



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO
ESCOLA POLITÉCNICA
Curso de Engenharia Civil
Departamento de Mecânica Aplicada e Estruturas

**SOLUÇÕES EM VIGAS MISTAS AÇO-CONCRETO PARA O PROJETO DA
SUPERESTRUTURA DE PONTES RODOVIÁRIAS**

DANIEL CARLOS TAISSUM CARDOSO

Projeto de Final de Curso apresentado ao corpo docente do Departamento de Mecânica Aplicada e Estruturas da Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como requisito para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Aprovado por:

Augusto Cláudio Paiva e Silva
Prof. Adjunto, M.Sc., EP/UFRJ (Orientador)

Francisco José Costa Reis
Prof. Adjunto, M.Sc., EP/UFRJ

Eduardo Miranda Batista
Prof. Adjunto, D.Sc., COPPE/UFRJ

Abril/2006

RESUMO

O objetivo deste trabalho é realizar um estudo comparativo de algumas soluções em estrutura mista de aço-concreto para o projeto da superestrutura de pontes rodoviárias.

Serão analisadas três alternativas em viga mista para o caso específico de ponte em vigas retas e biapoiadas para diferentes vãos. São elas:

- a) em vigas metálicas de alma cheia formadas por perfis laminados;
- b) em vigas metálicas de alma cheia formadas por perfis de chapa soldada;
- c) em treliças metálicas mistas;

Além das etapas de análise e dimensionamento das longarinas como estrutura mista, serão também realizados alguns comentários sobre os demais elementos que compõem a superestrutura, bem como a etapa construtiva.

1. INTRODUÇÃO	5
2. VIGAS MISTAS AÇO-CONCRETO	5
2.1. Generalidades.....	5
2.2. Conectores de Cisalhamento.....	6
2.2.1. Interação Aço-Concreto.....	6
2.2.2. Tipos de Conectores	7
2.2.3. Determinação do Número de Conectores.....	9
2.3. Largura Colaborante da Laje	11
2.3.1. Largura Colaborante	11
2.3.2. Armadura de Costura da Laje.....	11
2.4. Estados Limites Últimos.....	13
2.4.1. Momento Fletor	13
2.4.2. Treliça Mista.....	18
2.4.3. Cortante	21
2.5. Estados Limites de Utilização.....	23
2.5.1. Deformação	23
2.5.2. Fadiga	27
3. GEOMETRIA DA SUPERESTRUTURA	29
3.1. Seção Transversal do Tabuleiro.....	29
3.2. Transversinas de Apoio.....	29
3.3. Transversinas de Vão	30
3.4. Contraventamento Horizontal Superior	31
3.5. Vigas e Treliças Principais.....	32
3.5.1. Vigas Principais.....	32
3.5.2. Treliças Principais	33
4. MONTAGEM DA ESTRUTURA.....	35
5. ANÁLISE ESTRUTURAL	36
5.1. Geometria	37
5.1.1. Considerações.....	37
5.1.2. Propriedades Físicas	37
5.2. Carregamento	38
5.2.1. Etapa 1 (Peso Próprio).....	38
5.2.2. Etapa 2 (Pavimento, Recapeamento e Barreira Lateral).....	39
5.2.3. Etapa 3 (Sobrecarga e Retração)	39

5.2.4. Outras Cargas	41
6. DIMENSIONAMENTO.....	42
6.1. Vigas.....	42
6.1.1. Estado Limite Último	43
6.2. Treliças	45
6.2.1. Estado Limite Último	45
6.2.2. Estado Limite de Serviço.....	46
7. CONCLUSÃO.....	47
8. BIBLIOGRAFIA	49
ANEXO A – ENVOLTÓRIAS DE ESFORÇOS DA CARGA MÓVEL.....	50
ANEXO B – DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS - ESTADO LIMITE ÚLTIMO	58
ANEXO C – DIMENSIONAMENTO DAS TRELIÇAS - ESTADO LIMITE ÚLTIMO	71

1. INTRODUÇÃO

Nos tempos atuais, um dos pontos mais importantes no projeto e execução de pontes é a rapidez de execução. Por isso, tem-se optado muito por vigas pré-moldadas de concreto armado e protendido ou vigas metálicas que, além de acelerarem o andamento da obra, dispensam a utilização de fôrmas e escoramentos.

Outro ponto importante a ser destacado é que as pontes atuais têm sido projetadas para vencer grandes vãos, tanto por uma questão de economia — menor número de pilares e fundações — quanto por uma questão arquitetônica. A estrutura metálica tem, nesse caso, a excelente vantagem de apresentar alta resistência, sendo possível vencer grandes vãos com estruturas relativamente leves. Com isso, é possível se obter uma estrutura esbelta e, ao mesmo tempo, capaz de gerar uma boa redução nos custos com meso e infra estruturas. Além disso, as peças em aço apresentam maior precisão nas dimensões, o que faz com que a obra seja executada com baixo índice de erros.

Essas vantagens podem ser ainda maiores quando é possível fazer com que haja uma interação mecânica entre a laje de concreto e a viga de aço. Nesse caso, tem-se um sistema misto aço-concreto, onde há um aproveitamento ótimo das características mecânicas dos dois materiais (concreto comprimido e aço tracionado), o que é interessante por uma questão econômica.

As vigas mistas têm sido amplamente utilizadas no projeto de pisos de edifícios, podendo gerar reduções de peso da ordem de 20 a 40%, segundo Queiroz [1]. Entretanto, seu campo de aplicação não está restrito às edificações. A enorme quantidade de vantagens faz com que as estruturas mistas sejam ótimas alternativas para a superestrutura de pontes. No mundo, muitas delas foram construídas com base nessa idéia.

2. VIGAS MISTAS AÇO-CONCRETO

2.1. Generalidades

A NBR 8800 [9] define viga mista, genericamente, como um sistema composto por um componente de aço que suporta uma laje de concreto e está ligada a ela por conectores de cisalhamento. A “viga mista” pode, na verdade, ser constituída de perfis metálicos “T”, seções caixão, tubulares (de alma cheia) e até mesmo treliças (treliças mistas).

As vigas mistas são projetadas principalmente para que o concreto trabalhe em compressão e o aço em tração. Isso acontece sempre que o sistema for composto por vigas biapoiadas, onde só haverá momentos positivos. A seguir são apresentadas as principais vantagens das vigas biapoiadas em pontes com relação às contínuas:

a) estando a laje comprimida, não há necessidade de prover a mesma de armadura especial para combater tração;

b) a mesa comprimida encontra-se travada pela laje de concreto, não havendo possibilidade de flambagem lateral torsional (FLT) ou flambagem local de mesa (FLM) na fase final, com a laje já endurecida;

c) a estrutura é isostática, não havendo redistribuição de esforços devido aos efeitos de fissuração, retração ou deformação lenta do concreto. Este fator facilita muito o dimensionamento

As treliças mistas também apresentam muitas vantagens, principalmente quando se deseja vencer grandes vãos, já que são estruturas econômicas e podem ter sua geometria de acordo com as necessidades do projeto.

2.2. Conectores de Cisalhamento

2.2.1. Interação Aço-Concreto

Como já foi dito, um sistema misto pode ser configurado quando se tem interação entre aço e concreto. No caso de uma viga mista, a interação é maior quanto menor for o deslocamento relativo entre a laje e a viga de aço. Para isso, é necessário que haja transmissão de tensões entre as duas peças. Essa interação pode ser classificada da seguinte forma: nenhuma, total e parcial, conforme pode ser visto na figura [1].

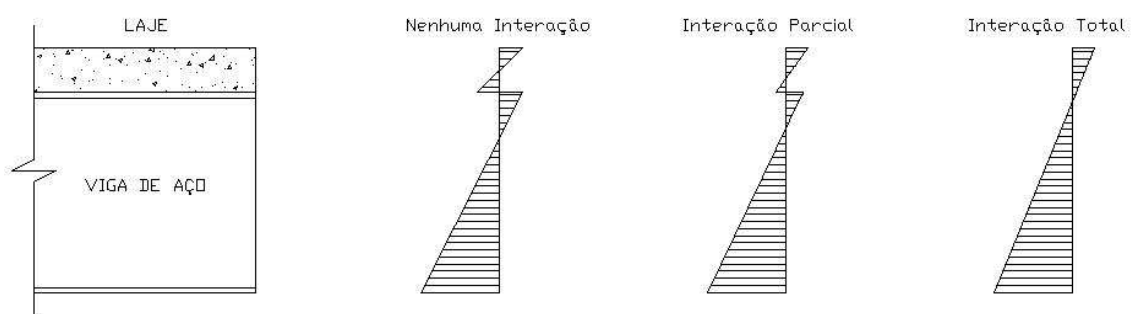


Figura 1 – Deformação das seções caracterizando os tipos de interação entre a laje e a viga de aço.

Por questão de simplificação, esse trabalho contemplará apenas o caso de interação total. Nesse tipo de interação, os dois elementos se deformam como um único elemento, sem haver deslizamento da laje de concreto com relação ao aço. Na figura [2] podem ser vistas as trajetórias de tensões para esse caso.

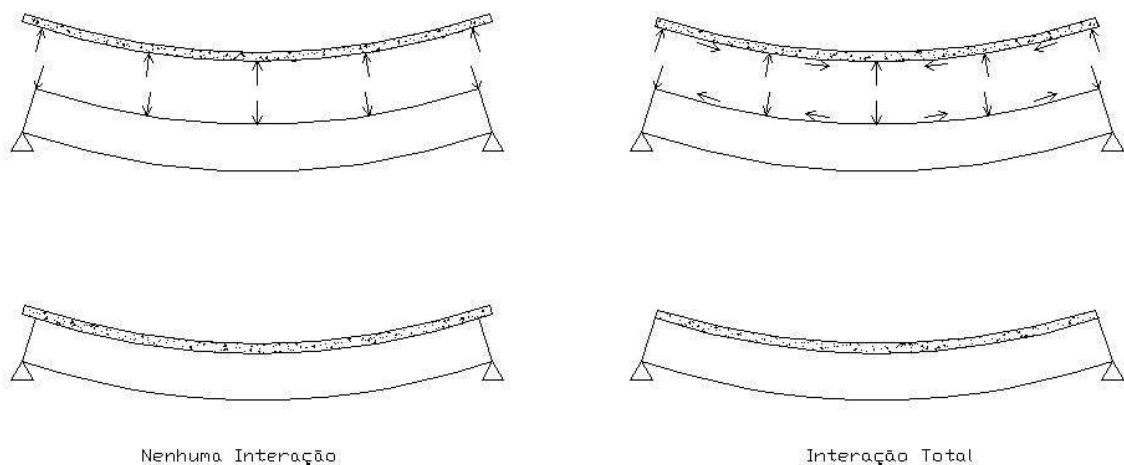


Figura 2 – Forças internas em viga mista com interação total e sem interação.

Segundo Queiroz [1], “ensaios em estruturas mistas mostram que, para baixos valores de carga, a maior parte do cisalhamento longitudinal é desenvolvida na interface por aderência química entre a pasta de cimento e a superfície do aço. No entanto, continuando-se o carregamento, percebe-se que, para cargas mais elevadas, ocorre o rompimento desta aderência e que, uma vez rompida, esta não pode ser mais restaurada”. Nesse caso, é comum a utilização de conectores de cisalhamento que, soldados na viga metálica, evitam que a laje de concreto deslize com relação ao aço, transmitindo as tensões de cisalhamento para o mesmo.

2.2.2. Tipos de Conectores

Os tipos mais comuns de conectores são:

- a) *stud-bolts*: pinos com cabeça soldados no perfil metálico. O processo de solda se dá por arco elétrico, onde o metal-base é fundido juntamente com a extremidade do conector com o auxílio de uma pistola ligada a uma fonte de energia elétrica. Na figura [3] pode ser visto um conector do tipo *stud-bolt*.



Figura 3 – Conector do tipo pino com cabeça (*stud bolt*). Extraído de Queiroz [1]

A norma NBR 8800 [9] sugere que a resistência ao cisalhamento de um conector no caso de uma viga mista (obtida por ensaios) seja calculada como o menor dos valores dados pelas expressões a seguir:

$$q_{Rd} = \frac{1}{2} \frac{A_{cs} \sqrt{f_{ck} E_c}}{\gamma_{cs}} \quad (1)$$

$$q_{Rd} = \frac{A_{cs} f_{ucs}}{\gamma_{cs}} \quad (2)$$

Onde:

q_{Rd} – resistência de cálculo do conector

A_{cs} – área da seção transversal do conector

f_{ucs} – resistência à tração do conector

f_{ck} – resistência à compressão característica do concreto

E_c – módulo de elasticidade do concreto

γ_{cs} – coeficiente de minoração da resistência = 1,35

As especificações de dimensões e resistência à tração do conector a serem utilizadas devem respeitar as especificações do fabricante do mesmo.

b) perfis “U” laminados: um pequeno comprimento de um perfil “U” laminado é cortado e soldado no perfil metálico (figura [4]). A resistência ao cisalhamento de um conector desse tipo (obtida por ensaios) é dada por:

$$q_{Rd} = \frac{0,3(t_f + 0,5t_w)L_{cs} \sqrt{f_{ck} E_c}}{\gamma_{cs}} \quad (3)$$

Onde:

t_f – espessura da mesa do perfil

t_w – espessura da alma do perfil

L_{cs} – comprimento do conector

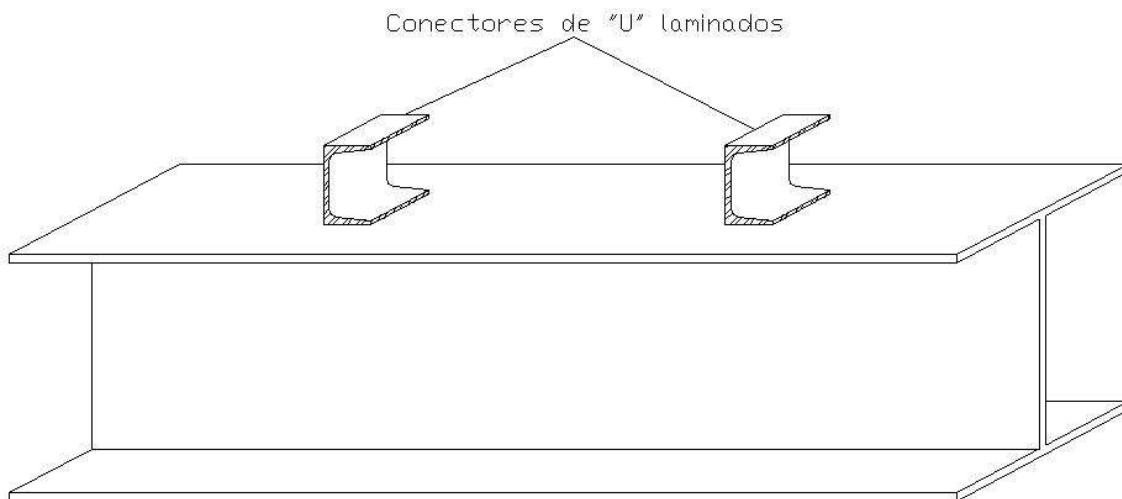


Figura 4 – Conectores tipo “U” laminado soldados sobre viga de alma cheia.

No Brasil e em países em desenvolvimento, os perfis U laminados são utilizados com maior frequência, tendo em vista o baixo custo do perfil associado a um baixo custo da mão-de-obra para produção e montagem. Já nos países desenvolvidos, os conectores *stud-bolts*, apesar de mais caros, são mais utilizados por serem de fácil e rápida execução e, assim, envolverem menos custos com mão-de-obra.

Além dos dois tipos de conectores listados acima, também são comumente utilizados os conectores mostrados na figura [5].

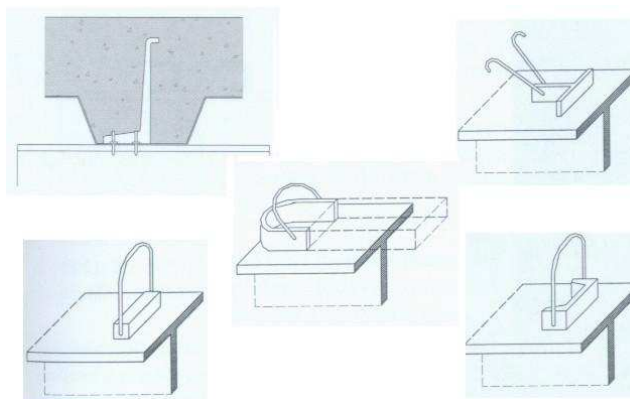


Figura 5 – Outros tipos de conectores para vigas mistas.

Neste trabalho, serão adotados conectores fabricados com perfis “U” laminados.

2.2.3. Determinação do Número de Conectores

No caso de interação total entre laje de concreto e viga de aço, a quantidade de conectores deve ser determinada de modo que não haja deslizamento entre os dois elementos. Segundo Pfeil [2], cada conector deve ser capaz de resistir ao fluxo cisalhante a ele imposto. O espaçamento dos conectores deve ser menor, portanto, nas regiões onde o esforço cortante é maior.

Na prática, é comum adotar-se uma distribuição uniforme de conectores ao longo de toda a viga, como se cada um deles contribuísse igualmente para a resistência ao fluxo. Para explicar o bom funcionamento nessa situação, Pfeil [2] sugere uma deformação dos conectores mais solicitados e parte do esforço se transfere para os conectores com menor solicitação.

No caso de pontes, alguns vãos podem ser considerados grandes de modo que a hipótese de redistribuição de esforços ao longo de toda a viga é inadequada. Isso pode acarretar em uma quantidade insuficiente de conectores em determinada região, podendo ocorrer deslizamento entre a laje de concreto e o perfil metálico.

Mason [3] sugere uma distribuição linear das tensões de corte nos décimos extremos do vão, conforme figura [6]. Dessa forma, é interessante que os conectores fiquem concentrados nessa região.

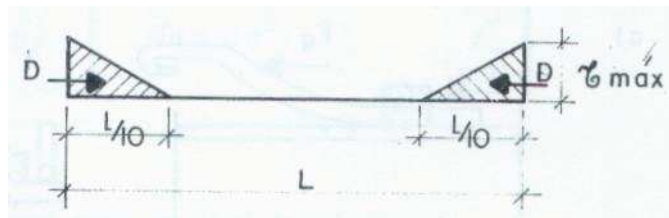


Figura 6 – Distribuição prática das tensões de corte. Extraída de Mason [3].

A NBR 8800 [9] sugere que, para haver interação completa, o número de conectores deve ser o menor dentre os valores que satisfazem as inequações a seguir:

$$Q_{Rd} = \sum q_{Rd} \geq \frac{A f_y}{\gamma} \quad (\text{linha neutra na laje de concreto}) \quad (4a)$$

$$Q_{Rd} = \sum q_{Rd} \geq \frac{0,85 f_{ck} b t_c}{\gamma_c} \quad (\text{linha neutra na seção de aço}) \quad (4b)$$

onde:

q_{Rd} – resistência de cálculo do conector

f_{ck} – resistência à compressão característica do concreto

f_y – tensão de escoamento do aço

A – área total da seção de aço

γ_c – coeficiente de minoração de resistência do concreto = 1,40

γ – coeficiente de minoração de resistência do aço = 1,10

Entretanto, a norma define Q_{Rd} como a soma das resistências dos conectores compreendidos na região delimitada pelos pontos de momento máximo e nulo. Conforme já foi visto, isso pode levar a um erro no dimensionamento no caso de pontes

e é interessante concentrar os conectores na extremidade quando o vão for de dimensão considerável.

2.3. Largura Colaborante da Laje

2.3.1. Largura Colaborante

Ao sofrer deformação, são mobilizadas tensões de compressão na laje de concreto. Entretanto, essas tensões não são uniformes ao longo de toda a laje. A tensão é maior sobre o eixo da viga e seu valor decai à medida que se afasta desse eixo, conforme mostrado na figura [7]. Esse efeito, conhecido como “shear lag”, acontece porque os trechos da laje de concreto mais distantes do centro da viga não acompanham a deformação do trecho sobre a viga, ou seja, as seções não mais permanecem planas.

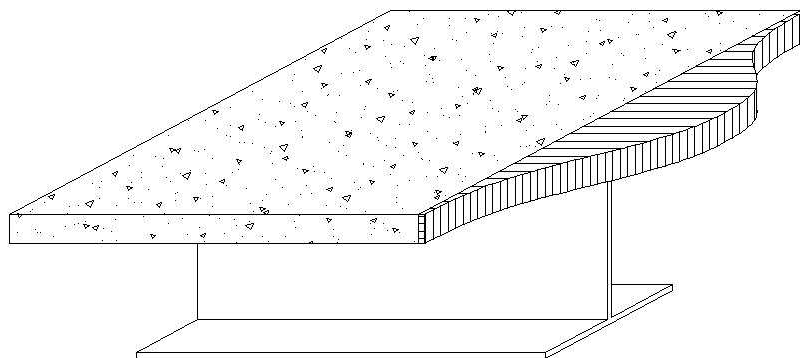


Figura 7 – Distribuição das tensões de compressão na laje de concreto.

Para levar esse efeito em consideração, normalmente é considerada uma largura colaborante para a laje onde a tensão atua com uma intensidade constante. No caso de viga biapoiada, a NBR 8800 [9] sugere que, em cada lado do eixo da viga, seja considerado o menor dentre os seguintes valores:

- 1/8 do vão da viga mista;
- metade da distância entre o eixo da viga e a linha de centro da viga vizinha;
- distância do eixo da viga ao bordo da laje em balanço.

2.3.2. Armadura de Costura da Laje

Para garantir que não haja falha por cisalhamento no concreto entre a região sobre o perfil metálico e a aba da mesa colaborante (figura [8]), deve ser providenciada uma armadura de costura.

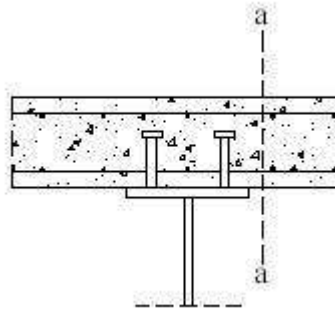


Figura 8 – Superfície típica de falha ao cisalhamento para uma laje maciça. Extraída da NBR 8800 [9].

