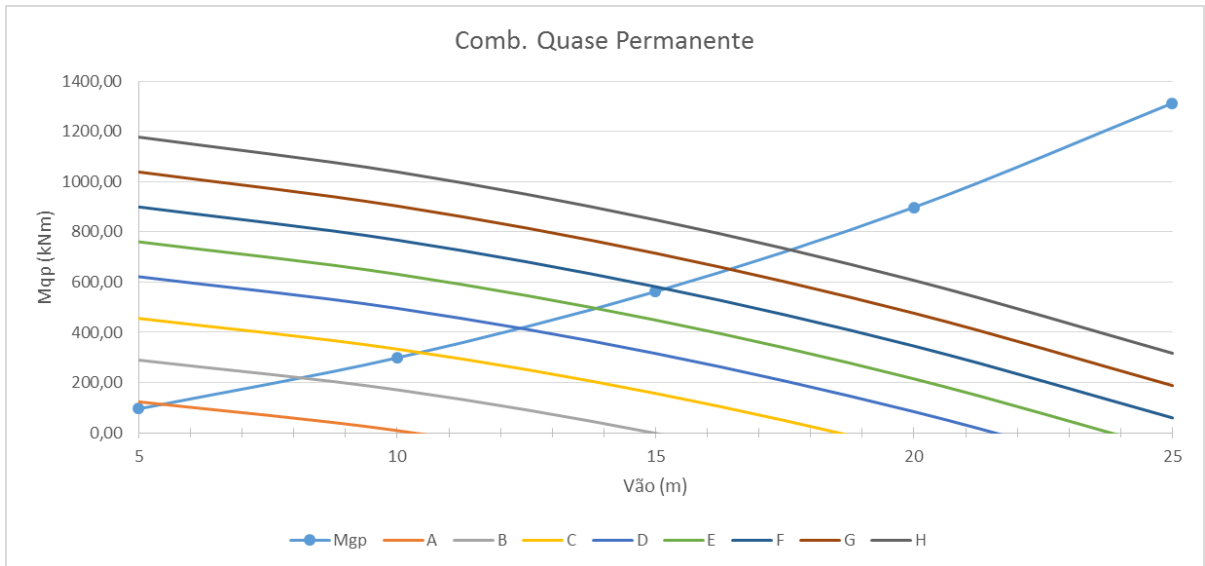
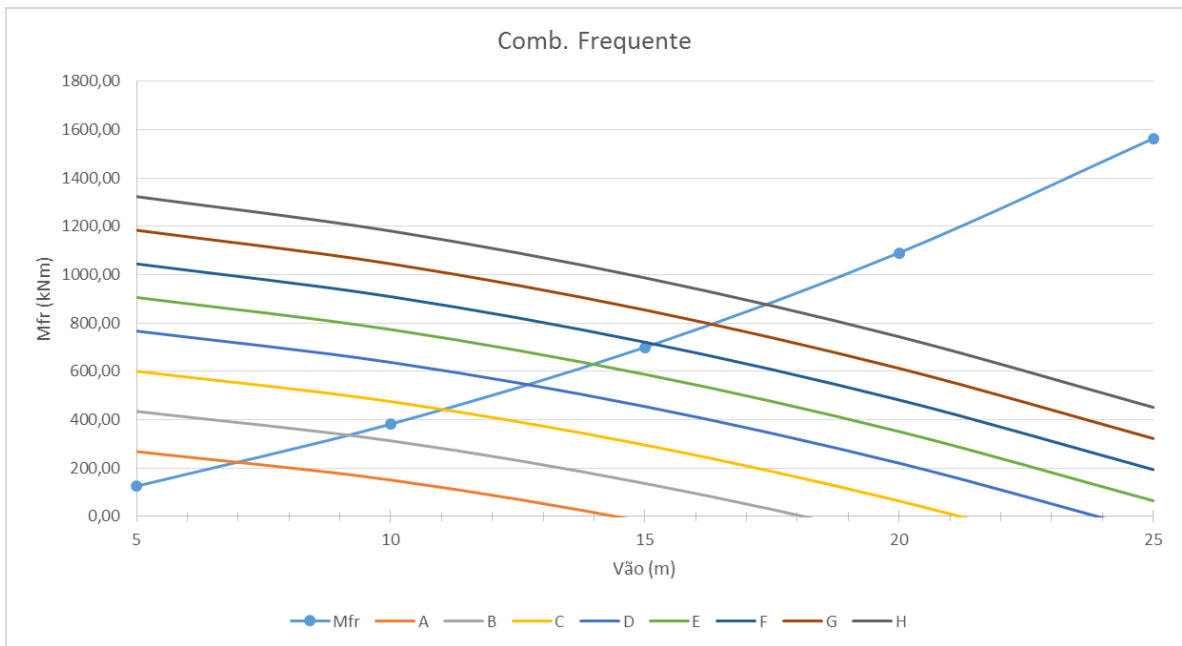


