



MEMORIAL DE CÁLCULO

**CÁLCULO DAS LONGARINAS E DAS LAJES DE UMA PONTE SOBRE
CÓRREGOS DE INTERIOR, BI APOIADA, COM VÃO DE 7,50 METROS, EM
CONCRETO ARMADO, PRÉ MOLDADO, COM SEÇÃO TRANSVERSAL COM
TRÊS VIGAS PRINCIPAIS**

CLIENTE: PREFEITURA MUNICIPAL DE SAUDADES

ENGENHEIROS RESPONSÁVEIS: JANAINA SEHNEM

JEFFERSON GRASEL

SAUDADES – SC, 26 DE ABRIL DE 2018

1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

O projeto de obra de arte especial foi elaborado atendendo as demandas técnicas atuais, quanto aos critérios de segurança estrutural, utilização e durabilidade prescritos pelas normas NBR 6118/2014, NBR 6123/1988, NBR 7187/2003, NBR 7188/2013, NBR 7480/2007, e NBR 8681/2003 e demais normas pertinentes, além das prescrições técnicas específicas e constantes nas normas e manuais publicados pelo DNIT. A carga móvel adotada corresponde às especificações para a classe 24 tf, conforme a NBR 7188/2013.

2 DESCRIÇÃO DA OBRA

Trata-se de uma ponte do tipo vão único, apoiada em suas extremidades em cortinas de concreto armado (não contempladas no escopo deste projeto e memorial). A ponte terá vão livre de 750 cm. O tabuleiro terá largura total de 510 cm, sendo 480 cm de largura útil como plataforma de rolamento de veículos além de guarda rodas das duas extremidades com largura de 15 cm cada. O tabuleiro terá declividade longitudinal máxima de 8% e declividade transversal, do centro para as bordas, de 2%.

A solução estrutural apresentada consiste em tabuleiro tipo grelha de concreto protendido. Serão utilizadas três vigas longarinas pré-fabricadas isostáticas, protendidas através de cabos pré-tracionados. A laje de tabuleiro será executada utilizando-se painéis de pré-lajes pré-moldados, capazes de suportar o complemento da laje, moldado no local.

3 ANÁLISE ESTRUTURAL

Por se tratar de uma ponte pequena e de baixa complexidade estrutural, optou-se por analisar a estrutura através de modelos bi-direcionais no software ftool.

4 MEMORIAL DE CÁLCULO

4.1 Elementos básicos

Extensão Ponte = 7,50 m

Largura = 5,10 m

Projeto de OAE Classe 24 – NBR 7188/2013

4.2 Requisitos quanto à durabilidade

Classe de Agressividade Ambiental = CAA II

Classe de concreto para elemento de concreto armado ≥ 25 MPa

Classe de concreto para elemento de concreto protendido ≥ 30 MPa

Relação água/cimento em massa para concreto armado $\leq 0,60$

Relação água/cimento em massa para concreto protendido $\leq 0,55$

Cobrimento armadura passiva em lajes ≥ 25 mm

Cobrimento armadura passiva em vigas ≥ 25 mm (redução de 5mm - concreto C40)

Cobrimento armadura ativa em vigas ≥ 35 mm

4.3 Materiais

4.3.1 Concreto

Concreto das longarinas $f_{ck} = 40$ MPa

Concreto placas de tabuleiro $f_{ck} = 30$ MPa

Concreto laje de tabuleiro moldada “in-loco” $f_{ck} = 30$ MPa

Características Classes de concreto								
f_{ck} (MPa)	γ_c	f_{cd} (MPa)	$f_{ct,m}$ (MPa)	$f_{ctk,inf}$ (MPa)	$f_{ctk,sup}$ (MPa)	E_{ci} (MPa)	E_{cs} (MPa)	Peso (kN/m ³)
40	1,4	28,571	3,509	2,456	3,193	42501	38251	25
30	1,4	21,429	2,896	2,028	2,636	36807	32206	25