A NBR 8800 [9] apresenta expressões completas para os cortantes solicitante e resistente de cálculo no plano da seção de falha *a-a*, considerando inclusive a ocorrência de momentos negativos e de fôrma de aço incorporada. A seguir são apresentadas as expressões da norma simplificadas para o caso a ser considerado neste trabalho:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} \quad (5)$$

$$V_{Sd} = \frac{Q_{Rd}}{L'} \frac{b_1}{b_1 + b_2} \quad (6)$$

$$V_{Rd} = \frac{0,041A_{cv}f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_s f_{ys}}{\gamma_s} \quad (7)$$

Onde:

V_{Sd} – força cortante solicitante de cálculo por unidade de comprimento atuando na superfície de falha

V_{Rd} – força cortante resistente de cálculo por unidade de comprimento

Q_{Rd} – soma das resistências dos conectores concentrados em um comprimento L'

L' – comprimento onde estão concentrados os conectores

b_1 – largura efetiva da laje do lado onde acontece a falha

b_2 – largura efetiva da laje do lado oposto

A_{cv} – área cisalhada por unidade de comprimento

A_s – área da armadura de costura necessária

f_{ys} – tensão de escoamento do aço da armadura

γ_c – coeficiente de minoração de resistência do concreto = 1,40

γ_s – coeficiente de minoração de resistência do aço da armadura = 1,15

A armadura deve, portanto, ser determinada de modo que a inequação 3.5 seja satisfeita. Além disso, deve ser respeitada uma taxa mínima equivalente a 0,2% da área cisalhada.

Essa armadura será concentrada em um certo comprimento, da mesma forma que será feito com os conectores.

2.4. Estados Limites Últimos

2.4.1. Momento Fletor

Nas vigas mistas biapoiadas com laje de concreto sobre o perfil metálico, a laje fica sempre submetida à compressão enquanto a viga de aço pode, no máximo, ter uma parte de sua alma comprimida, estando a mesa inferior totalmente tracionada. Além disso, a mesa superior apresenta-se travada lateralmente pela laje, anulando qualquer possibilidade de flambagem lateral torsional (FLT).

Para o cálculo da resistência ao momento fletor, será levado em conta que a interação é completa e que, portanto, haverá apenas uma linha neutra que poderá estar localizada na laje de concreto, na mesa ou na alma do perfil. Para todos esses casos, será assumido que a seção atinge sua capacidade máxima de rotação, com o aço escoando por completo e o concreto esmagando. Essa simplificação é acompanhada de um pequeno erro contra a segurança, mas que leva a valores de resistência bastante satisfatórios.

Um fator importante para o cálculo da resistência da seção ao momento fletor é observar se a construção será escorada ou não-escorada. No caso das pontes que serão estudadas neste trabalho, as vigas serão içadas para sua posição final, não havendo utilização de escoramento. Nesse caso, a análise terá que ser feita de acordo com as etapas de carregamento:

- a) etapa 1: peso próprio do perfil metálico e da laje de concreto (ainda sem atingir sua resistência);
- b) etapa 2: peso próprio dos acessórios, como barreira lateral e pavimentação;
- c) etapa 3: sobrecarga de utilização.

Na etapa 1, o perfil metálico se deformará, desenvolvendo-se tensões de tração e compressão no mesmo. Já a laje de concreto, ainda no estado fluido, acompanhará o deslocamento, porém sem a ocorrência de tensões. Nesse caso, a viga de aço deve ser capaz de resistir sozinha a todas as cargas dessa fase. É importante perceber que, nesse caso, a laje não oferece travamento à mesa superior do perfil, havendo necessidade de verificação da ocorrência de flambagem lateral torsional e de flambagem local do flange superior. Para as etapas 2 e 3 será admitido que a laje já tenha atingido sua resistência final, sendo desenvolvidas tensões de compressão na mesma.

Tendo em vista a fase construtiva descrita nos parágrafos anteriores, não será admitida uma distribuição plástica de tensões na fase de concretagem da laje. Além disso, serão adotados perfis de dois tipos:

- a) compactos: plastificam totalmente, sem que ocorra flambagem local.

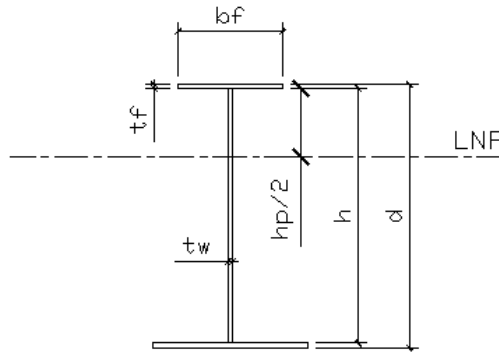
Flambagem Local de Mesa (FLM):

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} \leq \lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (8)$$

Flambagem Local de Alma (FLA):

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \leq 3,76 \frac{h}{h_p} \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (9)$$

onde:



b_f – largura da mesa

t_f – espessura da mesa

h – altura interna da seção

h_p – duas vezes a distância da face interna da mesa à linha neutra plástica (LNP)

t_w – espessura da alma

E – módulo de elasticidade do aço

f_y – tensão de escoamento do aço

- b) não-compactos: iniciam o escoamento mas a flambagem local ocorre antes da plastificação da seção.

Flambagem Local de Mesa (FLM):

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} > \lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (10)$$

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} \leq \lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{E}{(f_y - f_r)}} \quad (\text{perfis laminados}) \quad (11a)$$

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} \leq \lambda_r = 0,95 \sqrt{\frac{E}{(f_y - f_r)}} \quad (\text{perfis soldados}) \quad (11b)$$

onde:

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} \text{ e } 0,35 \leq k_c \leq 0,763$$

f_r (tensão residual) = 70 MPa “para perfis laminados e perfis soldados fabricados por deposição de metal de solda com chapas cortadas a maçarico” (NBR 8800 [9]).

Flambagem Local de Alma (FLA):

$$\lambda = \frac{h}{t_w} > \lambda_p = 3,76 \frac{h}{h_p} \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (12)$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \leq \lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (13)$$

As resistências finais para perfis compactos e não-compactos são calculadas de maneiras diferentes, conforme a NBR 8800 [9].

2.4.1.1. Seções Compactas

Quando o perfil é compacto, pode-se calcular a resistência da seção considerando distribuição plástica de tensões. A figura [9] mostra que a resistência plástica da seção pode ser considerada no caso de construção escorada quanto na não-escorada.

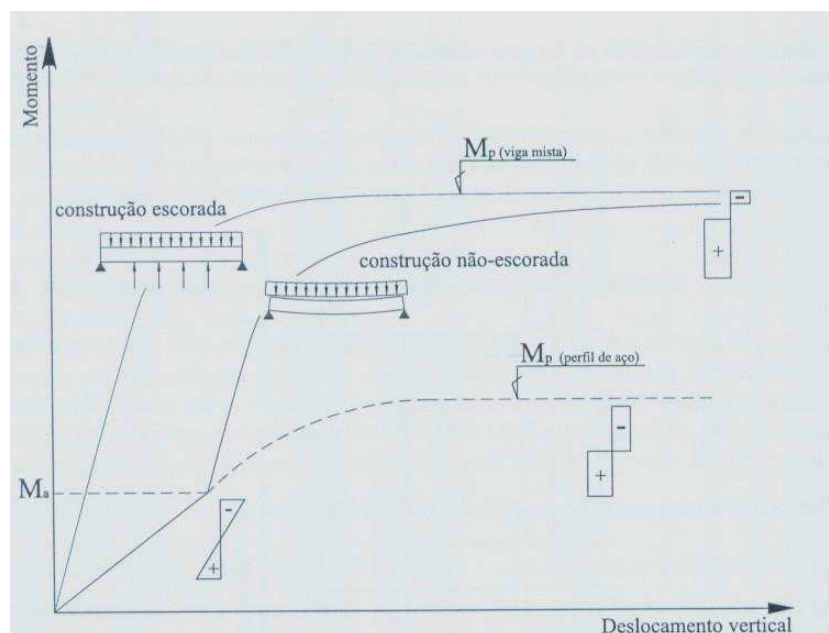


Figura 09 – Desenvolvimento do momento resistente em função do deslocamento vertical. Construções escoradas e não-escoradas apresentam momentos de plastificação semelhantes. Extraída de Queiroz [1].

A figura [10] mostra a distribuição plástica de tensões para uma viga mista com interação total e sob momento fletor positivo. É importante observar as três posições possíveis para a linha neutra plástica (LNP). A seguir são apresentados os passos para o cálculo do momento fletor resistente para cada uma das posições da LNP.

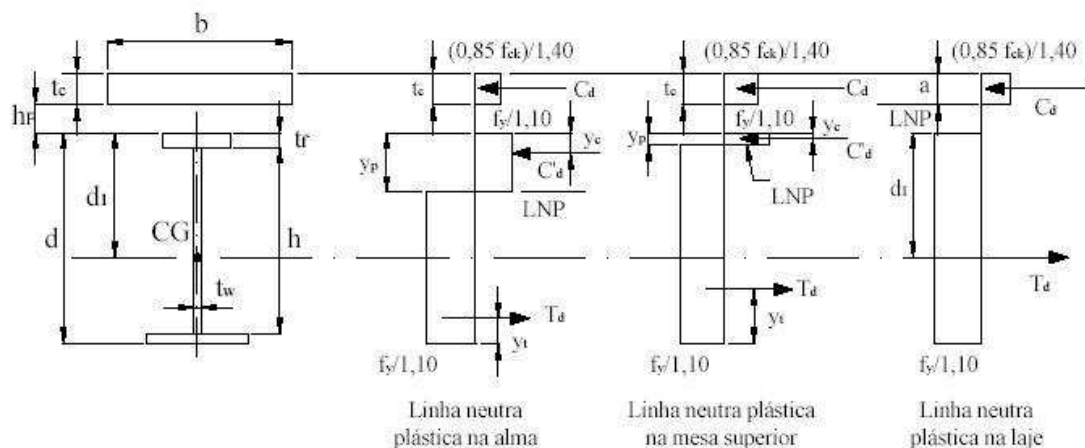


Figura 10 – Tensões em vigas mistas para diferentes posições da LNP. Extraída da NBR 8800 [9].

2.4.1.1.1. LNP na Laje de Concreto

$$\frac{0,85f_{ck}bt_c}{\gamma_c} \geq \frac{Af_y}{\gamma} \quad (\text{condição}) \quad (14)$$

$$T_d = \frac{Af_y}{\gamma} \quad (15)$$

$$a = \frac{T_d}{0,85f_{ck}b} \quad (16)$$

$$C_d = \frac{0,85f_{ck}ba}{\gamma_c} \quad (17)$$

$$M_{Rd} = T_d \left(d_1 + h_f + t_c - \frac{a}{2} \right) \quad (18)$$

onde:

f_{ck} – resistência à compressão característica do concreto

f_y – tensão de escoamento do aço

d_1 – distância do topo da mesa superior ao centróide da seção metálica

a – altura comprimida da laje

A – área total da seção de aço

C_d – força de compressão na laje

T_d – força de tração no aço

γ_c – coeficiente de minoração de resistência do concreto = 1,40

γ – coeficiente de minoração de resistência do aço = 1,10

M_{Rd} – momento resistente de cálculo

As demais variáveis são geométricas e podem ser vistas na figura anterior.

2.4.1.1.2. LNP no Perfil Metálico

$$\frac{Af_y}{\gamma} \geq \frac{0,85f_{ck}bt_c}{\gamma_c} \quad (\text{condição}) \quad (19)$$

$$C'_d = 0,5 \left[\frac{Af_y}{\gamma} - C_d \right] \quad (20)$$

$$T_d = C_d + C'_d \quad (21)$$

a) LNP na mesa do perfil metálico

$$C'_d \leq \frac{A_f f_y}{\gamma} \quad (\text{condição}) \quad (22)$$

$$y_p = \frac{C'_d}{\frac{A_f f_y}{\gamma}} t_f \quad (23)$$

b) LNP na alma do perfil metálico

$$C'_d > \frac{A_f f_y}{\gamma} \quad (\text{condição}) \quad (24)$$

$$y_p = t_f + h \left(\frac{C'_d - \frac{A_f f_y}{\gamma}}{\frac{A_w f_y}{\gamma}} \right) \quad (25)$$

$$M_{Rd} = C'_d (d - y_t - y_c) + C_d \left(\frac{t_c}{2} + h_f + d - y_t \right) \quad (26)$$

onde:

C'_d – força de compressão no aço

A_f – área do flange superior

A_w – área da mesa

y_p – distância da linha neutra plástica ao topo do perfil metálico

y_t – distância do centróide da parte tracionada à base do perfil metálico

y_c – distância do centróide da parte comprimida ao topo do perfil metálico

2.4.1.2. Seções Não-Compactas

Para seções não-compactas e interação total, a resistência última deve ser calculada com base na distribuição elástica de tensões. No caso de construção não-escorada, devem ser respeitadas as seguintes inequações:

$$\frac{M_{Sd,2}}{W_{tr,sup,2}} + \frac{M_{Sd,3}}{W_{tr,sup,3}} \leq \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (27)$$

$$\frac{M_{Sd,1}}{W_{inf,1}} + \frac{M_{Sd,2}}{W_{tr,inf,2}} + \frac{M_{Sd,3}}{W_{tr,inf,3}} \leq \frac{f_y}{\gamma} \quad (28)$$

onde:

$M_{Sd,1}$ – momento solicitante de cálculo na 1ª etapa de carregamento

$M_{Sd,2}$ – momento solicitante de cálculo na 2ª etapa de carregamento

$M_{Sd,3}$ – momento solicitante de cálculo na 3ª etapa de carregamento

$W_{inf,1}$ – módulo de resistência elástico inferior da seção de aço

$W_{tr,inf,2}$ – módulo de resistência elástico inferior da seção transformada para a 2ª etapa de carregamento (cargas de longa duração)

$W_{tr,inf,3}$ – módulo de resistência elástico inferior da seção transformada para a 3ª etapa de carregamento (cargas de curta duração)

$W_{tr,sup,2}$ – módulo de resistência elástico superior da seção transformada para a 2ª etapa de carregamento (cargas de longa duração)

$W_{tr,sup,3}$ – módulo de resistência elástico superior da seção transformada para a 3ª etapa de carregamento (cargas de curta duração)

2.4.2. Treliça Mista

Para treliças mistas, a NBR 8800 [9] sugere que seja considerada apenas a contribuição do concreto na resistência do banzo comprimido, sendo desprezada a influência do aço. Nesse caso, o perfil utilizado nesse banzo pode ser de dimensões bastante reduzidas, tal que seja capaz de resistir aos esforços da fase construtiva e ao momento fletor gerado entre os nós da treliça.

A norma ainda faz algumas exigências com respeito a esse tipo de estrutura:

- devem ser biapoiadas;
- a interação deve ser completa;
- linha neutra deve estar situada na laje de concreto;

- a área do banzo superior deve ser desprezada na determinação do momento positivo resistente de cálculo e da flecha;
 - a resistência dos conectores deve ser baseada na resistência do banzo inferior.
- A figura [11] mostra a distribuição de tensões na treliça mista.

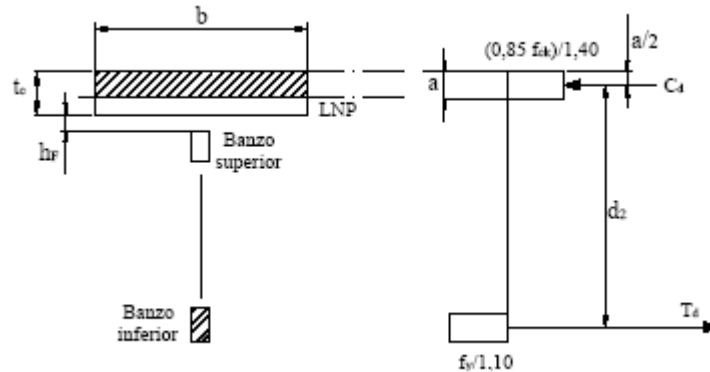


Figura 11 – Distribuição de tensões em treliças mistas. Extraído da NBR 8800 [9].

O momento resistente deve ser definido como:

$$M_{Rd} = T_d d_2 \quad (29)$$

Onde:

T_d – força de tração no banzo inferior

d_2 – distância entre os centróides da parte comprimida da laje e do banzo inferior

É importante que todas as observações feitas anteriormente sejam rigorosamente respeitadas para que o resultado acima seja válido.

As diagonais, os montantes e os bantos serão formados por perfis “T” laminados e devem ter suas resistências calculadas como peças tracionadas e comprimidas, conforme apresentado a seguir:

2.4.2.1. Resistência à Tração

Para as peças tracionadas neste trabalho, a área líquida e a área bruta são iguais.

Nesse caso, a resistência é dada por:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{\gamma} \quad (30)$$

onde:

$N_{t,Rd}$ – resistência à tração de cálculo da peça

A_g – área bruta da seção

f_y – tensão de escoamento do aço

γ - coeficiente de minoração da resistência do aço

2.4.2.2. Resistência à Compressão

A NBR 8800 [9] expressa a resistência à compressão de uma barra prismática através da seguinte expressão:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma} \quad (31)$$

onde:

χ - fator de redução associado à resistência à compressão. É função da esbeltez, do tipo de seção transversal, do modo de instabilidade e do eixo em torno no qual ocorre a flambagem.

Q – coeficiente de flambagem local. No caso específico desse trabalho, as diagonais serão formadas por perfis compactos (plastificam antes de apresentar instabilidade local). Portanto, será adotado $Q = 1,0$. Para outras situações, pode ser consultado o anexo E da norma.

A norma apresenta expressões para o cálculo de χ , que podem ser vistos a partir do item 5.3.2 da mesma. Entretanto, é prático o cálculo deste valor com base nas curvas ou tabelas de dimensionamento à compressão. A figura [12] a seguir apresenta o ábaco da NBR 8800 [9].

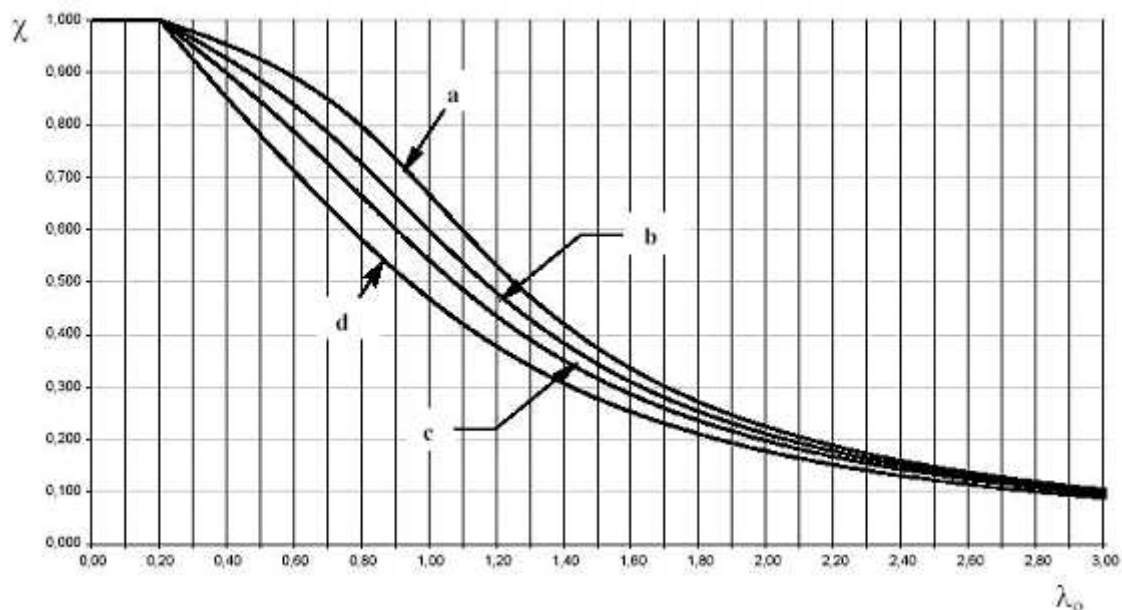


Figura 12 – Ábaco para dimensionamento à compressão simples. Extraído da NBR 8800 [9].

Conforme pode ser visto na figura anterior, o valor de χ pode ser determinado em função de λ_0 e do tipo de curva (a, b, c ou d).

Para perfis “I” com dupla simetria, a flambagem se dá por flexão e a expressão do item 5.3.3.3 da norma pode ser convertida em:

$$\lambda_0 = \frac{K\ell}{r} \sqrt{\frac{f_y}{\pi^2 E}} \quad (32)$$

onde:

$K\ell$ - comprimento de flambagem da peça

r – raio de giração em torno do eixo considerado

As curvas são definidas de acordo com o tipo de seção e o eixo em torno do qual ocorre a instabilidade. Para perfis “T” laminados, as curvas devem ser adotadas de acordo com a figura [13].

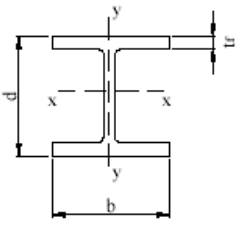
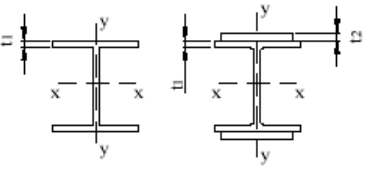
Seções I e H laminadas 	$d/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	x - x	a
		$40 < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y	b
	$d/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	x - x	b
		$t_f > 100 \text{ mm}$	y - y	c
Seções I e H soldadas 		$t_i \leq 40 \text{ mm}$ (i=1 e 2)	x - x	b ²⁾
			y - y	c ²⁾
		$t_i > 40 \text{ mm}$ (i=1 ou 2)	x - x	c ²⁾
			y - y	d ²⁾

Figura 13 – Escolha das curvas de dimensionamento para seções “T” laminadas e soldadas

2.4.3. Cortante

Para a determinação do esforço cortante resistente da seção da viga mista, a NBR 8800 [9] sugere que seja desprezada a contribuição da laje de concreto. Na verdade, o concreto contribui para essa resistência, mas esta parcela é normalmente bastante inferior à do aço, além de ser de difícil determinação.