Gráfico 10 – Momento fletor – combinação frequente para intereixo de 1,25m



- intereixo de 1,50m

Gráfico 11 – Momento fletor – combinação quase permanente para intereixo de 1,50m

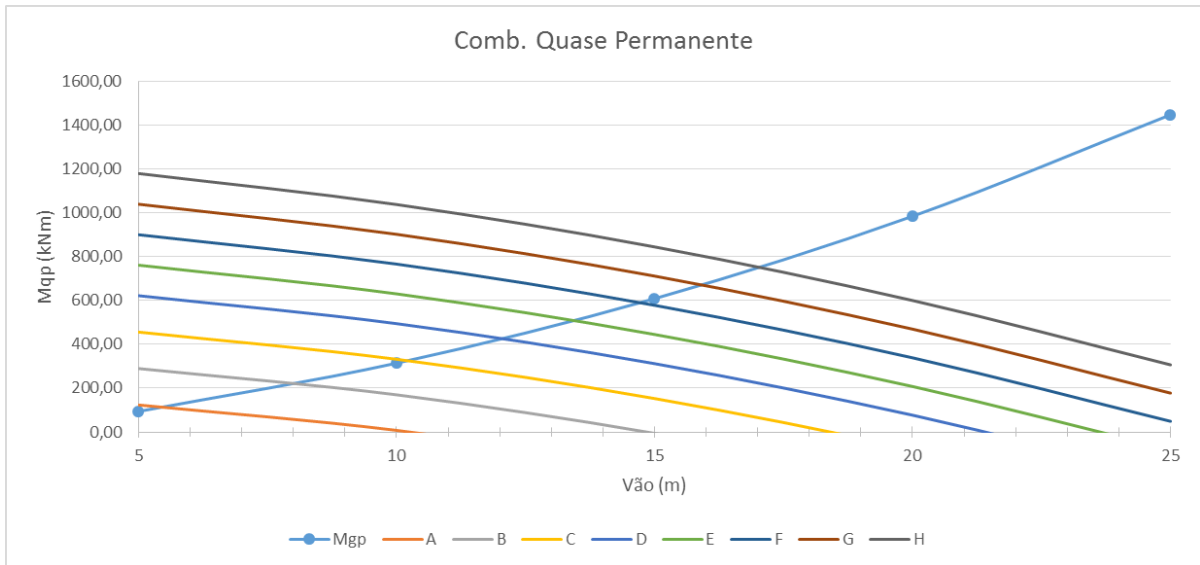
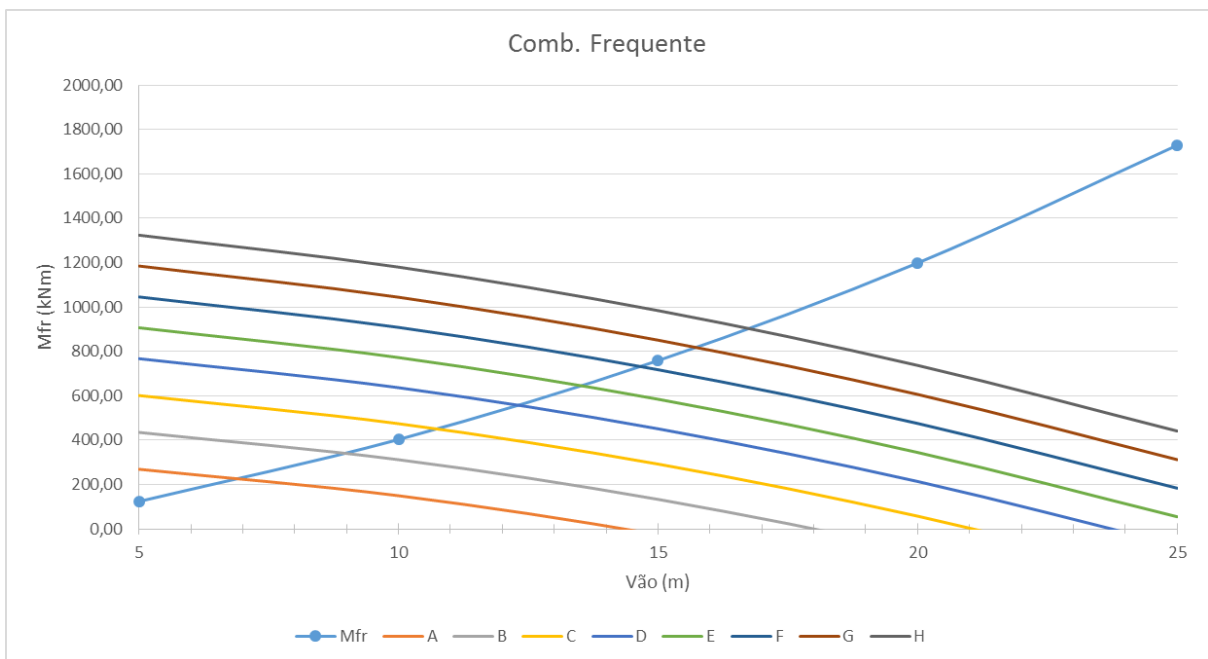