4.3.2 Aço

Armadura passiva CA-50

$f_{yk} = 500$ MPa

$\gamma_s = 1,15$

$f_{yd} = 434,78$ MPa

$E_s = 210.000$ MPa

Peso = 78,5 kN/m³

Armadura ativa CP-190RB

$f_{ptk} = 1900 \text{ MPa}$

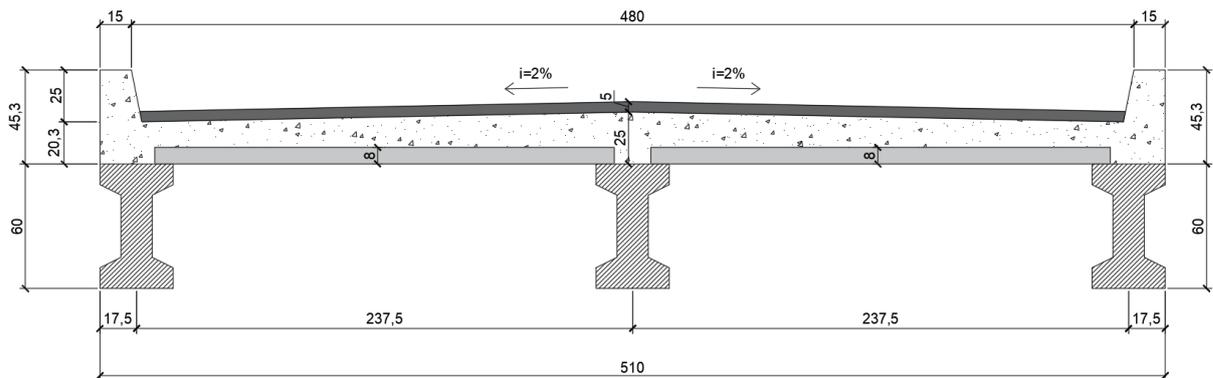
$f_{pyk} = 1710 \text{ MPa}$

$E_s = 190.000 \text{ MPa}$

Peso = $78,5 \text{ kN/m}^3$

4.4 Seção Transversal Típica

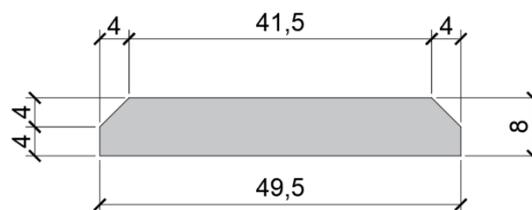
A ponte apresenta seção transversal conforme figura abaixo:



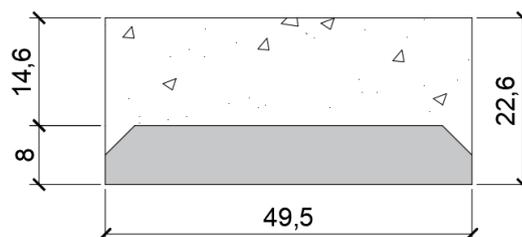
4.5 Propriedades das seções estruturais principais

4.5.1 Placas de tabuleiro

a) Seção pré-fabricada:



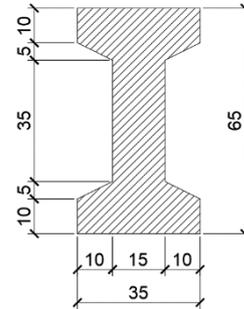
b) Seção composta (considerando-se a altura média da capa de concreto):



4.5.2 Vigas Longarinas

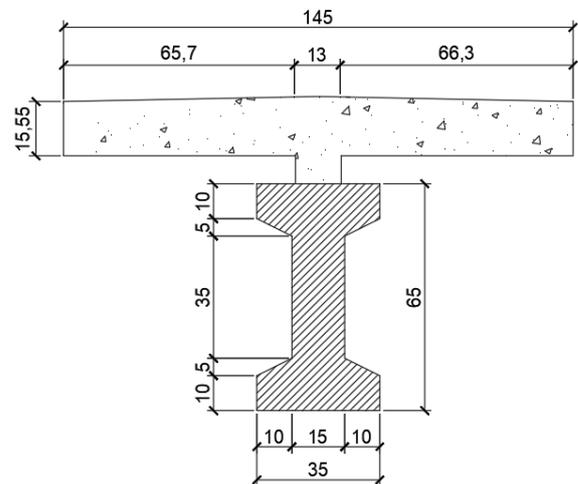
a) Seção pré-fabricada:

Área: 1475.0 cm²
 Perímetro: 224.7214 cm
 Centroide: X: 0.0
 Y: 32.50
 Momentos de inércia: X: 692656.25 cm⁴
 Y: 96406.25 cm⁴



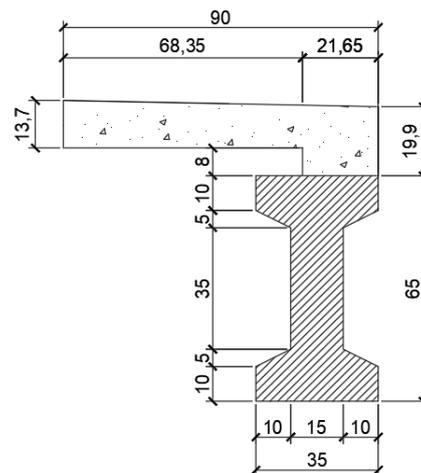
b) Seção composta viga central:

Área: 3938.875 cm²
 Perímetro: 535.8504 cm
 Centroide: X: 0.000
 Y: 62.6069
 Momentos de inércia: X: 2897547.3167 cm⁴
 Y: 4140474.6927 cm⁴



c) Seção composta vigas laterais:

Área: 2800.20 cm²
 Perímetro: 403.0394 cm
 Centroide: X: 28.8345
 Y: 54.0566
 Momentos de inércia: X: 2174085.4674 cm⁴
 Y: 1466768.8018 cm⁴



4.5 Modelo de Cálculo

4.5.1 Modelagem adotada

Por se tratar de uma estrutura isostática simples, de baixa complexidade, para obtenção dos esforços finais nos elementos estruturais foram elaborados modelos estruturais bidirecionais através do software Ftool. Inicialmente analisou-se a estrutura transversalmente (lajes de tabuleiro) e posteriormente analisou-se a estrutura longitudinalmente (vigas longarinas).

4.6 Carregamentos

a) Peso Próprio

Placas de tabuleiro ($e = 8\text{cm}$) = $0,08\text{ m} * 25\text{ kN/m}^3 = 2\text{ kN/m}^2$

Vigas Longarinas = $0,1475\text{ m}^2 * 25\text{ kN/m}^3 = 3,69\text{ kN/m}$

b) Cargas permanentes adicionais

Laje de tabuleiro “in-loco” (próxima às bordas) = $0,123\text{m} * 25\text{ kN/m}^3 = 3,075\text{ kN/m}^2$

Laje de tabuleiro “in-loco” (sobre a viga central) = $0,170\text{m} * 25\text{ kN/m}^3 = 4,25\text{ kN/m}^2$

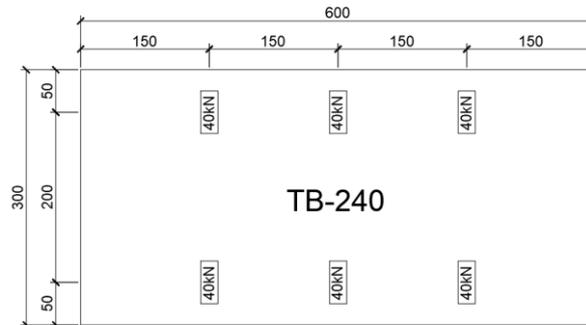
Asfalto ($e = 5\text{cm}$) = $0,05\text{m} * 24\text{ kN/m}^3 = 1,2\text{ kN/m}^2$

Recapeamento = $2,0\text{ kN/m}^2$

Guarda rodas sobre vigas externas = $0,04415\text{m}^2 * 25\text{ kN/m}^3 = 1,10\text{ kN/m}$

c) Cargas móveis (TB 24 – NBR 7188/2013)

Foi considerado um trem tipo TB 24, onde o veículo tipo de dimensões $3,0\text{m} \times 6,0\text{m}$, possui peso total de 24 tf, distribuído igualmente sobre 6 rodas, conforme esquema abaixo. A carga externa à área de projeção do veículo tipo é de 4 kN/m^2 .