O esforço resistente é dado de acordo com o tipo de seção e de solicitação. Para seções “T” fletidas em torno do eixo perpendicular à alma, o cortante resistente de projeto é dado por:

$$V_{Rd} = \frac{0,6A_w f_y}{\gamma} \quad \text{para } \lambda \leq \lambda_p \quad (\text{toda a seção plastifica}) \quad (33)$$

$$V_{Rd} = \frac{\lambda_p}{\lambda} \frac{0,6A_w f_y}{\gamma} \quad \text{para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad (\text{a seção escoia antes de ocorrer}$$

flambagem local que, por sua vez, ocorre antes da plastificação da seção) (34)

$$V_{Rd} = 1,28 \left(\frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 \frac{0,6A_w f_y}{\gamma} \quad \text{para } \lambda > \lambda_r \quad (\text{ocorre flambagem local antes da peça escoar}) \quad (35)$$

onde são dadas as seguintes definições:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \quad (36)$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \quad (37)$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \quad (38)$$

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \quad \text{para } a/h \leq 3 \quad (39)$$

$$k_v = 5 \quad \text{para } a/h > 3 \text{ ou } \frac{a}{h} > \left[\frac{260}{(h/t_w)} \right]^2 \quad (40)$$

onde:

V_{Rd} – cortante resistente de cálculo

A_w – área da alma da seção de aço

E – módulo de elasticidade do aço

f_y – tensão de escoamento do aço

γ_s – coeficiente de minoração da resistência do aço

a – distância entre centros de dois enrijecedores de alma consecutivos

t_w – espessura da alma

h – altura interna da seção metálica

Na figura [13] é apresentado um gráfico típico mostrando a variação do cortante resistente com a esbeltez da alma.

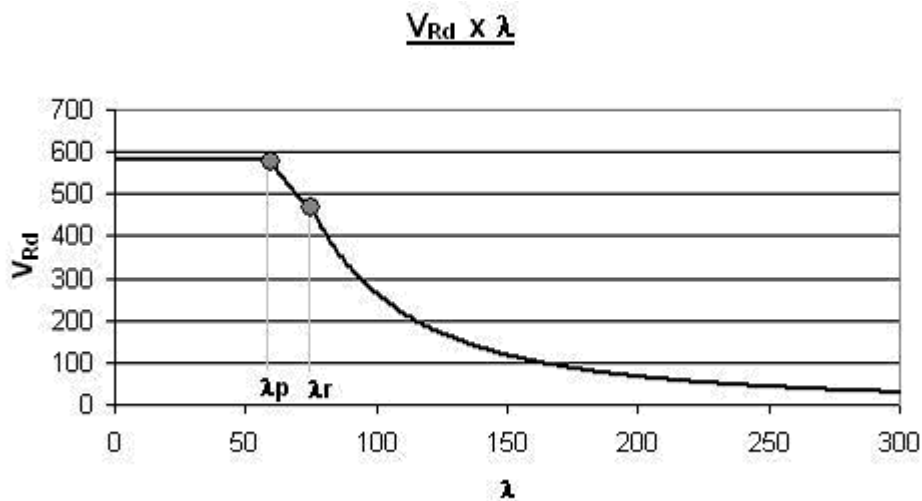


Figura 13 – Curva de resistência ao cortante típica.

A NBR 8800 [9] ainda estabelece algumas regras a serem obedecidas para os enrijecedores utilizados. Estas regras não são o foco do trabalho, mas podem ser vistos no item 5.4.3.2.3 desta norma.

2.5. Estados Limites de Utilização

2.5.1. Deformação

A flecha de uma viga biapoada com carga qualquer pode ser determinada de maneira bem simples de acordo com a equação da linha elástica, dada pela Resistência dos Materiais. Entretanto, no caso de uma viga mista, devem ser observadas algumas considerações:

- a) o aço possui módulo de elasticidade da ordem de 7 a 8 vezes maior que o concreto;
- b) a fluência do concreto tem grande influência no valor final da flecha;
- c) a retração do concreto pode influenciar de maneira significativa quando a relação vão/altura é superior a 20 em vigas biapoadas e a deformação específica devido à retração livre for maior que 0,04% (Eurocode 4 [10]);

O efeito da temperatura não é tão significativo visto que ambos os materiais apresentam coeficientes de dilatação térmica semelhantes e a estrutura é isostática. A insolação, representada por um gradiente de temperatura ao longo da altura, aumenta a temperatura da laje, gerando uma flecha para cima. Entretanto, os esforços solicitantes não são alterados pelos motivos já comentados. O efeito da temperatura, portanto, não será considerado nesse trabalho.

2.5.1.1. Diferença entre Módulos de Elasticidade

Para levar em consideração a diferença entre os módulos de elasticidade, é recomendado que a seção mista seja substituída por uma seção teórica homogeneizada de aço. Nesse caso, a laje de concreto é transformada em uma “laje metálica”, com largura efetiva menor, como mostrado na figura [15]. A nova largura pode ser definida por:

$$b_{ef,eq} = b_{ef} \cdot \frac{E_s}{E_c} \quad (41)$$

onde:

$b_{ef,eq}$ – largura colaborante equivalente, em aço

b_{ef} – largura colaborante, em concreto

E_s – módulo de elasticidade do aço

E_c – módulo de elasticidade do concreto

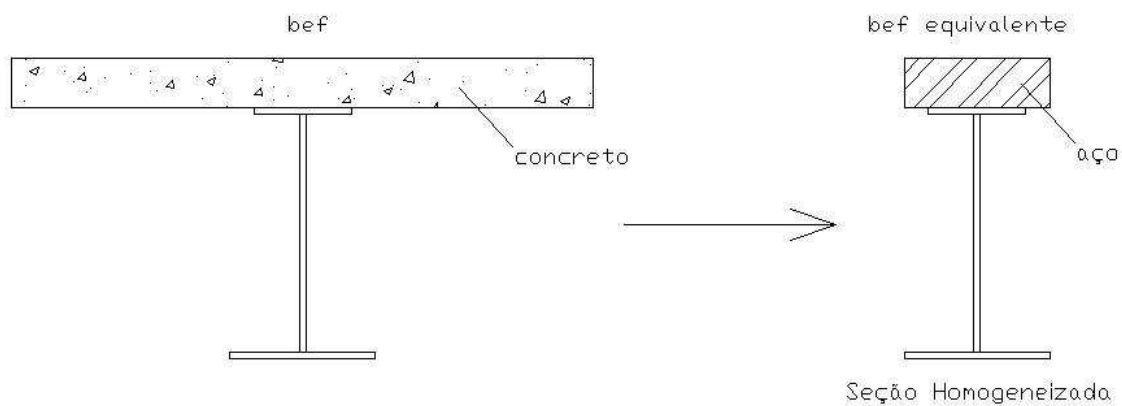


Figura 15 – Transformação da seção mista em uma seção homogeneizada de aço.

É importante observar que a expressão acima só é válida se for considerada uma análise linear elástica, o que é bastante razoável para a avaliação de flechas.

2.5.1.2. Fluência do Concreto

A fluência do concreto pode fazer com que as deformações sofram aumento significativo com relação às deformações iniciais. Portanto, é de extrema importância levar esse efeito em consideração.

Sendo a deformação lenta proporcional à deformação elástica, a deformação total pode ser expressa por:

$$\varepsilon = \frac{\sigma_c}{E_c} \varphi(t, t_0) \quad (42)$$

ou ainda:

$$E_{c,eq} = \frac{\sigma_c}{\varepsilon} = \frac{E_c}{\varphi(t, t_0)} \quad (43)$$

onde:

ε – deformação específica total

σ_c – tensão de compressão no concreto

$\varphi(t, t_0)$ – coeficiente de fluência, função dos tempos inicial e final

$E_{c,eq}$ – módulo de elasticidade fictício

A expressão acima sugere um módulo de elasticidade fictício para levar em conta o efeito da fluência.

A NBR 6118 [11] sugere um método para determinar o valor do coeficiente de fluência em seu anexo A. Na prática, é comum adotar-se valores fixos para esse coeficiente. Queiroz [1] sugere os seguintes valores:

$\varphi = 1,0$ para cargas de curta duração

$\varphi = 3,0$ para cargas de longa duração

2.5.1.3. Retração do Concreto

A retração pode ser entendida como um encurtamento do comprimento da laje de concreto, conforme figura [16]. A NBR 6118 [11] sugere um método para cálculo da deformação específica de retração (ε_{cs}) em seu anexo A. Como a laje está conectada ao perfil de modo que não haja deslizamento entre esses elementos, Mason [3] propõe que a deformação seja substituída por uma força que seja capaz de gerar encurtamento equivalente:

$$F = \varepsilon_{cs} E_c A_c \quad (44)$$

onde:

F – força equivalente capaz de gerar a mesma deformação de retração

E_c – módulo de elasticidade do concreto

A_c – área da laje de concreto sofrendo encurtamento

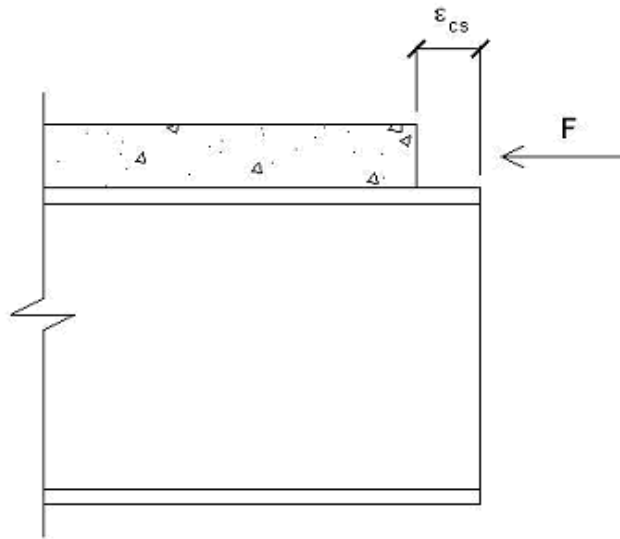


Figura 16 – Vista longitudinal da viga mista. Encurtamento específico do concreto devido à retração.

Essa força deve ser aplicada no baricentro da seção de concreto. Se a mesma for transferida para o centro da seção mista, deve-se considerar um momento igual a:

$$M = Fz \quad (45)$$

onde:

M – momento gerado pelo efeito da retração

z – distância entre o centro de gravidade da seção de concreto e o centro de gravidade da seção mista

A flecha final em uma viga mista da ponte a ser estudada é resultado da superposição das seguintes flechas (construção não-escorada):

a) contraflecha aplicada com esta descarregada — f_0 ;

b) flecha devido à 1ª etapa de carregamento (peso próprio da viga metálica mais peso próprio da laje). Esta flecha deve ser calculada levando-se em conta apenas a rigidez da peça de aço — f_1 ;

c) flecha devido à 2ª etapa de carregamento (barreira lateral e pavimentação). Nessa etapa, a rigidez do sistema misto deve ser considerada — f_2 ;

d) flecha devido às ações variáveis de curta duração (peso de veículos) — f_3 ;

e) flecha devido à retração do concreto — f_4 .

O deslocamento final deve ser obtido para uma combinação freqüente de ações e, portanto, seu valor é dado por:

$$f_{\max} = f_1 + f_2 + f_3 + f_4 - f_0 \quad (46)$$

É importante observar que deve ser considerado o efeito da fluência no cálculo das flechas f_2 e f_3 , conforme citado na seção 3.5.1.2.

A flecha máxima obtida deve ser comparada à máxima admissível, geralmente adotada como $L/300$, respeitando um greide definido no projeto.

Para que o cálculo da flecha seja feito em regime linear elástico e conseqüentemente a superposição de efeitos seja válida, a NBR 8800 [9] exige que as tensões no aço sejam limitadas conforme expressão 27:

2.5.2. Fadiga

A verificação da fadiga dos elementos estruturais é de fundamental importância no caso de pontes, onde o número de ciclos de variação de tensão é grande devido ao tráfego. Isso pode fazer com que a estrutura entre em colapso mesmo que as tensões solicitantes sejam bem inferiores às tensões no estado limite último.

Na figura [17] é apresentada uma curva típica onde a variação máxima de tensão pode ser obtida em função do número máximo de ciclos. Essa curva, no entanto, não é igual em todas as situações. O formato da mesma é mantido, mas seus valores mudam em função dos seguintes parâmetros:

- a) presença de solda (tipo e posição);
- b) presença de parafusos;
- c) tipo de carregamento;
- d) presença de furos;
- e) descontinuidade geométrica (variação de seção e elementos auxiliares, por exemplo).

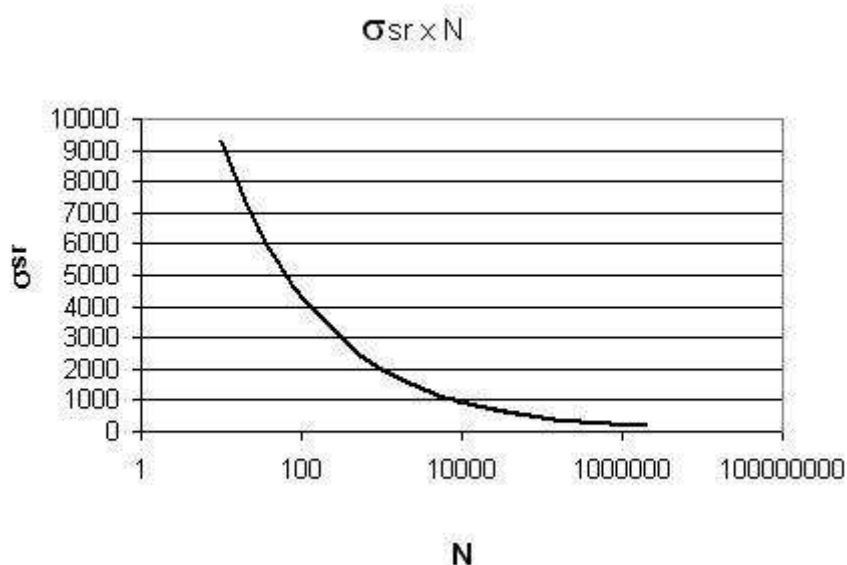


Figura 17 – Curva típica de fadiga com eixo de “N” em escala logarítmica.

Na NBR 8800 [9], as seções são classificadas em função dos parâmetros listados acima. Com isso, podem ser determinadas as curvas de fadiga para cada tipo de seção. As expressões para determinação dessas curvas são do tipo:

$$\sigma_{SR} = \left(\frac{a \cdot C_f}{N} \right)^b \leq \sigma_{TH} \quad (47)$$

onde:



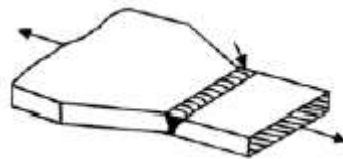
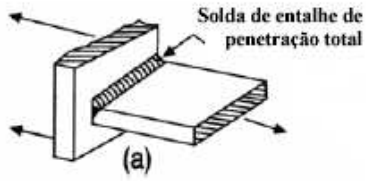
σ_{SR} – máxima variação de tensão em função do número de ciclos

a, b, C_f - constantes obtidas de acordo com a classificação da seção

σ_{TH} - máxima variação de tensão para um número infinito de ciclos

N – número de ciclos

No caso de pontes, o número de ciclos de solicitação é praticamente infinito e, portanto, é importante que a variação de tensões seja menor que σ_{TH} . Neste trabalho, serão consideradas as seguintes situações:

Situação	Descrição	σ_{TH} (MPa)
	- perfis laminados; - aço não resistente à corrosão pintado; - sem cantos reentrantes.	165
	- perfis ligados por soldas contínuas de filete; - metal base e da solda em barras sem acessórios.	110
	- emendas com soldas de entalhe de penetração total (emendas das vigas); - transição de largura ou espessura; - solda esmerilhada e nivelada com metal-base.	110
	- emendas em T com solda de entalhe de penetração total.	69

As vibrações devido à passagem dos veículos sobre a ponte produzem importantes variações de tensão em trechos localizados. Estas não serão consideradas nesse trabalho por questão de simplificação.

3. GEOMETRIA DA SUPERESTRUTURA

A proposta deste trabalho é analisar a superestrutura de uma ponte rodoviária com tabuleiro em concreto e vigas ou treliças metálicas biapoiadas, funcionando como um sistema misto aço-concreto. Neste caso, informações sobre meso e infra-estruturas não serão apresentadas, de modo a simplificar o estudo. Além disso, o elemento foco do trabalho são as longarinas (vigas principais) e, portanto, será feita apenas uma breve explanação sobre os demais componentes da superestrutura.

Serão estudados os seguintes vãos: 10m, 25m e 50m.

A seguir são descritos os elementos da superestrutura da ponte.

3.1. Seção Transversal do Tabuleiro

O tabuleiro será formado por uma laje com declividade transversal de 2%, de modo a realizar a drenagem da pista. A laje será moldada “*in loco*” e sem juntas ao longo do vão. Serão utilizadas mísulas sobre as longarinas, conforme mostrado na figura [18].

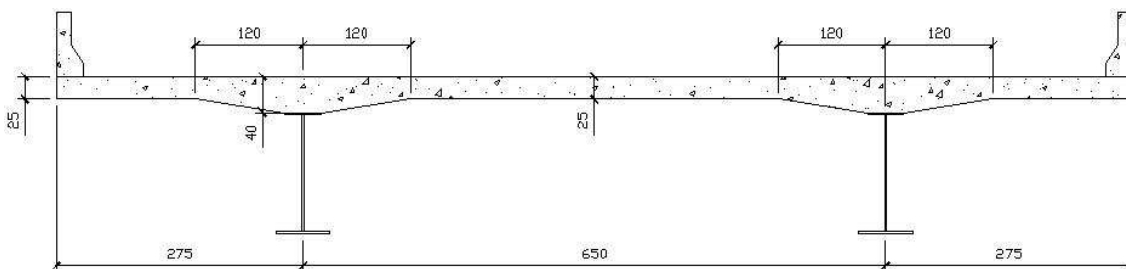


Figura 18 – Seção transversal do tabuleiro da ponte.

3.2. Transversinas de Apoio

Serão utilizadas transversinas de apoio metálicas. Essas transversinas têm como principal função estabilizar lateralmente as vigas principais, transmitindo aos apoios as cargas de vento e de impacto lateral, além da força de estabilidade que é mobilizada para que se possa garantir o travamento lateral das vigas principais.

A estrutura deve ser detalhada, ainda, para prever o levantamento da superestrutura com o auxílio de macacos hidráulicos para fazer a manutenção dos aparelhos de apoio.

A AASHTO [12] sugere que esses fatores sejam levados em conta no dimensionamento das transversinas de extremidade.

Na figura [19] pode ser vista uma transversina de apoio típica, construída com perfis dupla cantoneira. As ligações podem ser parafusadas ou soldadas na chapa.

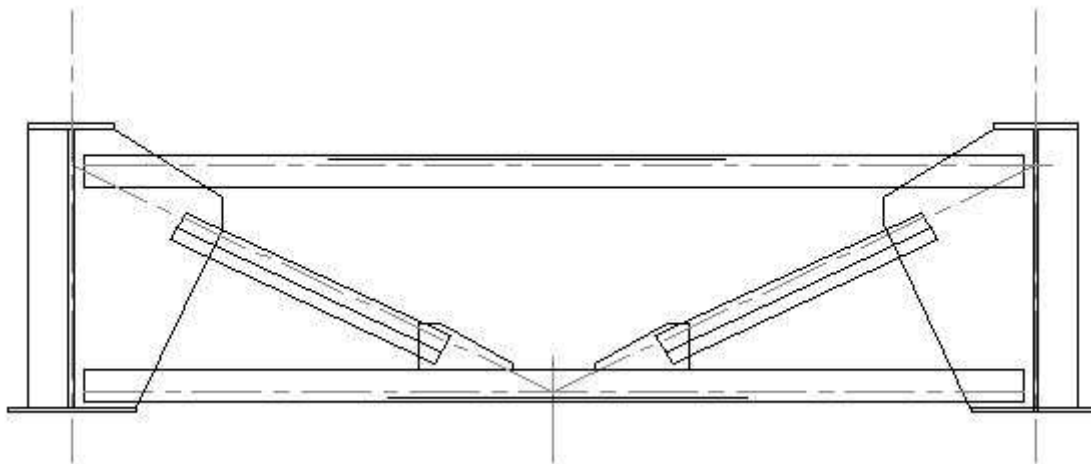


Figura 19 – Transversina de apoio típica.

3.3. Transversinas de Vão

As transversinas de vão têm como principal função fazer com que o tabuleiro da ponte funcione como um sistema em grelha. Dessa forma, a transversina distribui a carga entre as vigas do sistema, de modo que as mesmas possam trabalhar em conjunto, sem que uma das vigas fique sobrecarregada. A transversina de vão também faz parte do sistema de apoio lateral na fase construtiva.

Quando ainda não se contava com computadores e programas de análise eficientes, eram utilizados métodos baseados em coeficientes de distribuição transversal para fazer o cálculo da distribuição transversal de cargas no tabuleiro. Alguns dos métodos mais utilizados e consagrados são discutidos em Alves [4] e a idéia básica de todos eles é traçar uma linha influência das reações de apoio da transversina de vão. Essa linha de influência é alterada em função da rigidez das transversinas e espaçamento das mesmas. Na figura [20] é apresentado um exemplo para uma seção transversal com cinco vigas principais.

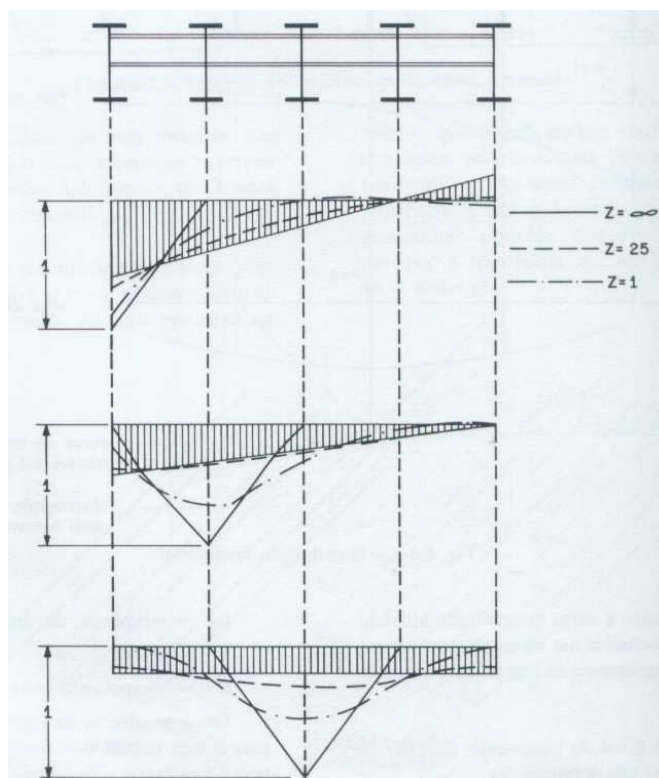


Figura 20 – Exemplo do Método dos Coeficientes de Distribuição Transversal para cinco vigas principais. Extraído do Caderno de Pontes Rodoviárias Metálicas, da SIDERBRÁS [5].