Gráfico 12 – Momento fletor – combinação frequente para intereixo de 1,50m

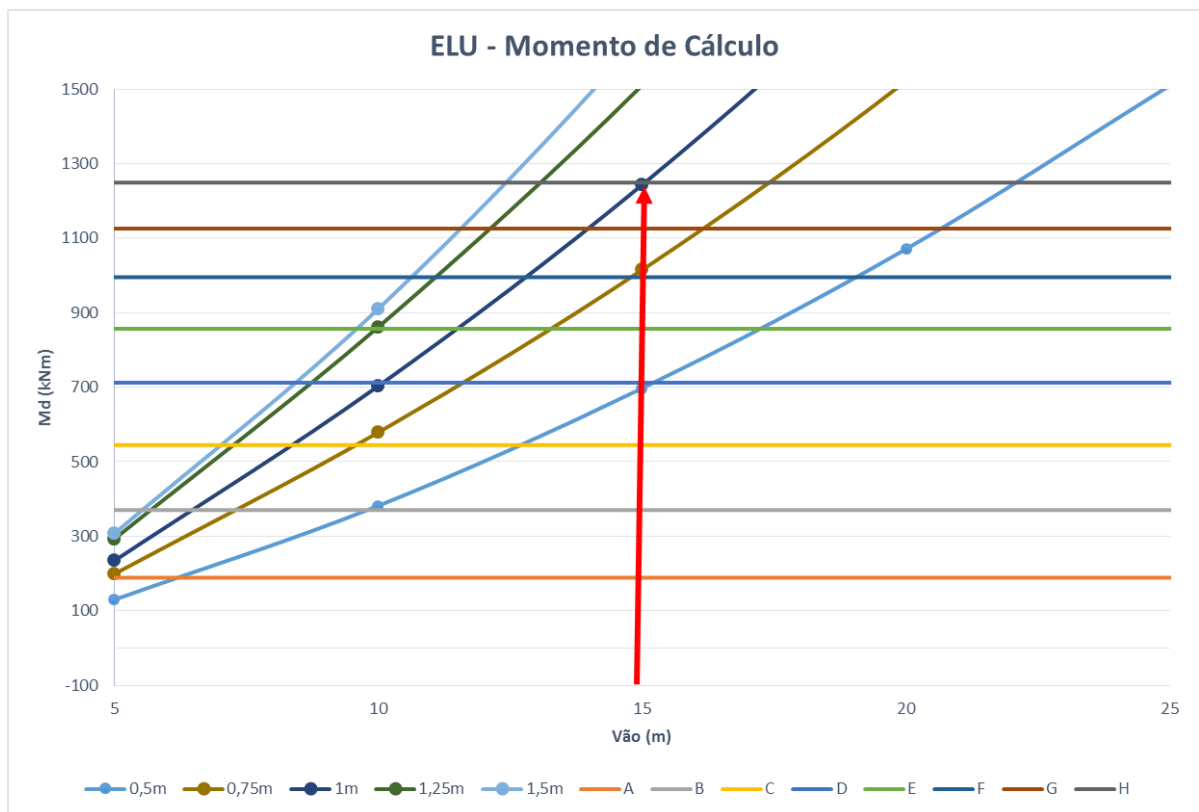


## 6.1 Estudo de Caso

Suponha que um fabricante precise fornecer uma vigota da seção definida neste estudo para uma ponte classe 45 com vão de 15m.

Com a análise do ELU, de acordo com os gráficos 1 e 2, para um vão de 15m, é possível que a distância de entreixo das vigas seja de até 1m.