d) Coeficiente de impacto vertical

CIV = 1,35 (para estruturas com vão menor que 10,0 m)

e) Coeficiente de número de faixas

$$CNF = 1 - 0,05 \cdot (n-2) > 0,9 \Rightarrow CNF = 1 - 0,05 \cdot (2-2)$$

$$CNF = 1,0$$

Onde n = número de faixas

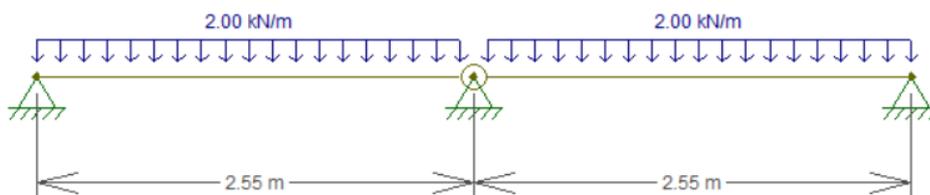
f) Coeficiente de impacto adicional

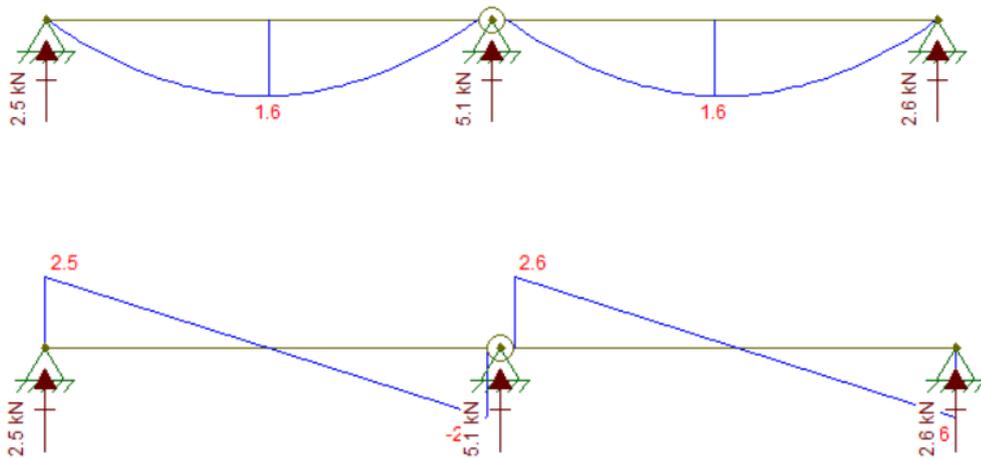