Para a situação com apenas duas longarinas sem rigidez à torção, a análise da seção transversal se reduz a um caso isostático. Nesse caso, as transversinas de vão têm pouca influência e sua principal função passa a ser a de contribuir para a estabilidade das longarinas durante a fase construtiva.

A transversina de vão a ser utilizada será idêntica à transversina de apoio mostrada na figura 19.

3.4. Contraventamento Horizontal Superior

Será adotada uma estrutura de contraventamento para a mesa superior das vigas principais para combater a flambagem lateral torsional (no caso da utilização de vigas) e para o banzo superior da treliça para combater a flambagem por compressão (no caso da utilização de treliças) durante a fase construtiva. Essa estrutura deve ser dimensionada para resistir a essa força de estabilização, além da carga de vento.

A figura [21] a seguir mostra uma vista superior da ponte na fase construtiva, apresentando a estrutura de contraventamento. Essa estrutura pode ser removida quando a laje apresentar rigidez suficiente para desempenhar o papel dessa estrutura.

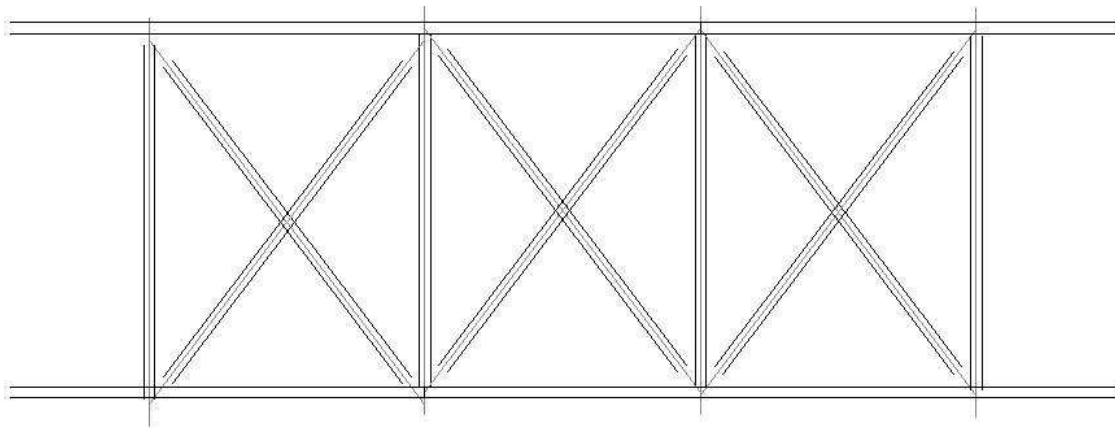


Figura 21 – Estrutura de contraventamento horizontal superior (vista superior).

3.5. Vigas e Treliças Principais

3.5.1. Vigas Principais

Segundo SIDERBRÁS [5], a solução com três ou mais vigas principais não é comum para grandes vãos. Nesse caso, torna-se interessante a adoção de apenas duas vigas principais.

Nesse trabalho, estão sendo envolvidos vãos variados e, portanto, teriam de ser estudadas soluções diferentes para cada vão. Para simplificar o estudo e ser possível realizar a comparação entre os sistemas, serão adotadas duas longarinas para todos os vãos.

A solução em vigas pode ser de dois tipos: com perfis laminados e perfis soldados.

3.5.1.1. Perfis Laminados

Os perfis laminados, no Brasil, são fornecidos principalmente pela AÇOMINAS. São perfis com dimensões padrões e que possuem as mesas superior e inferior idênticas.

De modo a tornar a estrutura mais econômica, podem ser utilizados dois tipos de perfis. Nos quartos de vão extremos, pode-se utilizar perfis com menores dimensões, já que nesses trechos os momentos fletores são menores. Nos quartos de vão internos, perfis maiores, de modo a resistir aos maiores esforços de flexão.

3.5.1.2. Perfis Soldados

Os perfis desse tipo são compostos por chapas soldadas de modo a formar uma seção do tipo “T”. No Brasil, a CSN produz perfis desse tipo padronizados, com mesas iguais e que podem ser eletrosoldados.

No caso de pontes em vigas mistas podem ser utilizadas soluções mais econômicas, com perfis “I” assimétricos (com mesas diferentes). Dessa forma, serão adotados, nesse trabalho, perfis soldados com mesa superior de menores dimensões que a mesa inferior. Além disso, podem ser utilizados perfis com dimensões de alma e mesas diferentes para os quartos de vão extremos e internos e, ainda, aço mais resistente para a mesa inferior, tornando a estrutura mais econômica.

O maior inconveniente desse tipo de perfil é o fato de a solda agravar os problemas de fadiga, limitando em alguns casos a capacidade resistente da seção. Além disso, há maior gasto com mão-de-obra para que as peças sejam soldadas.

Nota: Apesar da sugestão de variação das dimensões ao longo das longarinas, o dimensionamento será feito apenas para os esforços máximos, de modo a simplificar o estudo.

3.5.2. Treliças Principais

A principal vantagem da utilização das treliças é a economia de materiais e a diversidade de soluções estruturais que podem ser adotadas. A desvantagem fica por conta do detalhamento e da fabricação da estrutura, que possui grande quantidade de ligações. Nesse caso, deve-se avaliar com cuidado se a economia com material supera os gastos com mão-de-obra. Além disso, a fadiga nas ligações pode ser dominante no dimensionamento das peças.

Como foi explicitado anteriormente, as treliças podem apresentar diferentes configurações. Dessa forma, pode-se variar a geometria da estrutura de modo a se obter o menor volume de aço (otimização da treliça). Nesse trabalho, será adotada uma treliça do tipo Pratt. As dimensões da treliça serão alteradas em função do vão a ser vencido.

Para essa solução de treliça, é importante observar que, para as cargas permanentes, as diagonais (com maior comprimento) ficam tracionadas enquanto os montantes (com menor comprimento) ficam comprimidos. Nesse caso, o efeito da flambagem à compressão se reduz e é possível aproveitar melhor os materiais.

Tanto para os banzos da treliça quanto para as diagonais serão utilizados perfis “I” laminados. As figuras [22] e [23] mostram uma vista longitudinal e uma seção transversal típicas da estrutura, respectivamente. Será adotada relação altura/vão de aproximadamente 1/10 e diagonais a 45°.

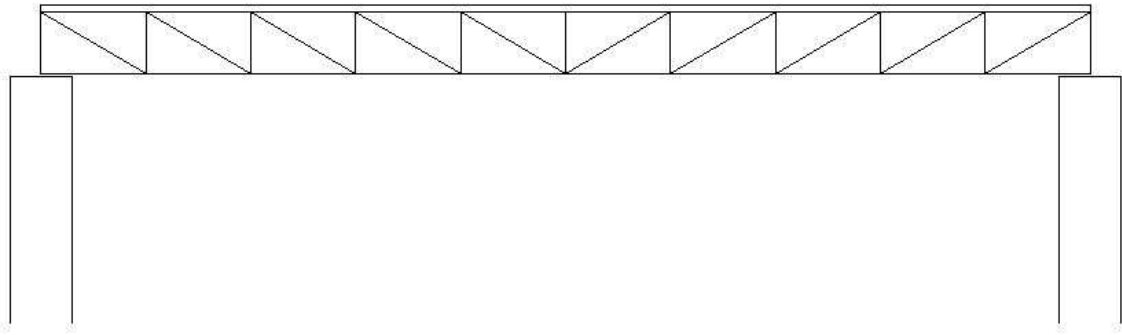


Figura 22 – Vista longitudinal da ponte em treliça mista.

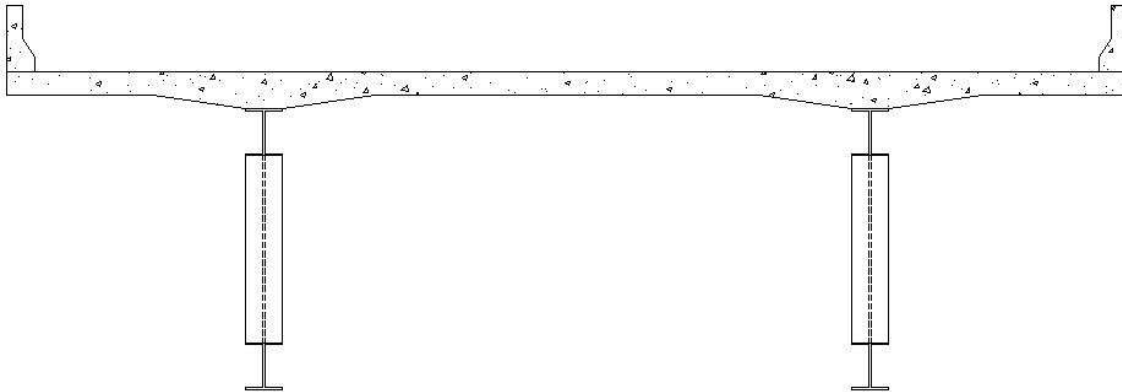


Figura 23 – Seção transversal da ponte em treliça mista.

As ligações nos nós da treliça serão soldadas, com a solda funcionando basicamente para resistir à tensão transversal a seu eixo. A figura [24] a seguir ilustra como deve ser feita a ligação.

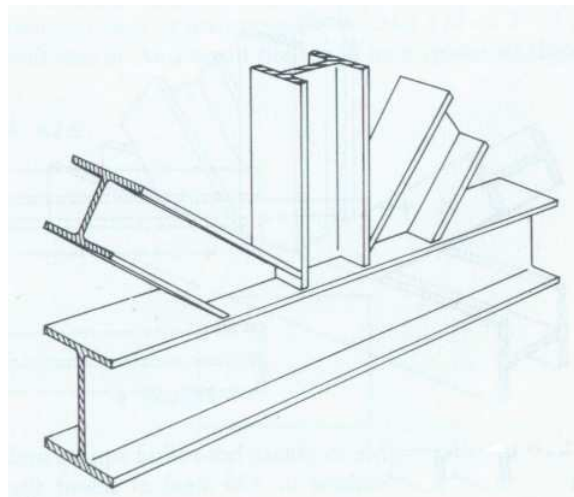


Figura 24 – Ligação típica no nó da treliça. Extraída de Blodgett [6].

Na ligação mostrada na figura, é importante observar que não foram providenciados enrijecedores para o banzo. Isso deve ser feito sempre que necessário.

4. MONTAGEM DA ESTRUTURA

No projeto de qualquer estrutura é de fundamental importância que seja estudado o processo construtivo. No caso específico de pontes, este tópico ganha mais destaque visto que estas estruturas são de grande porte, com peças pesadas e de grandes dimensões. A logística, nesse caso, é complicada, sendo necessários equipamentos de grande porte, como guindastes, balsas e treliças de lançamento.

Durante a fase de montagem, a estrutura muitas vezes passa por etapas onde fica sujeita a esforços diferentes dos previstos para a fase de utilização. Nesse caso, a mesma deve ser capaz de resistir a esses esforços ou o processo construtivo deve sofrer alterações para que a estrutura não fique submetida a situações tão críticas. Para grandes vãos, algumas vezes são construídos pilares auxiliares. Essa atitude pode reduzir os esforços na estrutura, além de tornar possível a execução com equipamentos menores. Entretanto, isto acarreta em maiores custos com fundações.

Segundo Pinho [7], os principais tópicos a serem observados antes de se planejar a construção de uma ponte são:

- a) tipo de ponte;
- b) acesso de equipamentos;
- c) peso próprio das peças;
- d) greide da ponte;
- e) características do curso d'água;
- f) espaço disponível para montagem de um canteiro.

Além disso, também sugere os principais processos de montagem para pontes:

- a) pelo solo: içadas com guindastes em lugares secos;
- b) por balsa: içadas com auxílio de balsas;
- c) por lançamento: colocadas em posição com auxílio de treliças de lançamento e roletes;
- d) por balanços sucessivos: pela técnica de se ligar seções da ponte sucessivamente, em etapas cíclicas.

Neste trabalho, o foco principal não consiste nos detalhes da etapa construtiva, mas não seria prudente desconsiderar essa fase visto que a mesma tem grande influência nos esforços finais nos elementos que compõem a estrutura.

Por se tratar de um estudo e não se possuir informações suficientes para a determinação do método executivo ideal, será suposta a construção por lingadas e içamento, com as duas vigas / treliças sendo posicionadas no local juntamente, sem que a estrutura fique sujeita a esforços significativos.

Com base nos parágrafos anteriores, fica decidido que a fase construtiva não será verificada neste trabalho, supondo-se que a estrutura resistirá sem problemas aos esforços desta etapa.

Para o transporte da treliça, podem ser utilizados caminhões comuns com 13m de comprimento. As vigas devem ser fabricadas em partes menores e soldadas no canteiro. Claro que, mais uma vez, tudo depende da disponibilidade de espaço no canteiro para executar essa tarefa.

5. ANÁLISE ESTRUTURAL

Para a realização da análise estrutural, será utilizado o princípio da linha de influência da seção transversal. Para uma estrutura isostática, a linha de influência de reação de apoio para a longarina da esquerda (A) pode ser vista na figura [25].



Figura 25 – Coeficientes de distribuição transversal para duas longarinas.

Observando o resultado acima, nota-se que sobre a longarina A o coeficiente vale 1,0. Isso significa que 100% da carga aplicada contribui para a mesma. Quando $x = +6,5m$, a carga está sendo aplicada na outra longarina e o coeficiente vale 0,0.

Esse método de análise não leva em consideração a contribuição da laje na redistribuição dos esforços. Essa simplificação, ainda que a favor da segurança, pode tornar a estrutura anti-econômica. Atualmente, com a utilização de computadores rápidos e eficientes, tem sido muito utilizado o método dos elementos finitos para a determinação dos esforços nas seções, obtendo-se resultados muito próximos da realidade. Nesse trabalho será utilizado o método descrito acima por se tratar de um método simplificado e que conduz a resultados a favor da segurança.

Com base nos coeficientes, o veículo-tipo será posicionado na seção transversal, obtendo-se o trem-tipo de projeto. Carregando-se a viga principal com esse trem-tipo, pode-se obter a envoltória de esforços solicitantes na mesma. Serão obtidas envoltórias para cada um dos três vãos a serem estudados com o auxílio do programa SAP2000 v.8. Segue no anexo A os resultados dessa análise.

Para os demais carregamentos, serão utilizadas as expressões para estruturas isostáticas dadas pela Resistência dos Materiais (Timoshenko [8]).

5.1. Geometria

5.1.1. Considerações

A modelagem da viga será feita considerando-se as propriedades físicas dos materiais envolvidos e correções nas características para levar em consideração efeitos como a fluência.

5.1.2. Propriedades Físicas

Os materiais utilizados no projeto da ponte são de diferentes características e estas devem ser especificadas no modelo estrutural.

5.1.2.1. Concreto

A NBR 6118 [11] sugere que a resistência do concreto a ser utilizado deve respeitar a classe de agressividade do ambiente onde o mesmo se encontra. Isso porque um concreto com maior resistência se apresenta mais compacto (menor índice de vazios) e, conseqüentemente, é mais durável. Para o caso da ponte em estudo, será adotada a classe de agressividade ambiental IV (zona de respingos de maré). Nesse caso, esta norma sugere um concreto de classe mínima C40 com fator água-cimento menor que 0,45.

O módulo de elasticidade do concreto a 28 dias pode ser definido conforme a expressão a seguir, na falta de informações mais precisas:

$$E_{ci} = 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (48)$$

$$E_{cs} = 0,85 E_{ci} \quad (49)$$

onde:

E_{ci} – módulo de elasticidade do concreto à 28 dias;

E_{cs} – módulo de elasticidade secante

Na expressão (48), as grandezas devem estar em MPa.

Dessa forma, têm-se as seguintes características para o concreto utilizado:

Resistência à compressão característica (f_{ck}) = 40 MPa

Módulo de elasticidade inicial (E_{ci}) = 35418 MPa

Módulo de elasticidade secante (E_{cs}) = 30105 MPa

Coefficiente de poisson (ν) = 0,2

Coefficiente de dilatação térmica (α) = 10^{-5} / °C

Peso específico (γ_c) = 25 kN/m³

5.1.2.2. Aço

Os aços geralmente apresentam módulos de elasticidade, coeficientes de Poisson e de dilatação térmica semelhantes, alterando-se apenas a tensão de escoamento, de acordo com a especificação do aço. Nesse trabalho, será adotada uma única tensão de escoamento para os perfis utilizados. As características são as seguintes:

Tensão de escoamento característica (f_y) = 350 MPa (ASTM A572 GR50)

Módulo de elasticidade (E) = 205000 MPa

Coefficiente de poisson (ν) = 0,3

Coefficiente de dilatação térmica (α) = $1,2 \times 10^{-5}$ / °C

Peso específico (γ) = 78,5 kN/m³

5.2. Carregamento

Conforme já foi observado anteriormente, o comportamento estrutural varia ao longo das etapas de carregamento. Nesse caso, cada carregamento deve ser aplicado separadamente nos modelos correspondentes a cada fase.

5.2.1. Etapa 1 (Peso Próprio)

A 1ª etapa de carregamento é composta pelas cargas de peso próprio da estrutura metálica e da laje de concreto.

5.2.1.1. Peso Próprio da Estrutura Metálica

Será aplicado como carga linear, em função da área da seção transversal. Os demais componentes serão considerados como 10% do peso da estrutura metálica.

5.2.1.2. Peso Próprio da Laje

O peso da laje de concreto será aplicado como carga linear nas vigas / treliças principais:

Área da seção transversal (A) = 3,42 m²

Carga linear por viga = 42,75 kN/m

5.2.2. Etapa 2 (Pavimento, Recapeamento e Barreira Lateral)

A 2ª etapa é composta por cargas permanentes que serão aplicadas após a laje ter adquirido a resistência especificada no projeto.

5.2.2.1. Pavimentação

O pavimento da ponte será composto por uma camada de 7cm de concreto betuminoso. Será aplicada uma carga por área ao longo dos elementos que constituem a laje, excetuando-se aqueles sobre os quais ficará localizada a barreira lateral.

Espessura do pavimento (e) = 0,07m

Peso específico do concreto betuminoso = 24 kN/m³

Carga por área = 1,7 kN/m²

Carga linear por viga = 10,2 kN/m

5.2.2.2. Recapeamento

Conforme sugestão da NBR 7187 [13], deve ser considerada uma carga mínima de 2,0 kN/m² para a previsão de um futuro recapeamento na pista.

Carga linear por viga = 12 kN/m

5.2.2.3. Barreira Lateral

As dimensões da barreira podem ser vistas na figura [26].

Área da seção da barreira = 0,237 m²

Carga linear por viga = 5,9 kN/m

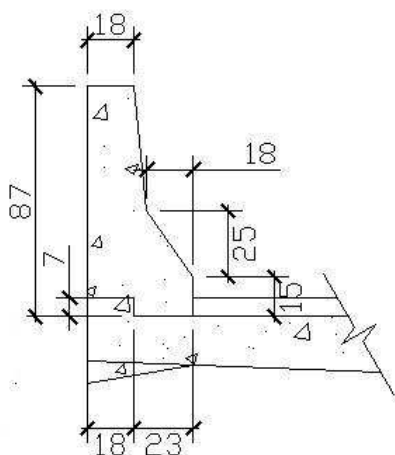


Figura 26 – Detalhe da barreira lateral.

5.2.3. Etapa 3 (Sobrecarga e Retração)

5.2.3.1. Sobrecarga

A sobrecarga na ponte será considerada conforme sugere a NBR 7188 [14], que trata de cargas móveis em pontes rodoviárias e passarelas de pedestres.

A ponte será de classe 45, “na qual a base do sistema é um veículo-tipo de 450 kN de peso total”. Esse veículo tem 6,0m de comprimento por 3,0m de largura e o espaçamento entre rodas e eixos é mostrado na figura [27]. A carga a ser aplicada em cada roda é de 75 kN. Além disso, deve ser aplicada uma carga uniformemente distribuída no tabuleiro de 5 kN/m², exceto na região onde já estiver sendo considerado o veículo-tipo.

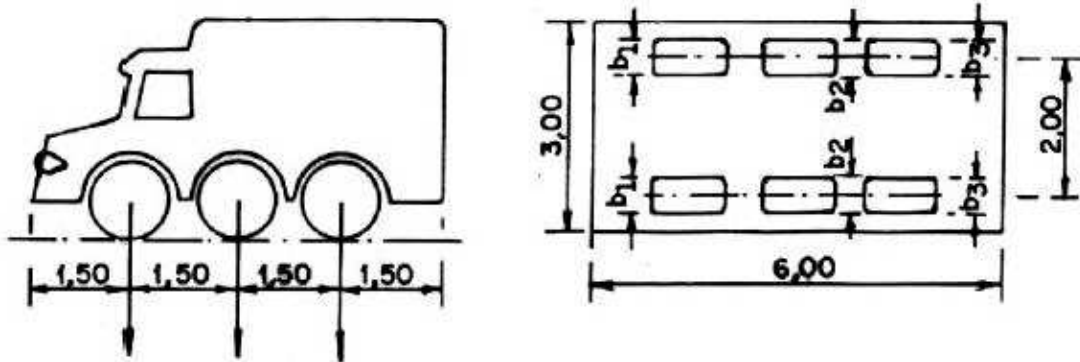


Figura 27 – Dimensões do veículo-tipo de classe 45. Extraída da NBR 7188 [14].