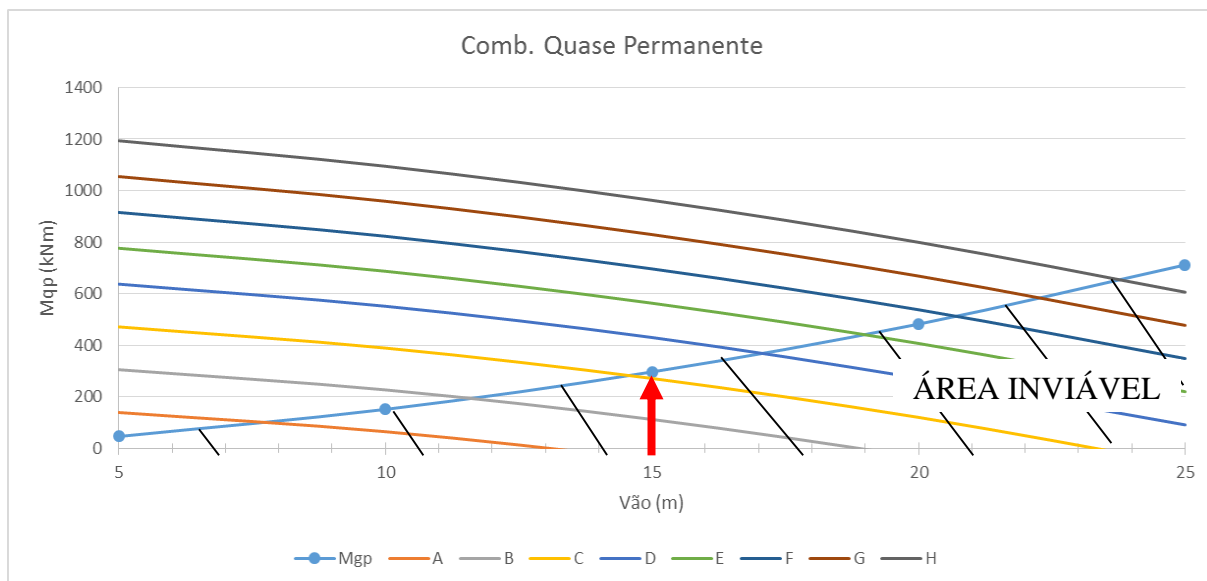
Figura 35 - Estudo de caso - Momento Fletor



Fonte: Realizado pelo autor

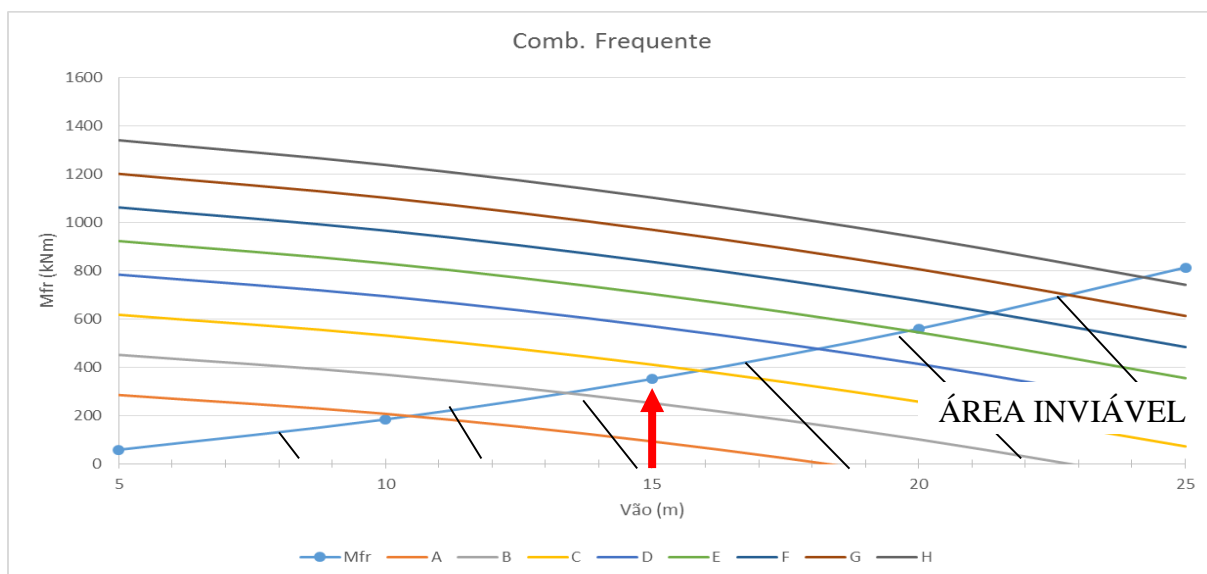
Para distância de entreixo de 0,5m, é necessário que a seção possua pelo menos o arranjo D, com 8 cordoalhas tanto para satisfazer as condições de ELU (Gráficos 1 e 2) como as de ELS (Gráficos 3 e 4).