A consideração do efeito dinâmico das cargas móveis pode ser feita via análise dinâmica, ou através da majoração das cargas estáticas por um fator de amplificação dinâmica. A NBR 7187 [13] sugere a seguinte expressão para este fator:

$$\varphi = 1,4 - 0,007\ell \geq 1,00 \quad (50)$$

onde:

φ – fator de amplificação dinâmica

ℓ - vão da ponte

O veículo-tipo e a carga uniforme serão aplicados no tabuleiro de modo a produzir o efeito mais desfavorável. Têm-se então as seguintes cargas e seções (figura [28]):

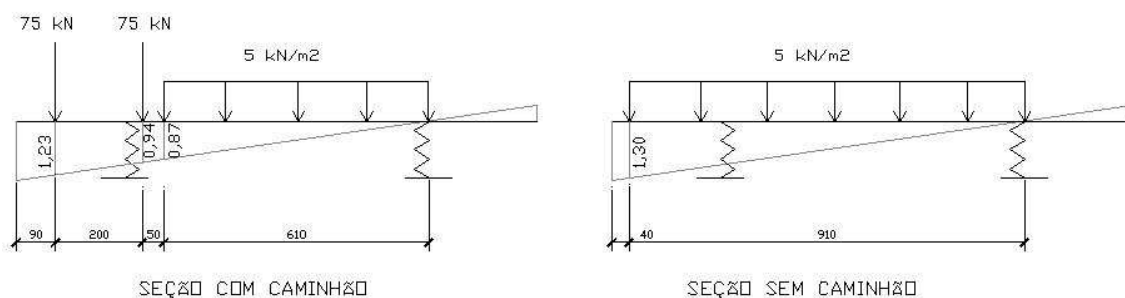


Figura 28 – Posicionamento das cargas móveis nas seções com e sem o veículo-tipo. Também é representada na figura a linha de influência da seção transversal e os coeficientes para os pontos de aplicação das cargas.

Com os coeficientes mostrados na figura, obtêm-se as seguintes cargas para o trem-tipo:

a) Seção com caminhão

$$P = 75 \times 1,23 + 75 \times 0,94 = 162,8 \text{ kN}$$

$$q = 5 \times (0,87 + 0) \times 6,10 / 2 = 13,3 \text{ kN/m}$$

b) Seção sem caminhão

$$q = 5 \times (1,30 + 0) \times 9,10 / 2 = 29,6 \text{ kN/m}$$

E o trem-tipo fica conforme figura [29] a seguir:

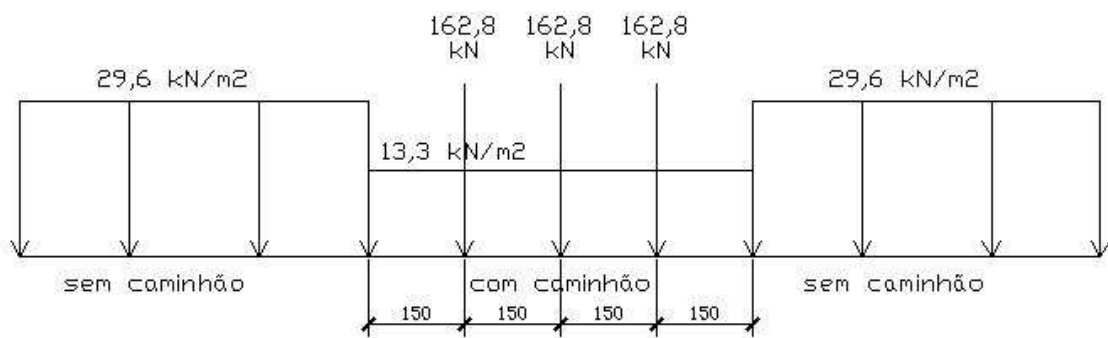


Figura 29 – Trem-tipo do projeto sem amplificação dinâmica.

5.2.3.2. Retração

Conforme mencionado anteriormente, a retração pode conduzir a esforços indesejáveis na estrutura. Esses esforços devem ser levados em consideração para vãos muito grandes em relação à altura e para deformação específica de retração maior que 0,04%.

Para uma umidade de 90%, relação 2 x área da seção / perímetro menor que 20 e 60 dias após a concretagem, a NBR 6118 [11] recomenda uma deformação específica de 0,009%. Nesse caso, o efeito da retração pode ser desprezado para o cálculo dos estados limites último e de utilização.

5.2.4. Outras Cargas

Outras cargas devem ser consideradas para o dimensionamento da superestrutura, como as cargas de estabilidade, de vento e de impacto lateral. Entretanto, estas não contribuem para o dimensionamento das longarinas e não serão abordadas neste trabalho.

6. DIMENSIONAMENTO

Nesse item, serão apresentados os esforços produzidos pelos carregamentos estudados na seção anterior e os passos do dimensionamento. A etapa de dimensionamento será feita basicamente com o auxílio de planilhas e do programa SAP2000 v.8.

6.1. Vigas

Para o caso de vigas mistas, os esforços independem da rigidez à flexão das vigas, visto que as mesmas são isostáticas, constituindo um sistema isostático. A tabela a seguir apresenta os esforços máximos nos quartos de vão central e extremo para cada um dos carregamentos indicados e vãos a serem analisados.

Vão (m)	Carregamento	Trecho Central		Trechos Extremos	
		M (kN.m)	V (kN)	M (kN.m)	V (kN)
10	P.P.	auto	auto	auto	auto
	Laje	534,4	106,9	400,8	213,8
	Pavimentação	127,5	25,5	95,6	51,0
	Recapeamento	150,0	30,0	112,5	60,0
	Barreira	73,8	14,8	55,3	29,5
	Sobrecarga	1166,5	872,5	347,4	506,3
25	P.P.	auto	auto	auto	auto
	Laje	3339,8	267,2	2504,9	534,4
	Pavimentação	796,9	63,8	597,7	127,5
	Recapeamento	937,5	75,0	703,1	150,0
	Barreira	460,9	36,9	345,7	73,8
	Sobrecarga	4522,0	3436,1	493,8	762,3
50	P.P.	auto	auto	auto	auto
	Laje	13359,4	534,4	10019,5	1068,8
	Pavimentação	3187,5	127,5	2390,6	255,0
	Recapeamento	3750,0	150,0	2812,5	300,0
	Barreira	1843,8	73,8	1382,8	147,5
	Sobrecarga	13636,2	720,3	10347,0	1143,7

Nota: Os esforços devido à sobrecarga foram calculados sem o coeficiente de amplificação dinâmica. Este fator será apenas inserido durante o dimensionamento.

6.1.1. Estado Limite Último

Para o dimensionamento no ELU, foi considerada a seguinte combinação de carregamentos:

$$S_d = 1,2PP + 1,3Laje \quad (\text{construção}) \quad (51)$$

$$S_d = 1,3PP + 1,35(Laje + Pav + Rec + Bar) + 1,5SC \quad (\text{etapa final}) \quad (52)$$

O dimensionamento no estado limite último foi realizado com o auxílio de uma planilha Excel e segue no anexo B. São apresentados, na tabela a seguir, os principais resultados do dimensionamento.

Vão	10m		25m		50m		
	Laminado	Soldado	Laminado	Soldado	Laminado	Soldado	
Perfil	W610x174	-	W610x174	-	W610x174	-	
Descrição	W610x174	-	W610x174	-	W610x174	-	
A (cm ²)	222,8	152,9	-	510,0	-	1081,3	
Esp. Enrij. (m)	-	-	-	-	-	-	
Conector*	U 203x17,1x 200	U 203x17,1x 200	-	U 203x17,1x 280	-	U 305x30,7x 380	
Conectores/m	4	3	-	7	-	8	
Costura (cm ² /m)	9,41	4,45	-	32,97	-	78,99	
Mesa	COMP	NÃO COMP	COMP	NÃO COMP	-	COMP	
Alma	COMP	COMP	COMP	COMP	-	COMP	
Construção	Msd/Mrd	0,628	0,666	-	0,799	-	0,763
Utilização	Msd/Mrd	0,727	0,926	-	0,977	-	0,940
Vsd/Vrd		0,98	0,840	-	0,590	-	0,640
Peso Total	1740	1200	-	10008		42441	

**Nota: os conectores têm suas dimensões alteradas em cada caso para que o espaçamento entre os mesmos não fique tão pequeno.*

6.1.2. Estado Limite de Serviço

6.1.2.1. Verificação das Flechas

As flechas para as cargas foram calculadas segundo as expressões da Resistência dos Materiais [8], sendo adotadas as inércias equivalentes para cada caso, tendo o devido cuidado de levar em consideração a fluência. Apenas para o caso de carga móvel foi utilizado o programa SAP2000 v.8. Têm-se os seguintes quadros de flechas:

Perfil Laminado - Vão de 10m

Carregamento	q (kN.m)	EI (kN.m ²)	f (cm)
PP	1,73	261862	0,09
Laje	42,75	261862	2,13
Pavimentação	10,20	2056283	0,06
Recapeamento	12,00	2056283	0,08
Barreira	5,90	2056283	0,04
SC	-	8443416	0,02
Final	-	-	2,41

Perfil Soldado - Vão de 10m

Carregamento	q (kN.m)	EI (kN.m ²)	f (cm)
PP	1,20	294407	0,05
Laje	42,75	294407	1,89
Pavimentação	10,20	3500615	0,04
Recapeamento	12,00	3500615	0,04
Barreira	5,90	3500615	0,02
SC	-	13986036	0,02
Final	-	-	2,07

Perfil Soldado - Vão de 25m

Carregamento	q (kN.m)	EI (kN.m ²)	f (cm)
PP	4,00	2584603	0,79
Laje	42,75	2584603	8,41
Pavimentação	10,20	10343952	0,50
Recapeamento	12,00	10343952	0,59
Barreira	5,90	10343952	0,29
SC	-	43313283	0,65
Final	-	-	11,23

Perfil Soldado - Vão de 50m

Carregamento	q (kN.m)	EI (kN.m ²)	f (cm)
PP	8,49	24688016	2,80
Laje	42,75	24688016	14,09
Pavimentação	10,20	37519212	2,21
Recapeamento	12,00	37519212	2,60
Barreira	5,90	37519212	1,28
SC	-	129843780	2,70
Final	-	-	25,68

Pelos quadros acima, nota-se que as flechas superam o limite $L/300$ para os vãos de 25m e 50m. Isso se deve basicamente devido ao fato de a laje ser concretada sem escoramento, gerando deformação alta na fase em que somente a seção de aço trabalha. Nesses casos, é essencial que seja aplicada uma contraflecha, de modo a reduzir a flecha final.

6.1.2.2. Verificação à Fadiga

Para verificar a fadiga, a única carga variável significativa é a carga móvel. Dessa forma, será verificada apenas a variação de tensão causada pela mesma em uma situação freqüente (coeficiente de ponderação igual a 0,5, caminhão tipo e utilizando o fator de amplificação dinâmica).

No meio dos vãos, têm-se as seguintes variações de tensão:

a) Perfil Laminado - Vão de 10m: $\sigma = \frac{M_{d,SC}}{W_i} = 14,7\text{MPa}$

b) Perfil Soldado – Vão de 10m: $\sigma = 11,1\text{ MPa}$

c) Perfil Soldado – Vão de 25m: $\sigma = 14,4\text{ MPa}$

d) Perfil Soldado – Vão de 50m: $\sigma = 19,7\text{ MPa}$

Percebe-se, portanto, que as variações de tensões são baixas e, portanto, não há risco de ocorrência do fenômeno da fadiga. As demais seções, inclusive a do ponto de emenda, não serão verificadas.

6.2. Treliças

As vigas mistas também são elementos isostáticos. Os esforços em seus membros, portanto, serão avaliados em função dos esforços encontrados para o caso de vigas. Foram arbitradas alturas de treliça da ordem de 1/10 do vão.

6.2.1. Estado Limite Último

Serão utilizadas as mesmas combinações de carregamento utilizadas para o caso com vigas. O anexo C mostra o dimensionamento, feito com auxílio de planilhas em Excel. A tabela a seguir apresenta um resumo das estruturas.

Vão	10m	25m	50m
Altura (m)	1,20	2,50	5,00
Banzo Superior	W 200x35,9	W 310x93,0	CVS 500x162
Banzo Inferior	W 310x79,0	W 610x155,0	CVS 600x278
Diagonais	W 310x52,0	W310x93,0	CVS 500x162
Montante	W 310x44,5,0	HP 310x79,0	CVS 500x162
Conector*	U 203x17,1x200	U 203x17,1x200	U 203x17,1x200
Conectores/m	2	4	6
Costura (cm ² /m)	5,00	10,00	19,00
Peso Total	2374 kg	8967 kg	40083 kg

6.2.2. Estado Limite de Serviço

6.2.2.1. Verificação das Flechas

As flechas em treliças geralmente se apresentam bem menores que em vigas. Nesse caso, as flechas não serão calculadas.

6.2.2.2. Verificação da Fadiga

A fadiga é crítica nas ligações das peças, que nesse caso estão tracionadas ou comprimidas. A variação de tensão máxima será, mais uma vez, calculada como a tensão produzida pelo trem-tipo multiplicada por um coeficiente de ponderação igual a 0,5.

Nos nós da treliça, a variação de tensão máxima nas peças é:

$$\sigma = N/A = 68,0 \text{ MPa, observado para a diagonal do vão de 10m.}$$

No caso de uma ligação onde as tensões atuam na direção ortogonal ao eixo da solda, a variação de tensão máxima admissível é de 69 MPa. Nota-se que o valor se aproxima muito do limite e pode ser que a estrutura apresente problemas em uma análise rigorosa com considerações mais precisas de efeitos dinâmicos, apesar de no cálculo aqui realizado ter sido admitido um fator de amplificação dinâmica.

A estrutura não apresenta problemas com relação à fadiga.

7. CONCLUSÃO

No trabalho foi apresentado o procedimento para o desenvolvimento do projeto da superestrutura de uma ponte rodoviária utilizando estrutura mista aço-concreto, desde a apresentação do método de cálculo, passando pela concepção da superestrutura e seus elementos, métodos construtivos e análise estrutural, até chegar à etapa de dimensionamento. Com o objetivo de concentrar o estudo na análise da estrutura mista, alguns itens não foram abordados com maiores detalhes, como é o caso dos demais elementos que compõe a superestrutura, bem como a etapa construtiva.

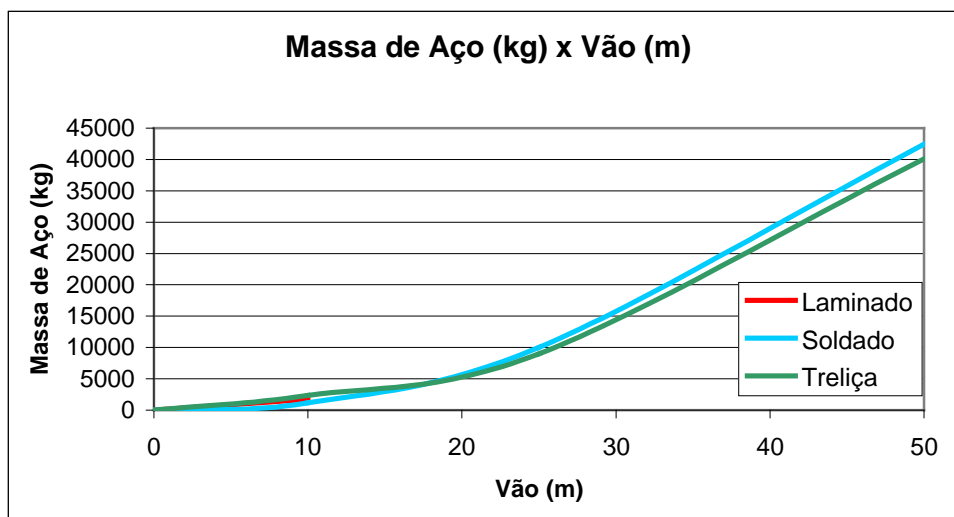
Ainda é importante considerar que existem muitas soluções diferentes para a superestrutura de pontes. Neste trabalho foram apresentadas as soluções mais simples e comumente utilizadas no dia-a-dia, sem qualquer pretensão de sugerir-las como as melhores alternativas. Cada caso é sempre único e há de se analisar cada um de modo a verificar a aplicabilidade das soluções.

Quanto à comparação entre as soluções apresentadas, foi possível constatar que perfis laminados apresentaram peso próprio maior que as demais alternativas. No dimensionamento, apenas foi possível utilizar esta solução para o menor dos vãos (10m), sendo a resistência limitada pelo esforço cortante, dada a pequena altura do perfil aliada a uma espessura reduzida de alma.

As soluções com perfis soldados se mostraram mais econômicas do ponto de vista do custo com material para o vão de 10m. Entretanto, como esta alternativa apresenta maior custo com mão-de-obra, pode ser que a solução com perfis laminados seja mais adequada nesta situação.

As treliças se apresentaram anti-econômicas para o vão de 10m. Entretanto, para vãos da ordem de 20m, estas passam a ser vantajosas do ponto de vista do material, com diferenças de peso consideráveis em relação aos perfis soldados, conforme pode ser visto na tabela e no gráfico a seguir. Essa diferença aumenta com o aumento do vão.

Massas			
Vão	Laminado	Soldado	Treliça
10m	1740	1200	2374
25m	-	10008	8967
50m	-	42441	40083



Um fator importante a se observar em relação às treliças é o fato de elas terem apresentado um problema muito mais crítico de fadiga em comparação com as demais soluções. Deve-se sempre estar atento para este tipo de verificação em estruturas deste tipo.

A comparação apresentada foi realizada apenas com base no custo com material. Entretanto, para uma tomada precisa de decisão é preciso avaliar, ainda, o custo com a fabricação, que pode influenciar decisivamente em algumas situações.

Ficou comprovado que as vigas mistas aço-concreto apresentam ótima capacidade resistente, sendo capazes de vencer grandes vãos com estruturas esbeltas. Além disso, os métodos de análise e dimensionamento são de fácil aplicação, não sendo necessários programas sofisticados.

Esse trabalho não poderia ser finalizado sem que fosse feito um comentário sobre pontes em estrutura metálica. No Brasil, atualmente, não existe uma norma que trate do assunto. Sendo assim, o projeto de pontes metálicas acaba por ser árduo, sendo necessárias consultas a materiais especializados ou normas estrangeiras. Essa norma se torna fundamental para esclarecer pontos que a NBR 8800 não leva em consideração, como a distribuição de conectores em grandes vãos e o efeito da retração. Com isso, o profissional brasileiro conseguiria realizar o projeto com menor percentual de erros e em tempo menor. Isso contribuiria significativamente para o avanço da tecnologia de pontes metálicas e mistas aço-concreto no Brasil.

8. BIBLIOGRAFIA

- [1] – **Elementos das Estruturas Mistas Aço-Concreto**, Queiroz, G., Pimenta, R.J., O Lutador, 2001.
- [2] – **Estruturas de Aço**, Pfeil, W., Pfeil, M., LTC, 2000.
- [3] – **Pontes Metálicas e Mistas em Viga Reta**, Mason, J., LTC, 1976.
- [4] – **Métodos de Análise Estrutural de Tabuleiros de Pontes em Vigas Múltiplas de Concreto Protendido**, Alves, E.V., de Almeida, S.M.F., Judice, F.M.S., Engevista, vol. 6, 2004.
- [5] – **Pontes Rodoviárias Metálicas; parte I: Introdução ao Projeto e Cálculo**, SIDERBRÁS, Publicações Técnicas para o Desenvolvimento da Construção Metálica, 1989.
- [6] – **Design of Welded Structures**, Blodgett, O.W., The James Lincoln Arc Welding Foundation, 1966.
- [7] – **Transporte e Montagem**, Pinho, M.O., IBS/CBCA, 2005.
- [8] – **Mecânica dos Sólidos - vol.1**, Timoshenko, S.P., Gere, J.E., LTC, 1994.
- [9] – **ABNT, NBR 8800** – Projeto e execução de estruturas de aço e de estruturas mistas aço-concreto de edifícios, 2003.
- [10] – **Eurocode 4** – Design of composite steel and concrete structures, 1991.
- [11] – **ABNT, NBR 6118** – Projeto de estruturas de concreto, 2003.
- [12] – **AASHTO**, Standard specifications for highway bridges, 1983.
- [13] – **ABNT, NBR 7187** – Projeto de pontes de concreto armado e concreto de protendido, 2003.
- [14] – **ABNT, NBR 7188** – Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre.

ANEXO A – ENVOLTÓRIAS DE ESFORÇOS DA CARGA MÓVEL

As envoltórias foram traçadas com o auxílio do programa SAP2000 v.8. No programa, foi definido o carregamento equivalente ao trem-tipo e aplicado um carregamento móvel (*moving load*). Como a estrutura é isostática, as propriedades geométricas e físicas não têm interferência nos esforços gerados.

A figura A1 a seguir mostra a tela do programa para definição dos dados do trem-tipo.

General Vehicle Data

Vehicle Name GENT

Usage

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

Floating Axle Loads

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

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Use BS 5400 (1978) for Uniform Load Length Effects

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only

Straddle Reduction Factor: _____

Load Plan

Load Elevation

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Fixed Length	1,5	0	13,3	Zero Width	1	0	One Point	1
Leading Load	1	0	26,9	Zero Width	1	0	One Point	1
Fixed Length	1,5	0	13,3	Zero Width	1	162,8	One Point	1
Fixed Length	1,5	0	13,3	Zero Width	1	162,8	One Point	1
Fixed Length	1,5	0	13,3	Zero Width	1	162,8	One Point	1
Fixed Length	1,5	0	13,3	Zero Width	1	0	One Point	1
Trailing Load	1	0	29,6	Zero Width	1	0	One Point	1

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

OK Cancel

Units: KN, m, C

Figura A1 – Definição do trem-tipo.

Definido o trem-tipo, o mesmo é aplicado ao longo da estrutura através da opção *moving load*. Obtém-se, então, a envoltória de esforços, conforme mostrado na figura A2.

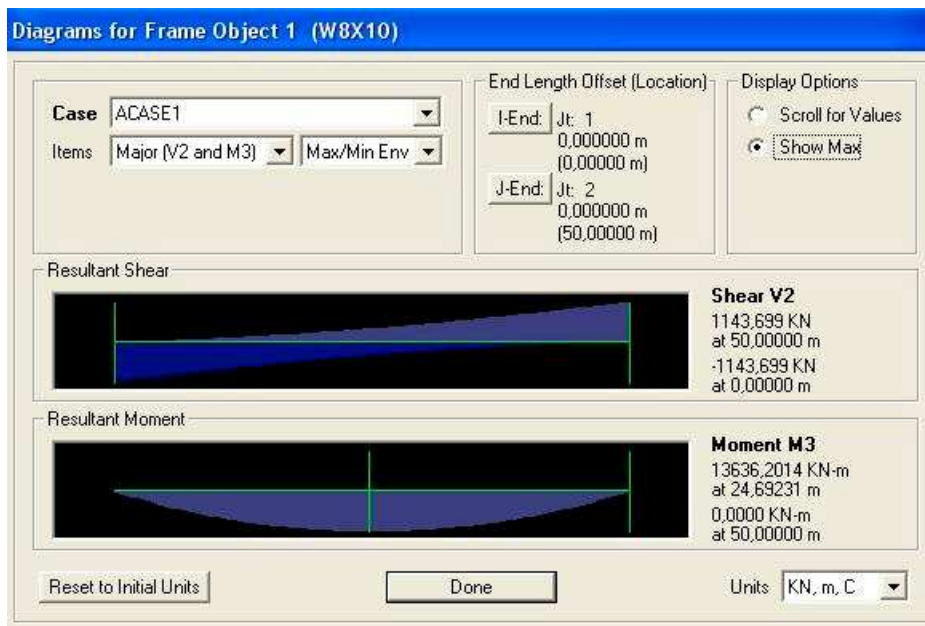


Figura A2 – Envoltória de esforços para o vão de 50m.

A seguir são apresentadas as tabelas com as envoltórias de esforços para os vãos de 10m, 25m e 50m.

a) Vão de 50m

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	V2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN-m
L50	0	ACASE1	LinMoving	Max V2	0	0
L50	0,1	ACASE1	LinMoving	Max V2	0,333	16,4685
L50	0,56667	ACASE1	LinMoving	Max V2	1,893	93,5713
L50	1,03333	ACASE1	LinMoving	Max V2	3,513	171,8492
L50	1,5	ACASE1	LinMoving	Max V2	5,619	272,1826
L50	2	ACASE1	LinMoving	Max V2	8,683	416,2031
L50	2,5	ACASE1	LinMoving	Max V2	12,238	580,7266
L50	3	ACASE1	LinMoving	Max V2	16,231	762,2085
L50	3,60256	ACASE1	LinMoving	Max V2	22,274	1032,6597
L50	4,20513	ACASE1	LinMoving	Max V2	28,786	1317,4055
L50	4,80769	ACASE1	LinMoving	Max V2	35,423	1599,9458
L50	5,41026	ACASE1	LinMoving	Max V2	42,247	1882,8707
L50	6,01282	ACASE1	LinMoving	Max V2	49,286	2167,0231
L50	6,61538	ACASE1	LinMoving	Max V2	56,539	2452,0181
L50	7,21795	ACASE1	LinMoving	Max V2	64,006	2737,4708
L50	7,82051	ACASE1	LinMoving	Max V2	71,688	3022,9962
L50	8,42308	ACASE1	LinMoving	Max V2	79,583	3308,2096
L50	9,02564	ACASE1	LinMoving	Max V2	87,693	3592,7259
L50	9,62821	ACASE1	LinMoving	Max V2	96,445	3890,6823
L50	10,23077	ACASE1	LinMoving	Max V2	104,506	4156,492
L50	10,83333	ACASE1	LinMoving	Max V2	112,758	4420,6341
L50	11,4359	ACASE1	LinMoving	Max V2	122,3	4715,8277
L50	12,03846	ACASE1	LinMoving	Max V2	131,492	4990,8838
L50	12,64103	ACASE1	LinMoving	Max V2	140,899	5262,8941
L50	13,24359	ACASE1	LinMoving	Max V2	150,52	5531,4735
L50	13,84615	ACASE1	LinMoving	Max V2	160,356	5796,2373
L50	14,44872	ACASE1	LinMoving	Max V2	170,406	6056,8004
L50	15,05128	ACASE1	LinMoving	Max V2	180,669	6312,7781
L50	15,65385	ACASE1	LinMoving	Max V2	191,148	6563,7853
L50	16,25641	ACASE1	LinMoving	Max V2	201,84	6809,4373

L50	16,85897	ACASE1	LinMoving	Max V2	212,747	7049,349
L50	17,46154	ACASE1	LinMoving	Max V2	223,868	7283,1356
L50	18,0641	ACASE1	LinMoving	Max V2	235,203	7510,4122
L50	18,66667	ACASE1	LinMoving	Max V2	246,752	7730,7939
L50	19,26923	ACASE1	LinMoving	Max V2	259,474	7961,1296
L50	19,87179	ACASE1	LinMoving	Max V2	270,784	8154,2856
L50	20,47436	ACASE1	LinMoving	Max V2	282,285	8340,2359
L50	21,07692	ACASE1	LinMoving	Max V2	295,111	8534,9238
L50	21,67949	ACASE1	LinMoving	Max V2	307,743	8714,531
L50	22,28205	ACASE1	LinMoving	Max V2	320,589	8884,8945
L50	22,88462	ACASE1	LinMoving	Max V2	333,65	9045,6293
L50	23,48718	ACASE1	LinMoving	Max V2	346,925	9196,3504
L50	24,08974	ACASE1	LinMoving	Max V2	360,414	9336,6731
L50	24,69231	ACASE1	LinMoving	Max V2	374,117	9466,2125
L50	25,29487	ACASE1	LinMoving	Max V2	388,035	9584,5835
L50	25,89744	ACASE1	LinMoving	Max V2	402,167	9691,4013
L50	26,5	ACASE1	LinMoving	Max V2	416,513	9786,281
L50	27,10256	ACASE1	LinMoving	Max V2	431,074	9868,8376
L50	27,70513	ACASE1	LinMoving	Max V2	445,848	9938,6864
L50	28,30769	ACASE1	LinMoving	Max V2	460,837	9995,4424
L50	28,91026	ACASE1	LinMoving	Max V2	476,04	10038,7206
L50	29,51282	ACASE1	LinMoving	Max V2	492,294	10069,65
L50	30,11538	ACASE1	LinMoving	Max V2	507,044	10083,2623
L50	30,71795	ACASE1	LinMoving	Max V2	521,985	10083,8053
L50	31,32051	ACASE1	LinMoving	Max V2	539,019	10067,6553
L50	31,92308	ACASE1	LinMoving	Max V2	555,305	10036,8809
L50	32,52564	ACASE1	LinMoving	Max V2	571,805	9990,2799
L50	33,12821	ACASE1	LinMoving	Max V2	588,52	9927,4675
L50	33,73077	ACASE1	LinMoving	Max V2	605,448	9848,0586
L50	34,33333	ACASE1	LinMoving	Max V2	622,591	9751,6685
L50	34,9359	ACASE1	LinMoving	Max V2	639,949	9637,9122
L50	35,53846	ACASE1	LinMoving	Max V2	657,52	9506,4047
L50	36,14103	ACASE1	LinMoving	Max V2	675,306	9356,7613
L50	36,74359	ACASE1	LinMoving	Max V2	693,306	9188,597
L50	37,34615	ACASE1	LinMoving	Max V2	711,52	9001,5268
L50	37,94872	ACASE1	LinMoving	Max V2	729,948	8795,1659
L50	38,55128	ACASE1	LinMoving	Max V2	748,591	8569,1295
L50	39,15385	ACASE1	LinMoving	Max V2	767,448	8323,0324
L50	39,75641	ACASE1	LinMoving	Max V2	787,036	8049,228
L50	40,35897	ACASE1	LinMoving	Max V2	805,226	7777,7489
L50	40,96154	ACASE1	LinMoving	Max V2	825,321	7458,7514
L50	41,5641	ACASE1	LinMoving	Max V2	845,047	7127,3481
L50	42,16667	ACASE1	LinMoving	Max V2	864,987	6773,9203
L50	42,76923	ACASE1	LinMoving	Max V2	885,14	6398,0831
L50	43,37179	ACASE1	LinMoving	Max V2	905,509	5999,4516
L50	43,97436	ACASE1	LinMoving	Max V2	926,091	5577,6409
L50	44,57692	ACASE1	LinMoving	Max V2	946,888	5132,2661
L50	45,17949	ACASE1	LinMoving	Max V2	967,899	4662,9424
L50	45,78205	ACASE1	LinMoving	Max V2	989,124	4169,2847
L50	46,38462	ACASE1	LinMoving	Max V2	1010,563	3650,9083
L50	46,98718	ACASE1	LinMoving	Max V2	1032,217	3107,4281
L50	47,58974	ACASE1	LinMoving	Max V2	1054,085	2538,4593
L50	48,19231	ACASE1	LinMoving	Max V2	1076,167	1943,617
L50	48,79487	ACASE1	LinMoving	Max V2	1098,463	1322,5163
L50	49,39744	ACASE1	LinMoving	Max V2	1122,26	637,6475
L50	50	ACASE1	LinMoving	Max V2	1143,699	0
L50	0	ACASE1	LinMoving	Max M3	0	0
L50	0,1	ACASE1	LinMoving	Max M3	-197,51	112,5995
L50	0,56667	ACASE1	LinMoving	Max M3	-1122,217	639,77
L50	1,03333	ACASE1	LinMoving	Max M3	-1104,716	1147,1565
L50	1,5	ACASE1	LinMoving	Max M3	-1087,222	1643,6875
L50	2	ACASE1	LinMoving	Max M3	-1068,517	2163,4052
L50	2,5	ACASE1	LinMoving	Max M3	-1049,831	2671,0881
L50	3	ACASE1	LinMoving	Max M3	-1031,159	3167,0717

L50	3,60256	ACASE1	LinMoving	Max M3	-1008,674	3748,453
L50	4,20513	ACASE1	LinMoving	Max M3	-986,209	4312,6436
L50	4,80769	ACASE1	LinMoving	Max M3	-963,764	4859,6787
L50	5,41026	ACASE1	LinMoving	Max M3	-941,338	5389,5935
L50	6,01282	ACASE1	LinMoving	Max M3	-918,932	5902,4229
L50	6,61538	ACASE1	LinMoving	Max M3	-896,546	6398,2022
L50	7,21795	ACASE1	LinMoving	Max M3	-874,179	6876,9665
L50	7,82051	ACASE1	LinMoving	Max M3	-851,831	7338,7508
L50	8,42308	ACASE1	LinMoving	Max M3	-829,503	7783,5902
L50	9,02564	ACASE1	LinMoving	Max M3	-807,195	8211,52
L50	9,62821	ACASE1	LinMoving	Max M3	-783,764	8643,5561
L50	10,23077	ACASE1	LinMoving	Max M3	-762,766	9014,5079
L50	10,83333	ACASE1	LinMoving	Max M3	-741,785	9370,4711
L50	11,4359	ACASE1	LinMoving	Max M3	-718,159	9752,9451
L50	12,03846	ACASE1	LinMoving	Max M3	-695,949	10095,955
L50	12,64103	ACASE1	LinMoving	Max M3	-673,759	10422,2695
L50	13,24359	ACASE1	LinMoving	Max M3	-612,21	10733,2021
L50	13,84615	ACASE1	LinMoving	Max M3	-501,866	11031,9669
L50	14,44872	ACASE1	LinMoving	Max M3	-479,686	11316,6353
L50	15,05128	ACASE1	LinMoving	Max M3	-457,525	11584,69
L50	15,65385	ACASE1	LinMoving	Max M3	-435,384	11836,1662
L50	16,25641	ACASE1	LinMoving	Max M3	-413,262	12071,0989
L50	16,85897	ACASE1	LinMoving	Max M3	-391,16	12289,5233
L50	17,46154	ACASE1	LinMoving	Max M3	-369,077	12491,4744
L50	18,0641	ACASE1	LinMoving	Max M3	-347,014	12676,9875
L50	18,66667	ACASE1	LinMoving	Max M3	-324,971	12846,0975
L50	19,26923	ACASE1	LinMoving	Max M3	-301,158	13011,0742
L50	19,87179	ACASE1	LinMoving	Max M3	-280,41	13138,5167
L50	20,47436	ACASE1	LinMoving	Max M3	-259,68	13251,4234
L50	21,07692	ACASE1	LinMoving	Max M3	-236,994	13357,8289
L50	21,67949	ACASE1	LinMoving	Max M3	-215,049	13444,5792
L50	22,28205	ACASE1	LinMoving	Max M3	-193,124	13515,1407
L50	22,88462	ACASE1	LinMoving	Max M3	-171,218	13569,5486
L50	23,48718	ACASE1	LinMoving	Max M3	-149,332	13607,8379
L50	24,08974	ACASE1	LinMoving	Max M3	-127,466	13630,0438
L50	24,69231	ACASE1	LinMoving	Max M3	-18,999	13636,2014
L50	25,29487	ACASE1	LinMoving	Max M3	105,154	13636,1493
L50	25,89744	ACASE1	LinMoving	Max M3	127,001	13630,3143
L50	26,5	ACASE1	LinMoving	Max M3	148,867	13608,4317
L50	27,10256	ACASE1	LinMoving	Max M3	170,752	13570,4663
L50	27,70513	ACASE1	LinMoving	Max M3	192,658	13516,3831
L50	28,30769	ACASE1	LinMoving	Max M3	214,583	13446,1469
L50	28,91026	ACASE1	LinMoving	Max M3	236,527	13359,7226
L50	29,51282	ACASE1	LinMoving	Max M3	259,68	13251,4234
L50	30,11538	ACASE1	LinMoving	Max M3	280,41	13138,5167
L50	30,71795	ACASE1	LinMoving	Max M3	301,158	13011,0742
L50	31,32051	ACASE1	LinMoving	Max M3	324,502	12849,6311
L50	31,92308	ACASE1	LinMoving	Max M3	346,545	12680,8511
L50	32,52564	ACASE1	LinMoving	Max M3	368,608	12495,6687
L50	33,12821	ACASE1	LinMoving	Max M3	390,69	12294,0489
L50	33,73077	ACASE1	LinMoving	Max M3	412,792	12075,9565
L50	34,33333	ACASE1	LinMoving	Max M3	434,913	11841,3565
L50	34,9359	ACASE1	LinMoving	Max M3	457,054	11590,2137
L50	35,53846	ACASE1	LinMoving	Max M3	479,214	11322,493
L50	36,14103	ACASE1	LinMoving	Max M3	501,394	11038,1593
L50	36,74359	ACASE1	LinMoving	Max M3	608,86	10739,6465
L50	37,34615	ACASE1	LinMoving	Max M3	673,287	10428,9553
L50	37,94872	ACASE1	LinMoving	Max M3	695,477	10102,9764
L50	38,55128	ACASE1	LinMoving	Max M3	717,686	9760,3027
L50	39,15385	ACASE1	LinMoving	Max M3	739,915	9400,8991
L50	39,75641	ACASE1	LinMoving	Max M3	762,766	9014,5079
L50	40,35897	ACASE1	LinMoving	Max M3	783,764	8643,5561
L50	40,96154	ACASE1	LinMoving	Max M3	806,72	8220,5686
L50	41,5641	ACASE1	LinMoving	Max M3	829,028	7792,9791

L50	42,16667	ACASE1	LinMoving	Max M3	851,356	7348,4805
L50	42,76923	ACASE1	LinMoving	Max M3	873,703	6887,0378
L50	43,37179	ACASE1	LinMoving	Max M3	896,07	6408,6158
L50	43,97436	ACASE1	LinMoving	Max M3	918,456	5913,1794
L50	44,57692	ACASE1	LinMoving	Max M3	940,862	5400,6935
L50	45,17949	ACASE1	LinMoving	Max M3	963,287	4871,1229
L50	45,78205	ACASE1	LinMoving	Max M3	985,732	4324,4327
L50	46,38462	ACASE1	LinMoving	Max M3	1008,196	3760,5877
L50	46,98718	ACASE1	LinMoving	Max M3	1030,68	3179,5527
L50	47,58974	ACASE1	LinMoving	Max M3	1053,183	2581,2927
L50	48,19231	ACASE1	LinMoving	Max M3	1075,706	1965,7725
L50	48,79487	ACASE1	LinMoving	Max M3	1098,265	1332,1847
L50	49,39744	ACASE1	LinMoving	Max M3	1122,217	639,77
L50	50	ACASE1	LinMoving	Max M3	0	0

b) Vão de 25m

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	V2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN-m
L25	0	ACASE1	LinMoving	Max V2	0	0
L25	0,05	ACASE1	LinMoving	Max V2	0,333	8,1399
L25	0,4	ACASE1	LinMoving	Max V2	2,661	65,1193
L25	0,75	ACASE1	LinMoving	Max V2	5,052	122,0321
L25	1,125	ACASE1	LinMoving	Max V2	7,742	184,599
L25	1,5	ACASE1	LinMoving	Max V2	10,889	255,538
L25	2,10256	ACASE1	LinMoving	Max V2	18,795	430,1815
L25	2,70513	ACASE1	LinMoving	Max V2	27,523	613,2421
L25	3,30769	ACASE1	LinMoving	Max V2	38,238	828,4419
L25	3,91026	ACASE1	LinMoving	Max V2	51,171	1077,789
L25	4,51282	ACASE1	LinMoving	Max V2	64,308	1315,926
L25	5,11538	ACASE1	LinMoving	Max V2	77,754	1544,591
L25	5,71795	ACASE1	LinMoving	Max V2	91,614	1765,268
L25	6,32051	ACASE1	LinMoving	Max V2	105,898	1977,417
L25	6,92308	ACASE1	LinMoving	Max V2	120,405	2177,546
L25	7,52564	ACASE1	LinMoving	Max V2	135,787	2371,879
L25	8,12821	ACASE1	LinMoving	Max V2	151,388	2552,678
L25	8,73077	ACASE1	LinMoving	Max V2	167,412	2721,818
L25	9,33333	ACASE1	LinMoving	Max V2	183,861	2878,549
L25	9,9359	ACASE1	LinMoving	Max V2	200,733	3022,125
L25	10,53846	ACASE1	LinMoving	Max V2	218,03	3151,798
L25	11,14103	ACASE1	LinMoving	Max V2	235,75	3266,82
L25	11,74359	ACASE1	LinMoving	Max V2	253,92	3365,448
L25	12,34615	ACASE1	LinMoving	Max V2	272,533	3447,117
L25	12,94872	ACASE1	LinMoving	Max V2	291,57	3511,75
L25	13,55128	ACASE1	LinMoving	Max V2	311,031	3558,6
L25	14,15385	ACASE1	LinMoving	Max V2	330,916	3586,92
L25	14,75641	ACASE1	LinMoving	Max V2	351,224	3595,962
L25	15,35897	ACASE1	LinMoving	Max V2	371,957	3584,979
L25	15,96154	ACASE1	LinMoving	Max V2	392,97	3553,452
L25	16,5641	ACASE1	LinMoving	Max V2	414,742	3497,473
L25	17,16667	ACASE1	LinMoving	Max V2	436,791	3419,445
L25	17,76923	ACASE1	LinMoving	Max V2	459,264	3318,26
L25	18,37179	ACASE1	LinMoving	Max V2	482,161	3193,169
L25	18,97436	ACASE1	LinMoving	Max V2	505,482	3043,425
L25	19,57692	ACASE1	LinMoving	Max V2	529,227	2868,28
L25	20,17949	ACASE1	LinMoving	Max V2	553,396	2666,988

L25	20,78205	ACASE1	LinMoving	Max V2	578,013	2437,263
L25	21,38462	ACASE1	LinMoving	Max V2	603,075	2178,419
L25	21,98718	ACASE1	LinMoving	Max V2	628,56	1891,042
L25	22,58974	ACASE1	LinMoving	Max V2	654,47	1574,384
L25	23,19231	ACASE1	LinMoving	Max V2	680,803	1227,699
L25	23,79487	ACASE1	LinMoving	Max V2	707,561	850,2381
L25	24,39744	ACASE1	LinMoving	Max V2	734,742	441,2543
L25	25	ACASE1	LinMoving	Max V2	762,348	0
L25	0	ACASE1	LinMoving	Max M3	0	0
L25	0,05	ACASE1	LinMoving	Max M3	-69,359	37,0701
L25	0,4	ACASE1	LinMoving	Max M3	-554,874	296,5606
L25	0,75	ACASE1	LinMoving	Max M3	-727,902	546,9955
L25	1,125	ACASE1	LinMoving	Max M3	-710,792	806,9504
L25	1,5	ACASE1	LinMoving	Max M3	-693,79	1054,082
L25	2,10256	ACASE1	LinMoving	Max M3	-666,548	1432,923
L25	2,70513	ACASE1	LinMoving	Max M3	-639,357	1787,381
L25	3,30769	ACASE1	LinMoving	Max M3	-612,206	2118,442
L25	3,91026	ACASE1	LinMoving	Max M3	-585,094	2427,018
L25	4,51282	ACASE1	LinMoving	Max M3	-558,02	2713,178
L25	5,11538	ACASE1	LinMoving	Max M3	-530,985	2976,99
L25	5,71795	ACASE1	LinMoving	Max M3	-503,989	3218,521
L25	6,32051	ACASE1	LinMoving	Max M3	-477,032	3437,841
L25	6,92308	ACASE1	LinMoving	Max M3	-450,478	3632,367
L25	7,52564	ACASE1	LinMoving	Max M3	-307,468	3809,652
L25	8,12821	ACASE1	LinMoving	Max M3	-280,533	3975,7
L25	8,73077	ACASE1	LinMoving	Max M3	-253,637	4119,705
L25	9,33333	ACASE1	LinMoving	Max M3	-226,779	4241,736
L25	9,9359	ACASE1	LinMoving	Max M3	-199,96	4341,862
L25	10,53846	ACASE1	LinMoving	Max M3	-173,18	4420,149
L25	11,14103	ACASE1	LinMoving	Max M3	-146,438	4476,668
L25	11,74359	ACASE1	LinMoving	Max M3	-119,737	4510,153
L25	12,34615	ACASE1	LinMoving	Max M3	-56,708	4521,968
L25	12,94872	ACASE1	LinMoving	Max M3	106,12	4517,565
L25	13,55128	ACASE1	LinMoving	Max M3	132,802	4494,907
L25	14,15385	ACASE1	LinMoving	Max M3	159,522	4450,588
L25	14,75641	ACASE1	LinMoving	Max M3	186,28	4384,542
L25	15,35897	ACASE1	LinMoving	Max M3	213,078	4296,699
L25	15,96154	ACASE1	LinMoving	Max M3	239,731	4187,751
L25	16,5641	ACASE1	LinMoving	Max M3	266,792	4052,908
L25	17,16667	ACASE1	LinMoving	Max M3	293,71	3896,944
L25	17,76923	ACASE1	LinMoving	Max M3	367,646	3724,366
L25	18,37179	ACASE1	LinMoving	Max M3	463,284	3539,531
L25	18,97436	ACASE1	LinMoving	Max M3	490,22	3332,662
L25	19,57692	ACASE1	LinMoving	Max M3	517,194	3103,621
L25	20,17949	ACASE1	LinMoving	Max M3	544,207	2852,342
L25	20,78205	ACASE1	LinMoving	Max M3	571,261	2577,513
L25	21,38462	ACASE1	LinMoving	Max M3	598,356	2279,193
L25	21,98718	ACASE1	LinMoving	Max M3	625,489	1958,416
L25	22,58974	ACASE1	LinMoving	Max M3	652,661	1615,115
L25	23,19231	ACASE1	LinMoving	Max M3	679,872	1249,221
L25	23,79487	ACASE1	LinMoving	Max M3	707,159	859,7564
L25	24,39744	ACASE1	LinMoving	Max M3	734,637	443,8083
L25	25	ACASE1	LinMoving	Max M3	0	0
L25	0	ACASE1	LinMoving	Min M3	0	0
L25	0,05	ACASE1	LinMoving	Min M3	0	0
L25	0,05	ACASE1	LinMoving	Min M3	0	0
L25	0,4	ACASE1	LinMoving	Min M3	0	0