Figura 36 - Estudo de caso - Combinação quase permanente



Fonte: Realizado pelo autor

Figura 37 - Estudo de caso - Combinação frequente



Fonte: Realizado pelo autor

Realizando a mesma análise para distância de entreixo de 0,75m, é necessário que a seção possua pelo menos o arranjo G, com 14 cordoalhas para satisfazer as condições de ELU (Gráficos 1 e 2) e arranjo E, com 10 cordoalhas, para satisfazer as condições de ELS (Gráficos 5 e 6), ou seja, no mínimo o arranjo G para satisfazer as duas condições.

Para distância de entreixo de 1,00m, é necessário que a seção possua pelo menos o arranjo H, com 16 cordoalhas para satisfazer as condições de ELU (Gráficos 1 e 2) e arranjo E,



com 10 cordoalhas, para satisfazer as condições de ELS (Gráficos 7 e 8), ou seja, o arranjo H para satisfazer as duas condições.

Cabe ao projetista escolher a mais viável das três possibilidades de interesse.

## **7 CONCLUSÃO**

A partir dos resultados obtidos, conclui-se que para a determinada seção definida, o maior vão possível para uma ponte de classe 45 é de 22m, condição obtida quando a distância de entre-eixo das vigas for mínima, de 0,50m.

Para as outras distâncias de entre-eixo, temos que, para entre-eixo de 0,75m, o maior vão possível é de 17m; para entre-eixo de 1,00m, o maior vão possível é de 15m; para entre-eixo de 1,25m, o maior vão possível é de 13m e para entre-eixo de 1,50m, o maior vão possível é de 12m.

Cabe ao projetista escolher a opção mais viável das opções de arranjo apresentadas.

## **8 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS**

- ✓ Complementar a metodologia apresentando gráficos para as flechas e a verificação de fadiga;
- ✓ Fazer comparação de custos entre as soluções possíveis de combinação de arranjo e entreixo para determinado vão;
- ✓ Aplicar a metodologia para vigas com outras seções visando faixas de vãos de 20m a 40m.

## 9 REFERENCIAS

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

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

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. **NBR 9062**: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro: Abnt, 2001.

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

AZEVEDO, alvaro F. M.. Metodo dos elementos finitos. Porto: Faculdade de engenharia da universidade de porto, 2003.

BASTOS, Prof. Dr. Paulo Sérgio Dos Santos. Fundamentos do concreto armado. Notas de Aula.

CARVALHO, Roberto Chust. Estruturas de concreto protendido. São Paulo: Pini, 2012

CAVALCANTI, Prof. Paulo de S? Pereira. Pontes: trens tipos de projeto ap-02.2004. Notas de Aula.

CUNHA, Frederico Nunes Miranda da. **Dimensionamento de tabuleiros de pontes com viga betão pré fabricado**. 2010. 90 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia Universidade de Porto, Porto, 2010.

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

GOMES, Izak da Silva. **Sistemas construtivos de pontes e viadutos com ênfase em lançamento de vigas com treliças lançadeiras**. 2006. 109 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Anhembi Morumbi, São Paulo, 2006.

GORETTI, Camila. **Uma breve história do concreto armado**. Disponível em: <<http://blogdopetcivil.com/2013/07/31/a-historia-do-concreto-armado/>>. Acesso em: 14 dez. 2015.

MARTHA, Luiz Fernando. Método dos elementos finitos. 1994. Notas de Aula.

PINHO, Mauricio Fernando; REGIS, Paulo de Araujo; ARAUJO, Ezio da Rocha. **Tabuleiros de pontes em vigas pré-moldadas protendidas com continuidade: Aspectos de projeto e construção**. Sao Paulo: Abece, 2011.

POSSAN, Mateus; PENNA, Priscila Dalmagro. **Estudo de vigas pré fabricadas utilizadas em pontes nas estradas vicinais da região sudoeste do Paraná**. 2014. 124 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Pato Branco, 2014.

SOUZA, Anna Caroline Fermino de; ARAÚJO, Bruna Sparenberg Ribeiro de. **Análise e dimensionamento de uma viga de ponte ferroviária em concreto protendido**. 2015. 68 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2015.

VERISSIMO, Gustavo de Souza; CÉZAR JUNIOR, Kléos M Lenz. **Concreto Protendido: Fundamentos Basicos**. Viçosa: Universidade Federal de Viçosa, 1998.

VITORIO, Afonso. **Pontes Rodoviarias: Fundamentos, Conservação e Gestao**. Recife: Creape, 2002.