L25	0,75	ACASE1	LinMoving	Min M3	0	0
L25	0,75	ACASE1	LinMoving	Min M3	0	0
L25	1,125	ACASE1	LinMoving	Min M3	0	0
L25	1,5	ACASE1	LinMoving	Min M3	0	0
L25	1,5	ACASE1	LinMoving	Min M3	0	0
L25	2,10256	ACASE1	LinMoving	Min M3	0	0
L25	2,70513	ACASE1	LinMoving	Min M3	0	0
L25	3,30769	ACASE1	LinMoving	Min M3	0	0
L25	3,91026	ACASE1	LinMoving	Min M3	0	0
L25	4,51282	ACASE1	LinMoving	Min M3	0	0
L25	5,11538	ACASE1	LinMoving	Min M3	0	0
L25	5,71795	ACASE1	LinMoving	Min M3	0	0
L25	6,32051	ACASE1	LinMoving	Min M3	0	0
L25	6,92308	ACASE1	LinMoving	Min M3	0	0
L25	7,52564	ACASE1	LinMoving	Min M3	0	0
L25	8,12821	ACASE1	LinMoving	Min M3	0	0
L25	8,73077	ACASE1	LinMoving	Min M3	0	0
L25	9,33333	ACASE1	LinMoving	Min M3	0	0
L25	9,9359	ACASE1	LinMoving	Min M3	0	0
L25	10,53846	ACASE1	LinMoving	Min M3	0	0
L25	11,14103	ACASE1	LinMoving	Min M3	0	0
L25	11,74359	ACASE1	LinMoving	Min M3	0	0
L25	12,34615	ACASE1	LinMoving	Min M3	0	0
L25	12,94872	ACASE1	LinMoving	Min M3	0	0
L25	13,55128	ACASE1	LinMoving	Min M3	0	0
L25	14,15385	ACASE1	LinMoving	Min M3	0	0
L25	14,75641	ACASE1	LinMoving	Min M3	0	0
L25	15,35897	ACASE1	LinMoving	Min M3	0	0
L25	15,96154	ACASE1	LinMoving	Min M3	0	0
L25	16,5641	ACASE1	LinMoving	Min M3	0	0
L25	17,16667	ACASE1	LinMoving	Min M3	0	0
L25	17,76923	ACASE1	LinMoving	Min M3	0	0
L25	18,37179	ACASE1	LinMoving	Min M3	0	0
L25	18,97436	ACASE1	LinMoving	Min M3	0	0
L25	19,57692	ACASE1	LinMoving	Min M3	0	0
L25	20,17949	ACASE1	LinMoving	Min M3	0	0
L25	20,78205	ACASE1	LinMoving	Min M3	0	0
L25	21,38462	ACASE1	LinMoving	Min M3	0	0
L25	21,98718	ACASE1	LinMoving	Min M3	0	0
L25	22,58974	ACASE1	LinMoving	Min M3	0	0
L25	23,19231	ACASE1	LinMoving	Min M3	0	0
L25	23,79487	ACASE1	LinMoving	Min M3	0	0
L25	24,39744	ACASE1	LinMoving	Min M3	0	0
L25	25	ACASE1	LinMoving	Min M3	0	0

c) Vão de 10m

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	V2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN-m
L10	0	ACASE1	LinMoving	Max V2	0	0
L10	0,02	ACASE1	LinMoving	Max V2	0,332	3,1657
L10	0,02	ACASE1	LinMoving	Max V2	0,332	3,1657
L10	0,3	ACASE1	LinMoving	Max V2	4,975	47,4856
L10	0,3	ACASE1	LinMoving	Max V2	4,975	47,4856
L10	0,6	ACASE1	LinMoving	Max V2	10,037	93,5779

L10	0,6	ACASE1	LinMoving	Max V2	10,037	93,5779
L10	1,1875	ACASE1	LinMoving	Max V2	20,303	178,0465
L10	1,775	ACASE1	LinMoving	Max V2	35,692	293,0365
L10	2,3625	ACASE1	LinMoving	Max V2	56,236	428,3305
L10	2,95	ACASE1	LinMoving	Max V2	78,904	554,0522
L10	3,5375	ACASE1	LinMoving	Max V2	107,857	695,1466
L10	4,125	ACASE1	LinMoving	Max V2	139,53	818,9566
L10	4,7125	ACASE1	LinMoving	Max V2	171,774	905,5857
L10	5,3	ACASE1	LinMoving	Max V2	204,862	960,21
L10	5,8875	ACASE1	LinMoving	Max V2	238,919	982,0092
L10	6,475	ACASE1	LinMoving	Max V2	274,095	963,8534
L10	7,0625	ACASE1	LinMoving	Max V2	310,27	908,214
L10	7,65	ACASE1	LinMoving	Max V2	347,413	814,5644
L10	8,2375	ACASE1	LinMoving	Max V2	385,602	678,1481
L10	8,825	ACASE1	LinMoving	Max V2	424,863	495,816
L10	9,4125	ACASE1	LinMoving	Max V2	465,094	270,2886
L10	10	ACASE1	LinMoving	Max V2	506,294	0
L10	0	ACASE1	LinMoving	Max M3	0	0
L10	0,02	ACASE1	LinMoving	Max M3	-20,862	9,5433
L10	0,02	ACASE1	LinMoving	Max M3	-20,862	9,5433
L10	0,3	ACASE1	LinMoving	Max M3	-312,934	143,1493
L10	0,3	ACASE1	LinMoving	Max M3	-312,934	143,1493
L10	0,6	ACASE1	LinMoving	Max M3	-463,961	277,9226
L10	0,6	ACASE1	LinMoving	Max M3	-463,961	277,9226
L10	1,1875	ACASE1	LinMoving	Max M3	-423,046	508,6745
L10	1,775	ACASE1	LinMoving	Max M3	-382,602	699,5922
L10	2,3625	ACASE1	LinMoving	Max M3	-342,356	849,1909
L10	2,95	ACASE1	LinMoving	Max M3	-221,889	960,9841
L10	3,5375	ACASE1	LinMoving	Max M3	-163,639	1058,382
L10	4,125	ACASE1	LinMoving	Max M3	-141,65	1132,631
L10	4,7125	ACASE1	LinMoving	Max M3	-41,316	1166,507
L10	5,3	ACASE1	LinMoving	Max M3	102,394	1166,227
L10	5,8875	ACASE1	LinMoving	Max M3	142,504	1131,736
L10	6,475	ACASE1	LinMoving	Max M3	162,192	1056,262
L10	7,0625	ACASE1	LinMoving	Max M3	227,25	958,9851
L10	7,65	ACASE1	LinMoving	Max M3	343,21	846,5806
L10	8,2375	ACASE1	LinMoving	Max M3	383,461	695,7337
L10	8,825	ACASE1	LinMoving	Max M3	423,911	504,137
L10	9,4125	ACASE1	LinMoving	Max M3	464,836	272,6779
L10	10	ACASE1	LinMoving	Max M3	0	0

ANEXO B – DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS - ESTADO LIMITE ÚLTIMO

O dimensionamento foi realizado com o auxílio de uma planilha desenvolvida em Excel. A planilha utiliza os princípios de cálculo desenvolvidos ao longo desse trabalho. A seguir são apresentadas as etapas de dimensionamento.

PERFIL LAMINADO - VÃO DE 10m

1. DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA

1.1. Laje de Concreto

Dborda =	2,750 m		
Dvigas =	6,500 m		
L =	10,000 m	j =	1,33
bef =	2,500 m	b1 =	1,250 m
tc =	0,250 m	b2 =	1,250 m
hf =	0,150 m		

1.2. Perfil Metálico

d =	0,616 m	Aa =	0,022059 m ²
tw =	0,014 m	Atf =	0,00702 m ²
bfs =	0,325 m	Aw =	0,008019 m ²
tfs =	0,022 m	h =	0,573 m
bfi =	0,325 m		
tfi =	0,022 m		
L / S =	L (laminado / soldado)		
a =	10 m		

1.3. Conectores

tf =	0,0099 m		
tw =	0,00559 m		
Lcs =	0,2 m		"U" laminado de 203x17,1x200
L' =	5 m		

2. PROPRIEDADES FÍSICAS

2.1. Concreto

Ec =	30105000 kN/m ²
fck =	40000 kN/m ²

2.2. Aço Perfil

E =	205000000 kN/m ²
fy =	350000 kN/m ²
fr =	70000 kN/m ²

2.3. Aço Armadura

Es =	205000000 kN/m ²
fys =	500000 kN/m ²

3. ESFORÇOS SOLICITANTES

Msd1 =	749,6 kN.m
--------	------------

Msd2 =	474,3 kN.m
Msd3 =	2327,2 kN.m
Vsd1 =	299,9 kN
Vsd2 =	189,7 kN
Vsd3 =	1010,1 kN

4. DIMENSIONAMENTO

4.1. Propriedades das Seções

4.1.1. Seção 1 - 1ª Etapa de Carregamento

ys =	0,353422 m
yi =	0,251978 m
I =	0,001277 m ⁴
Ws =	0,003614 m ³
Wi =	0,005069 m ³

4.1.2. Seção 2 - 2ª Etapa de Carregamento (Longa Duração)

ys =	0,369247 m
yi =	0,646753 m
I =	0,010031 m ⁴
Ws =	0,027165 m ³
Wi =	0,015509 m ³

4.1.3. Seção 3 - 3ª Etapa de Carregamento (Curta Duração)

ys =	0,237967 m
yi =	0,778033 m
I =	0,041187 m ⁴
Ws =	0,173080 m ³
Wi =	0,052938 m ³

4.2. Quantidade de Conectores

qrd =	374,2 kN
Qrd =	7018,8 kN
n / s =	3,75 conectores/m
(n / s)min =	2,00 conectores/m

4.3. Armadura de Costura

Vsd =	701,9 kN/m
As/s =	0,000941 m ² /m
(As/s) min =	0,000500 m ² /m

4.4. Classificação da Seção

FLM:	bfs/(2.tfs) =	7,5		
	lp =	9,2		
	lr =	22,5	kc =	0,625
	Mesa compacta			
FLA:	h/tw =	40,9		
	lp =	91,0		
	lr =	137,9		
	Alma compacta			

4.5. Dimensionamento ao Momento Fletor

4.5.1. Fase Construtiva

$$Msd1/Wi1 = 142387,51 \text{ kN/m}^2$$

$$Msd1/Ws1 = 199711,16 \text{ kN/m}^2$$

$$s / (fy/1,1) = \mathbf{0,628}$$

4.5.2. Fase de Utilização

Seção Compacta

4.5.2.1. Hipótese 1: LNP na Laje de Concreto

$$Td = 7018,8 \text{ kN}$$

$$a = 0,116 \text{ m}$$

$$Mrd = 4882,4 \text{ kN.m}$$

$$Msd/Mrd = \mathbf{0,727}$$

4.6. Dimensionamento ao Cortante

$$h/tw = 40,914$$

$$a/h = 17,458$$

$$\text{limite} = 40,383$$

$$kv = 5,000$$

$$lp = 59,528$$

$$lr = 74,139$$

$$\text{fator mult} = 1,000$$

$$Vrd = 1530,9 \text{ kN}$$

$$Vsd/Vrd = \mathbf{0,98} \text{ kN}$$

PERFIL SOLDADO - VÃO DE 10m

1. DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA

1.1. Laje de Concreto

$$Dborda = 2,750 \text{ m}$$

$$Dvigas = 6,500 \text{ m}$$

$$L = 10,000 \text{ m}$$

$$bef = 2,500 \text{ m}$$

$$tc = 0,250 \text{ m}$$

$$hf = 0,150 \text{ m}$$

$$j = 1,33$$

$$b1 = 1,250 \text{ m}$$

$$b2 = 1,250 \text{ m}$$

1.2. Perfil Metálico

$$d = 0,800 \text{ m}$$

$$tw = 0,013 \text{ m}$$

$$bfs = 0,220 \text{ m}$$

$$tfs = 0,010 \text{ m}$$

$$bfi = 0,220 \text{ m}$$

$$tfi = 0,016 \text{ m}$$

$$L / S = S \text{ (laminado / soldado)}$$

$$a = 10 \text{ m}$$

$$Aa = 0,015291 \text{ m}^2$$

$$Atf = 0,00209 \text{ m}^2$$

$$Aw = 0,009681 \text{ m}^2$$

$$h = 0,775 \text{ m}$$

1.3. Conectores

$$tf = 0,0099 \text{ m}$$

$$tw = 0,00559 \text{ m}$$

$$Lcs = 0,2 \text{ m}$$

$$L' = 5 \text{ m}$$

"U" laminado de 203x17,1x200

2. PROPRIEDADES FÍSICAS

2.1. Concreto

$$E_c = 30105000 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{ck} = 40000 \text{ kN/m}^2$$

2.2. Aço Perfil

$$E = 205000000 \text{ kN/m}^2$$

$$f_y = 350000 \text{ kN/m}^2$$

$$f_r = 70000 \text{ kN/m}^2$$

2.3. Aço Armadura

$$E_s = 205000000 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{ys} = 500000 \text{ kN/m}^2$$

3. ESFORÇOS SOLICITANTES

$$M_{sd1} = 740,9 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd2} = 474,3 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd3} = 2327,2 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd1} = 296,4 \text{ kN}$$

$$V_{sd2} = 189,7 \text{ kN}$$

$$V_{sd3} = 1010,1 \text{ kN}$$

4. DIMENSIONAMENTO

4.1. Propriedades das Seções

4.1.1. Seção 1 - 1ª Etapa de Carregamento

$$y_s = 0,426470 \text{ m}$$

$$y_i = 0,375030 \text{ m}$$

$$I = 0,001436 \text{ m}^4$$

$$W_s = 0,003367 \text{ m}^3$$

$$W_i = 0,003829 \text{ m}^3$$

4.1.2. Seção 2 - 2ª Etapa de Carregamento (Longa Duração)

$$y_s = 0,361324 \text{ m}$$

$$y_i = 0,838676 \text{ m}$$

$$I = 0,017076 \text{ m}^4$$

$$W_s = 0,047260 \text{ m}^3$$

$$W_i = 0,020361 \text{ m}^3$$

4.1.3. Seção 3 - 3ª Etapa de Carregamento (Curta Duração)

$$y_s = 0,226274 \text{ m}$$

$$y_i = 0,973726 \text{ m}$$

$$I = 0,068225 \text{ m}^4$$

$$W_s = 0,301513 \text{ m}^3$$

$$W_i = 0,070065 \text{ m}^3$$

4.2. Quantidade de Conectores

$$q_{rd} = 374,2 \text{ kN}$$

$$Q_{rd} = 4865,4 \text{ kN}$$

$$n / s = 2,60 \text{ conectores/m}$$

$$(n / s)_{\min} = 2,00 \text{ conectores/m}$$

4.3. Armadura de Costura

$$\begin{aligned}V_{sd} &= 486,540 \text{ kN/m} \\A_{s/s} &= \mathbf{0,000445} \text{ m}^2/\text{m} \\(A_{s/s})_{\min} &= \mathbf{0,000500} \text{ m}^2/\text{m}\end{aligned}$$

4.4. Classificação da Seção

$$\begin{aligned}\text{FLM:} \quad & \text{bfs}/(2.tfs) = 11,6 \\& l_p = 9,2 \\& l_r = 36,1 \quad \quad \quad kc = 0,508 \\& \mathbf{Mesa \text{ não-compacta}}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{FLA:} \quad & h/tw = 62,0 \\& l_p = 91,0 \\& l_r = 137,9 \\& \mathbf{Alma compacta}\end{aligned}$$

4.5. Dimensionamento ao Momento Fletor

4.5.1. Fase Construtiva

$$\begin{aligned}M_{sd1}/W_{i1} &= 186324,08 \text{ kN/m}^2 \\M_{sd1}/W_{s1} &= 211880,27 \text{ kN/m}^2 \\s / (f_y/1,1) &= \mathbf{0,666}\end{aligned}$$

4.5.2. Fase de Utilização

Seção Compacta

4.5.2.1. Hipótese 1: LNP na Laje de Concreto

$$\begin{aligned}T_d &= 4865,4 \text{ kN} \\a &= 0,080 \text{ m} \\M_{rd} &= 3826,2 \text{ kN.m} \\M_{sd}/M_{rd} &= \mathbf{0,926}\end{aligned}$$

4.6. Dimensionamento ao Cortante

$$\begin{aligned}h/tw &= 61,960 \\a/h &= 12,912 \\limite &= 17,609 \\kv &= 5,000 \\l_p &= 59,528 \\l_r &= 74,139 \\fator\ mult &= 0,961 \\V_{rd} &= 1775,7 \text{ kN} \\V_{sd}/V_{rd} &= \mathbf{0,84} \text{ kN}\end{aligned}$$

PERFIL LAMINADO - VÃO DE 25m

1. DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA

1.1. Laje de Concreto

$$\begin{aligned}D_{borda} &= 2,750 \text{ m} \\D_{vigas} &= 6,500 \text{ m} \\L &= 25,000 \text{ m} \quad \quad \quad j = 1,225 \\bef &= 5,875 \text{ m} \quad \quad \quad b1 = 2,750 \text{ m} \\tc &= 0,250 \text{ m} \quad \quad \quad b2 = 3,125 \text{ m}\end{aligned}$$

hf = 0,150 m

1.2. Perfil Metálico

d =	0,616 m	Aa =	0,022059 m ²
tw =	0,014 m	Atf =	0,00702 m ²
bfs =	0,325 m	Aw =	0,008019 m ²
tfs =	0,022 m	h =	0,573 m
bfi =	0,325 m		
tfi =	0,022 m		
L / S =	L (laminado / soldado)		
a =	25 m		

1.3. Conectores

tf =	0,0099 m		
tw =	0,00559 m		
Lcs =	0,28 m	"U" laminado de	203x17,1x280
L' =	5 m		

2. PROPRIEDADES FÍSICAS

2.1. Concreto

Ec =	30105000 kN/m ²
fck =	40000 kN/m ²

2.2. Aço Perfil

E =	205000000 kN/m ²
fy =	350000 kN/m ²
fr =	70000 kN/m ²

2.3. Aço Armadura

Es =	205000000 kN/m ²
fys =	500000 kN/m ²

3. ESFORÇOS SOLICITANTES

Msd1 =	4684,6 kN.m
Msd2 =	2963,7 kN.m
Msd3 =	8309,2 kN.m

Vsd1 =	749,6 kN
Vsd2 =	474,3 kN
Vsd3 =	1400,7 kN

4. DIMENSIONAMENTO

4.1. Propriedades das Seções

4.1.1. Seção 1 - 1a Etapa de Carregamento

ys =	0,353422 m
yi =	0,251978 m
I =	0,001277 m ⁴
Ws =	0,003614 m ³
Wi =	0,005069 m ³

4.1.2. Seção 2 - 2a Etapa de Carregamento (Longa Duração)

$y_s = 0,261878 \text{ m}$
 $y_i = 0,754122 \text{ m}$
 $I = 0,030338 \text{ m}^4$
 $W_s = 0,115847 \text{ m}^3$
 $W_i = 0,040229 \text{ m}^3$

4.1.3. Seção 3 - 3a Etapa de Carregamento (Curta Duração)

$y_s = 0,179092 \text{ m}$
 $y_i = 0,836908 \text{ m}$
 $I = 0,112265 \text{ m}^4$
 $W_s = 0,626854 \text{ m}^3$
 $W_i = 0,134143 \text{ m}^3$

4.2. Quantidade de Conectores

$q_{rd} = 523,9 \text{ kN}$
 $Q_{rd} = 7018,8 \text{ kN}$
 $n / s = 2,68 \text{ conectores/m}$
 $(n / s)_{\min} = 2,00 \text{ conectores/m}$

4.3. Armadura de Costura

$V_{sd} = 746,685 \text{ kN/m}$
 $A_{s/s} = 0,001044 \text{ m}^2/\text{m}$
 $(A_{s/s})_{\min} = 0,000500 \text{ m}^2/\text{m}$

4.4. Classificação da Seção

FLM: $b_{fs}/(2 \cdot t_{fs}) = 7,5$
 $l_p = 9,2$
 $l_r = 22,5$ $k_c = 0,625$
Mesa compacta

FLA: $h/t_w = 40,9$
 $l_p = 91,0$
 $l_r = 137,9$
Alma compacta

4.5. Dimensionamento ao Momento Fletor

4.5.1. Fase Construtiva

$M_{sd1}/W_{i1} = 889870,65 \text{ kN/m}^2$
 $M_{sd1}/W_{s1} = 1248122,8 \text{ kN/m}^2$
 $s / (f_y/1,1) = 3,923$

4.5.2. Fase de Utilização

Seção Compacta

4.5.2.1. Hipótese 1: LNP na Laje de Concreto

$T_d = 7018,8 \text{ kN}$
 $a = 0,049 \text{ m}$
 $M_{rd} = 5115,5 \text{ kN.m}$
 $M_{sd}/M_{rd} = 3,119$

4.5.2.2. Hipótese 2: LNP na Mesa do Perfil Metálico

$C_d = 35669,6 \text{ kN}$
 $(A \cdot f_y)_a/1,1 = 7018,8364 \text{ kN}$ $A_1 = 0,052043$ $y_1 = -0,05847$
 $C'd = -14325,4 \text{ kN}$ $A_2 = 0,008019$ $y_2 = 0,308$
 $(A \cdot f_y)_{tf}/1,1 = 2233,6 \text{ kN}$ $A_3 = 0,00702$ $y_3 = 0,6052$

$y_p = -0,139 \text{ m}$
 $y_c = -0,069 \text{ m}$
 $y_t = 0,561 \text{ m}$
 $M_{rd} = 9986,4 \text{ m}$
 $M_{sd}/M_{rd} = \mathbf{1,598}$

4.5.2.3. Hipótese 3: LNP na Alma do Perfil Metálico

$C_d = 35669,6 \text{ kN}$				
$(A \cdot f_y)_{a/1,1} = 7018,8364 \text{ kN}$	$A_1 = 0,00702$	$y_1 = 0,0108$		
$C'd = -14325,4 \text{ kN}$	$A_2 = -0,05204$	$y_2 = -1,83707$		
$(A \cdot f_y)_{tf/1,1} = 2233,6 \text{ kN}$	$A_3 = 0,060062$	$y_3 = -1,55067$		
$(A \cdot f_y)_{w/1,1} = 2551,5636 \text{ kN}$	$A_4 = 0,00702$	$y_4 = 0,6052$		
$y_p = -3,696 \text{ m}$				
$y_c = -2,125 \text{ m}$				
$y_t = 0,761 \text{ m}$				
$M_{rd} = -23734,0 \text{ m}$				
$M_{sd}/M_{rd} = \mathbf{-0,672}$				

Seção Não-Compacta

$S(M_{sdi}/W_i) = 1059708,4 \text{ kN/m}^2$
 $s / (f_y/1,1) = \mathbf{3,331 \text{ kN/m}^2}$

4.6. Dimensionamento ao Cortante

$h/t_w = 40,914$
 $a/h = 43,645$
 $\text{limite} = 40,383$
 $k_v = 5,000$
 $l_p = 59,528$
 $l_r = 74,139$
 $\text{fator mult} = 1,000$
 $V_{rd} = 1530,9 \text{ kN}$
 $V_{sd}/V_{rd} = \mathbf{1,71 \text{ kN}}$

PERFIL SOLDADO - VÃO DE 25m

1. DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA

1.1. Laje de Concreto

$D_{borda} = 2,750 \text{ m}$		
$D_{vigas} = 6,500 \text{ m}$		
$L = 25,000 \text{ m}$	$j = 1,225$	
$b_{ef} = 5,875 \text{ m}$	$b_1 = 2,750 \text{ m}$	
$t_c = 0,250 \text{ m}$	$b_2 = 3,125 \text{ m}$	
$h_f = 0,150 \text{ m}$		

1.2. Perfil Metálico

$d = 1,000 \text{ m}$	$A_a = 0,051 \text{ m}^2$
$t_w = 0,025 \text{ m}$	$A_{tf} = 0,0048 \text{ m}^2$
$b_{fs} = 0,300 \text{ m}$	$A_w = 0,0238 \text{ m}^2$
$t_{fs} = 0,016 \text{ m}$	$h = 0,952 \text{ m}$
$b_{fi} = 0,700 \text{ m}$	
$t_{fi} = 0,032 \text{ m}$	
$L / S =$	$S \text{ (laminado / soldado)}$

a = 25 m

1.3. Conectores

tf = 0,0099 m

tw = 0,00559 m

Lcs = 0,28 m

L' = 5 m

"U" laminado de 203x17,1x280

2. PROPRIEDADES FÍSICAS

2.1. Concreto

Ec = 30105000 kN/m²

fck = 40000 kN/m²

2.2. Aço Perfil

E = 205000000 kN/m²

fy = 350000 kN/m²

fr = 70000 kN/m²

2.3. Aço Armadura

Es = 205000000 kN/m²

fys = 500000 kN/m²

3. ESFORÇOS SOLICITANTES

Msd1 = 4915,3 kN.m

Msd2 = 2963,7 kN.m

Msd3 = 8309,2 kN.m

Vsd1 = 786,5 kN

Vsd2 = 474,3 kN

Vsd3 = 1400,7 kN

4. DIMENSIONAMENTO

4.1. Propriedades das Seções

4.1.1. Seção 1 - 1a Etapa de Carregamento

ys = 0,677542 m

yi = 0,317458 m

I = 0,012608 m⁴

Ws = 0,018608 m³

Wi = 0,039715 m³

4.1.2. Seção 2 - 2a Etapa de Carregamento (Longa Duração)

ys = 0,514062 m

yi = 0,885938 m

I = 0,050458 m⁴

Ws = 0,098156 m³

Wi = 0,056955 m³

4.1.3. Seção 3 - 3a Etapa de Carregamento (Curta Duração)

ys = 0,304288 m

yi = 1,095712 m

I = 0,211284 m⁴

Ws = 0,694356 m³

$$W_i = 0,192828 \text{ m}^3$$

4.2. Quantidade de Conectores

$$\begin{aligned} q_{rd} &= 523,9 \text{ kN} \\ Q_{rd} &= 16227,3 \text{ kN} \\ n/s &= \mathbf{6,19} \text{ conectores/m} \\ (n/s)_{\min} &= \mathbf{2,00} \text{ conectores/m} \end{aligned}$$

4.3. Armadura de Costura

$$\begin{aligned} V_{sd} &= 1726,306 \text{ kN/m} \\ A_{s/s} &= \mathbf{0,003297} \text{ m}^2/\text{m} \\ (A_{s/s})_{\min} &= \mathbf{0,000500} \text{ m}^2/\text{m} \end{aligned}$$

4.4. Classificação da Seção

$$\begin{aligned} \text{FLM:} \quad & \text{bfs}/(2 \cdot \text{tfs}) = 9,4 \\ & l_p = 9,2 \\ & l_r = 31,9 \end{aligned} \quad k_c = 0,648$$

Mesa não-compacta

$$\begin{aligned} \text{FLA:} \quad & h/t_w = 38,1 \\ & l_p = 91,0 \\ & l_r = 137,9 \end{aligned}$$

Alma compacta

4.5. Dimensionamento ao Momento Fletor

4.5.1. Fase Construtiva

$$\begin{aligned} M_{sd1}/W_{i1} &= 119181,41 \text{ kN/m}^2 \\ M_{sd1}/W_{s1} &= 254366,16 \text{ kN/m}^2 \\ s/(f_y/1,1) &= \mathbf{0,799} \end{aligned}$$

4.5.2. Fase de Utilização

Seção Compacta

4.5.2.1. Hipótese 1: LNP na Laje de Concreto

$$\begin{aligned} T_d &= 16227,3 \text{ kN} \\ a &= 0,114 \text{ m} \\ M_{rd} &= 16562,8 \text{ kN.m} \\ M_{sd}/M_{rd} &= \mathbf{0,977} \end{aligned}$$

4.6. Dimensionamento ao Cortante

$$\begin{aligned} h/t_w &= 38,080 \\ a/h &= 26,261 \\ \text{limite} &= 46,618 \\ k_v &= 5,000 \\ l_p &= 59,528 \\ l_r &= 74,139 \\ \text{fator mult} &= 1,000 \\ V_{rd} &= 4543,6 \text{ kN} \\ V_{sd}/V_{rd} &= \mathbf{0,59} \text{ kN} \end{aligned}$$

PERFIL SOLDADO - VÃO DE 50m

1. DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA

1.1. Laje de Concreto

Dborda =	2,750 m		
Dvigas =	6,500 m		
L =	50,000 m	j =	1,05
bef =	6,000 m	b1 =	2,750 m
tc =	0,250 m	b2 =	3,250 m
hf =	0,150 m		

1.2. Perfil Metálico

d =	2,000 m	Aa =	0,108125 m ²
tw =	0,025 m	Atf =	0,01 m ²
bfs =	0,400 m	Aw =	0,048125 m ²
tfs =	0,025 m	h =	1,925 m
bfi =	1,000 m		
tfi =	0,050 m		
L / S =	S (laminado / soldado)		
a =	50 m		

1.3. Conectores

tf =	0,0127 m		
tw =	0,00711 m		
Lcs =	0,38 m	"U" laminado de	305x30,7x380
L' =	5 m		

2. PROPRIEDADES FÍSICAS

2.1. Concreto

Ec =	30105000 kN/m ²
fck =	40000 kN/m ²

2.2. Aço Perfil

E =	205000000 kN/m ²
fy =	350000 kN/m ²
fr =	70000 kN/m ²

2.3. Aço Armadura

Es =	205000000 kN/m ²
fys =	500000 kN/m ²

3. ESFORÇOS SOLICITANTES

Msd1 =	21483,4 kN.m
Msd2 =	11854,8 kN.m
Msd3 =	21477,0 kN.m
Vsd1 =	1718,7 kN
Vsd2 =	948,4 kN
Vsd3 =	1801,3 kN

4. DIMENSIONAMENTO

4.1. Propriedades das Seções

4.1.1. Seção 1 - 1ª Etapa de Carregamento

ys = 1,413547 m
yi = 0,572453 m
I = 0,120429 m⁴
Ws = 0,085197 m³
Wi = 0,210374 m³

4.1.2. Seção 2 - 2ª Etapa de Carregamento (Longa Duração)

ys = 1,095152 m
yi = 1,304848 m
I = 0,183021 m⁴
Ws = 0,167119 m³
Wi = 0,140262 m³

4.1.3. Seção 3 - 3ª Etapa de Carregamento (Curta Duração)

ys = 0,661327 m
yi = 1,738673 m
I = 0,633384 m⁴
Ws = 0,957747 m³
Wi = 0,364292 m³

4.2. Quantidade de Conectores

qrd = 915,2 kN
Qrd = 34403,4 kN
n / s = **7,52** conectores/m
(n / s)min = **2,00** conectores/m

4.3. Armadura de Costura

Vsd = 3727,036 kN/m
As/s = **0,007899** m²/m
(As/s) min = **0,000500** m²/m

4.4. Classificação da Seção

FLM: bfs/(2.tfs) = 8,0
lp = 9,2
lr = 38,1 kc = 0,456

Mesa compacta

FLA: h/tw = 77,0
lp = 91,0
lr = 137,9

Alma compacta

4.5. Dimensionamento ao Momento Fletor

4.5.1. Fase Construtiva

Msd1/Wi1 = 98337,578 kN/m²
Msd1/Ws1 = 242822,95 kN/m²
s / (fy/1,1) = **0,763**

4.5.2. Fase de Utilização

Seção Compacta

4.5.2.1. Hipótese 1: LNP na Laje de Concreto

Td = 34403,4 kN
a = 0,236 m

Mrd = 58330,8 kN.m
Msd/Mrd = **0,940**

4.6. Dimensionamento ao Cortante

h/tw = 77,000
a/h = 25,974
limite = 11,402
kv = 5,000
lp = 59,528
lr = 74,139
fator mult = 0,765
Vrd = 7028,6 kN
Vsd/Vrd = **0,64** kN

ANEXO C – DIMENSIONAMENTO DAS TRELIÇAS - ESTADO LIMITE ÚLTIMO

O dimensionamento foi realizado com o auxílio de uma planilha desenvolvida em Excel. A planilha utiliza os princípios de cálculo desenvolvidos ao longo desse trabalho. A seguir são apresentadas as etapas de dimensionamento.

TRELIÇA - VÃO DE 10m

1. DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA

1.1. Laje de Concreto

Dborda =	2,750 m		
Dvigas =	6,500 m		
L =	10,000 m	$\phi =$	1,33
bef =	2,500 m	b1 =	1,250
tc =	0,250 m	b2 =	1,250
hf =	0,150 m		

1.2. Peças Metálicas

1.2.1. Geral

d2 =	1,200 m
daço =	1,000 m
$\theta =$	45,000 (ângulo da diagonal com a horizontal)

1.2.2. Banzo Comprimido W 200x35,9

A =	0,005 m ²
k.L =	1,000 m
r =	0,041 m
a =	0,760 (curva de dimensionamento)

1.2.3. Banzo Tracionado HP 310x79,0

A =	0,010 m ²
-----	----------------------

1.2.4. Diagonais W 310 x 52,0

A =	0,007 m ²
-----	----------------------

1.2.5. Montantes W 310 x 44,5

A =	0,006 m ²
k.L =	1,000 m
r =	0,039 m
a =	0,760 (curva de dimensionamento)

1.3. Conectores

tf =	0,0099 m	
tw =	0,00559 m	
Lcs =	0,2 m	U 203x17,1x200
L' =	5 m	

2. PROPRIEDADES FÍSICAS

2.1. Concreto

Ec =	30105000 kN/m ²
------	----------------------------

$$f_{ck} = 40000 \text{ kN/m}^2$$

2.2. Aço Perfil

$$E = 205000000 \text{ kN/m}^2$$

$$f_y = 350000 \text{ kN/m}^2$$

$$f_r = 70000 \text{ kN/m}^2$$

3. ESFORÇOS SOLICITANTES

$$M_{sd1} = 755,9 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd2} = 474,3 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd3} = 2327,2 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd1} = 302,4 \text{ kN}$$

$$V_{sd2} = 189,7 \text{ kN}$$

$$V_{sd3} = 1010,1 \text{ kN}$$

4. DIMENSIONAMENTO

4.1. Quantidade de Conectores

$$q_{rd} = 374,2 \text{ kN}$$

$$Q_{rd} = 3181,8 \text{ kN}$$

$$n / s = 1,70 \text{ conectores/m}$$

$$(n / s)_{\min} = 2,00 \text{ conectores/m}$$

4.2. Dimensionamento das Peças

4.2.1. Fase Construtiva (Verificação do Banzo Superior)

Verificação do Banzo Superior

$$N_{csd} = 727,9 \text{ kN}$$

$$l = 0,322$$

$$b = 0,598$$

$$c = 0,907$$

$$N_{crd} = 1319,5 \text{ kN}$$

$$N_{csd}/N_{crd} = 0,552$$

4.2. Fase de Utilização

Verificação do Banzo Inferior

$$a = 0,0524064 \text{ m}$$

$$C_d = 3181,8 \text{ kN}$$

$$M_{rd} = 3818,2 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd}/M_{rd} = 0,932$$

Verificação do Montante

$$N_{csd} = 1502,1 \text{ kN}$$

$$l = 0,340$$

$$b = 0,611$$

$$c = 0,894$$

$$N_{crd} = 1627,1 \text{ kN}$$

$$N_{csd}/N_{crd} = 0,923$$

Verificação da Diagonal

$$N_{tsd} = 2124,4 \text{ kN}$$

$$N_{trd} = 2131,8 \text{ kN}$$

$$N_{tsd}/N_{trd} = 0,996$$

Material:	comp	kg/m	kg
Banzo Sup	10,000	35,9	359
Banzo Inf	10,000	79	790
Diagonal	14,142	52	735,3911
Montante	11	44,5	489,5
			2373,891

TRELIÇA - VÃO DE 25m

1. DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA

1.1. Laje de Concreto

Dborda =	2,750 m		
Dvigas =	6,500 m		
L =	25,000 m	$\phi =$	1,225
bef =	5,875 m	b1 =	2,750 m
tc =	0,250 m	b2 =	3,125 m
hf =	0,150 m		

1.2. Peças Metálicas

1.2.1. Geral

d2 =	2,600 m
daço =	2,000 m
$\theta =$	45,000 (ângulo da diagonal com a horizontal)

1.2.2. Banzo Comprimido HP 310x79

A =	0,0100 m ²
k.L =	2,000 m
r =	0,073 m
a =	0,760 (curva de dimensionamento)

1.2.3. Banzo Tracionado W 610 x 174,0

A =	0,020 m ²
-----	----------------------

1.2.4. Diagonais HP 310 x 93,0

A =	0,0119 m ²
-----	-----------------------

1.2.5. Montantes HP 310 x 93,0

A =	0,0100 m ²
k.L =	2,000 m
r =	0,073 m
a =	0,760 (curva de dimensionamento)

1.3. Conectores

tf =	0,0099 m	
tw =	0,00559 m	
Lcs =	0,2 m	U 203x17,1x200
L' =	5 m	

2. PROPRIEDADES FÍSICAS

2.1. Concreto

$E_c = 30105000 \text{ kN/m}^2$
 $f_{ck} = 40000 \text{ kN/m}^2$

2.2. Aço Perfil

$E = 205000000 \text{ kN/m}^2$
 $f_y = 350000 \text{ kN/m}^2$
 $f_r = 70000 \text{ kN/m}^2$

3. ESFORÇOS SOLICITANTES

$M_{sd1} = 4921,0 \text{ kN.m}$
 $M_{sd2} = 2963,7 \text{ kN.m}$
 $M_{sd3} = 8309,2 \text{ kN.m}$

$V_{sd1} = 787,4 \text{ kN}$
 $V_{sd2} = 474,3 \text{ kN}$
 $V_{sd3} = 1400,7 \text{ kN}$

4. DIMENSIONAMENTO

4.1. Quantidade de Conectores

$q_{rd} = 374,2 \text{ kN}$
 $Q_{rd} = 6303,2 \text{ kN}$
 $n / s = 3,37 \text{ conectores/m}$
 $(n / s)_{\min} = 2,00 \text{ conectores/m}$

4.2. Dimensionamento das Peças

4.2.1. Fase Construtiva (Verificação do Banzo Superior)

Verificação do Banzo Superior

$N_{csd} = 2369,4 \text{ kN}$
 $l = 0,363$
 $b = 0,628$
 $c = 0,877$
 $N_{crd} = 2791,3 \text{ kN}$
 $N_{csd}/N_{crd} = 0,849$

4.2. Fase de Utilização

Verificação do Banzo Inferior

$a = 0,0441775 \text{ m}$
 $C_d = 6303,2 \text{ kN}$
 $M_{rd} = 16388,3 \text{ kN.m}$
 $M_{sd}/M_{rd} = 0,988$

Verificação do Montante

$N_{csd} = 2662,4 \text{ kN}$
 $l = 0,363$
 $b = 0,628$
 $c = 0,877$
 $N_{crd} = 2791,3 \text{ kN}$
 $N_{csd}/N_{crd} = 0,954$

Verificação da Diagonal

$N_{tsd} = 3765,2 \text{ kN}$
 $N_{trd} = 3786,4 \text{ kN}$
 $N_{tsd}/N_{trd} = 0,994$

Material:	comp	kg/m	kg
Banzo Sup	25,000	79	1975
Banzo Inf	25,000	93	2325
Diagonal	28,284	93	2630,437
Montante	22	93	2046
			8976,437

TRELICA - VÃO DE 50m

1. DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA

1.1. Laje de Concreto

Dborda =	2,750 m		
Dvigas =	6,500 m		
L =	50,000 m	$\phi =$	1,05
bef =	6,000 m	b1 =	2,750 m
tc =	0,250 m	b2 =	3,250 m
hf =	0,150 m		

1.2. Peças Metálicas

1.2.1. Geral

d2 =	5,000 m
daço =	4,425 m
$\theta =$	45,000 (ângulo da diagonal com a horizontal)

1.2.2. Banzo Comprimido CVS 500x162

A =	0,021 m ²
k.L =	4,425 m
r =	0,081 m
a =	0,490 (curva de dimensionamento)

1.2.3. Banzo Tracionado CVS 600x278

A =	0,035 m ²
-----	----------------------

1.2.4. Diagonais CVS 500x162

A =	0,021 m ²
-----	----------------------

1.2.5. Montantes CVS 500x162

A =	0,021 m ²
k.L =	4,425 m
r =	0,081 m
a =	0,490 (curva de dimensionamento)

1.3. Conectores

tf =	0,0099 m	
tw =	0,00559 m	
Lcs =	0,2 m	U 203x17,1x200
L' =	5 m	

2. PROPRIEDADES FÍSICAS

2.1. Concreto

$E_c = 30105000 \text{ kN/m}^2$
 $f_{ck} = 40000 \text{ kN/m}^2$

2.2. Aço Perfil

$E = 205000000 \text{ kN/m}^2$
 $f_y = 350000 \text{ kN/m}^2$
 $f_r = 70000 \text{ kN/m}^2$

3. ESFORÇOS SOLICITANTES

$M_{sd1} = 21143,6 \text{ kN.m}$
 $M_{sd2} = 11854,8 \text{ kN.m}$
 $M_{sd3} = 21477,0 \text{ kN.m}$

$V_{sd1} = 1691,6 \text{ kN}$
 $V_{sd2} = 948,4 \text{ kN}$
 $V_{sd3} = 1801,3 \text{ kN}$

4. DIMENSIONAMENTO

4.1. Quantidade de Conectores

$q_{rd} = 374,2 \text{ kN}$
 $Q_{rd} = 11263,6 \text{ kN}$
 $n / s = 6,02 \text{ conectores/m}$
 $(n / s)_{\min} = 2,00 \text{ conectores/m}$

4.2. Dimensionamento das Peças

4.2.1. Fase Construtiva (Verificação do Banzo Superior)

Verificação do Banzo Superior

$N_{csd} = 4601,2 \text{ kN}$
 $l = 0,718$
 $b = 0,884$
 $c = 0,714$
 $N_{crd} = 4698,7 \text{ kN}$
 $N_{csd}/N_{crd} = 0,979$

4.2. Fase de Utilização

Verificação do Banzo Inferior

$a = 0,0772995 \text{ m}$
 $C_d = 11263,6 \text{ kN}$
 $M_{rd} = 56318,2 \text{ kN.m}$
 $M_{sd}/M_{rd} = 0,967$

Verificação do Montante

$N_{csd} = 4441,3 \text{ kN}$
 $l = 0,718$
 $b = 0,884$
 $c = 0,714$
 $N_{crd} = 4698,7 \text{ kN}$
 $N_{csd}/N_{crd} = 0,945$

Verificação da Diagonal

$N_{tsd} = 6280,9 \text{ kN}$
 $N_{trd} = 6583,2 \text{ kN}$

Ntsd/Ntrd = **0,954**

Material:	comp	kg/m	kg
Banzo Sup	50,000	162,4	8120
Banzo Inf	50,000	277,9	13895
Diagonal	62,579	162,4	10162,82
Montante	48,675	162,4	7904,82
			40082,64