$$CIA = 1,25$$

4.7 Envoltórias de Esforços solicitantes

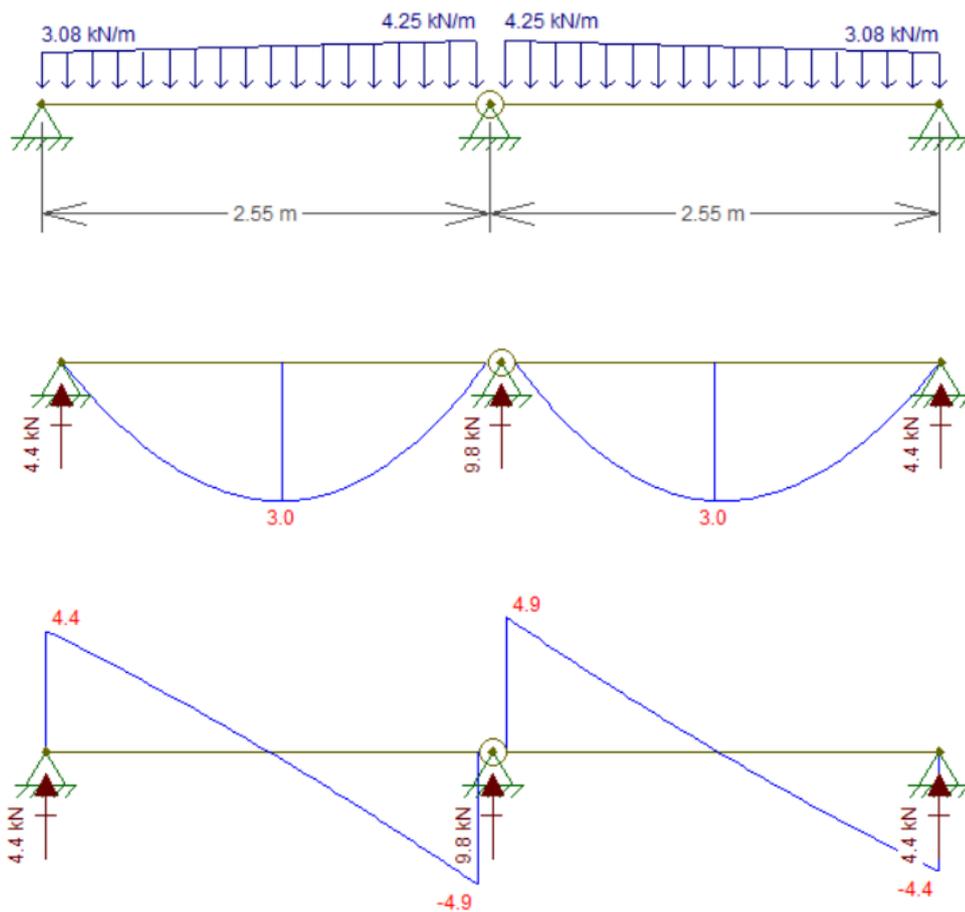
4.7.1 Placas de tabuleiro

a) Peso próprio (diagrama de carregamento / momento fletor / cortante):

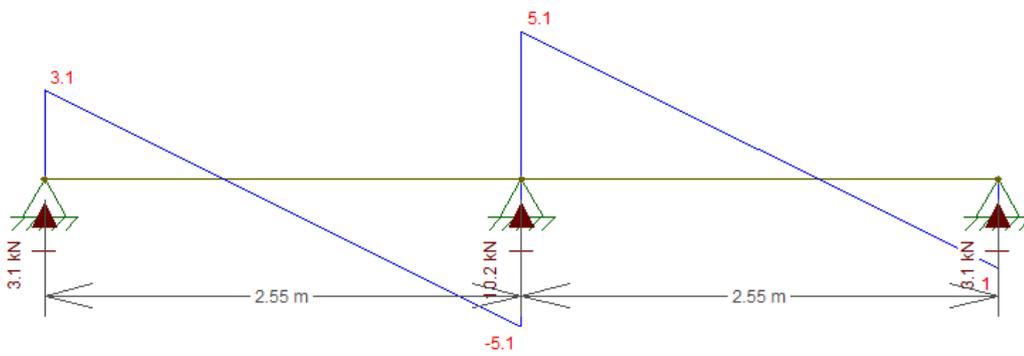
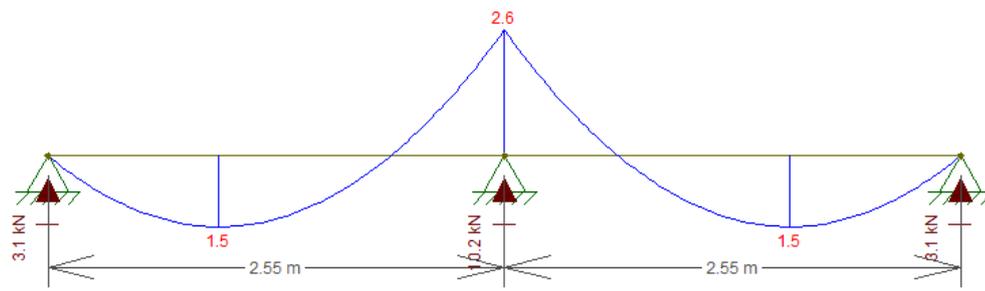
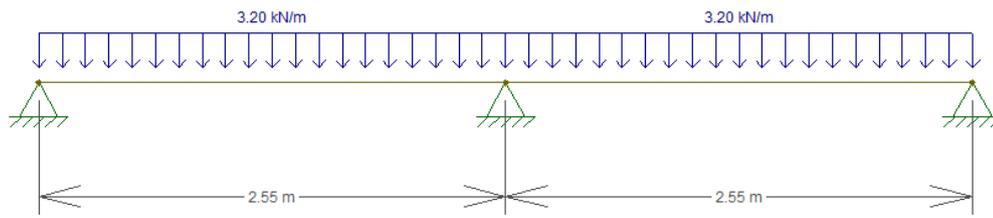




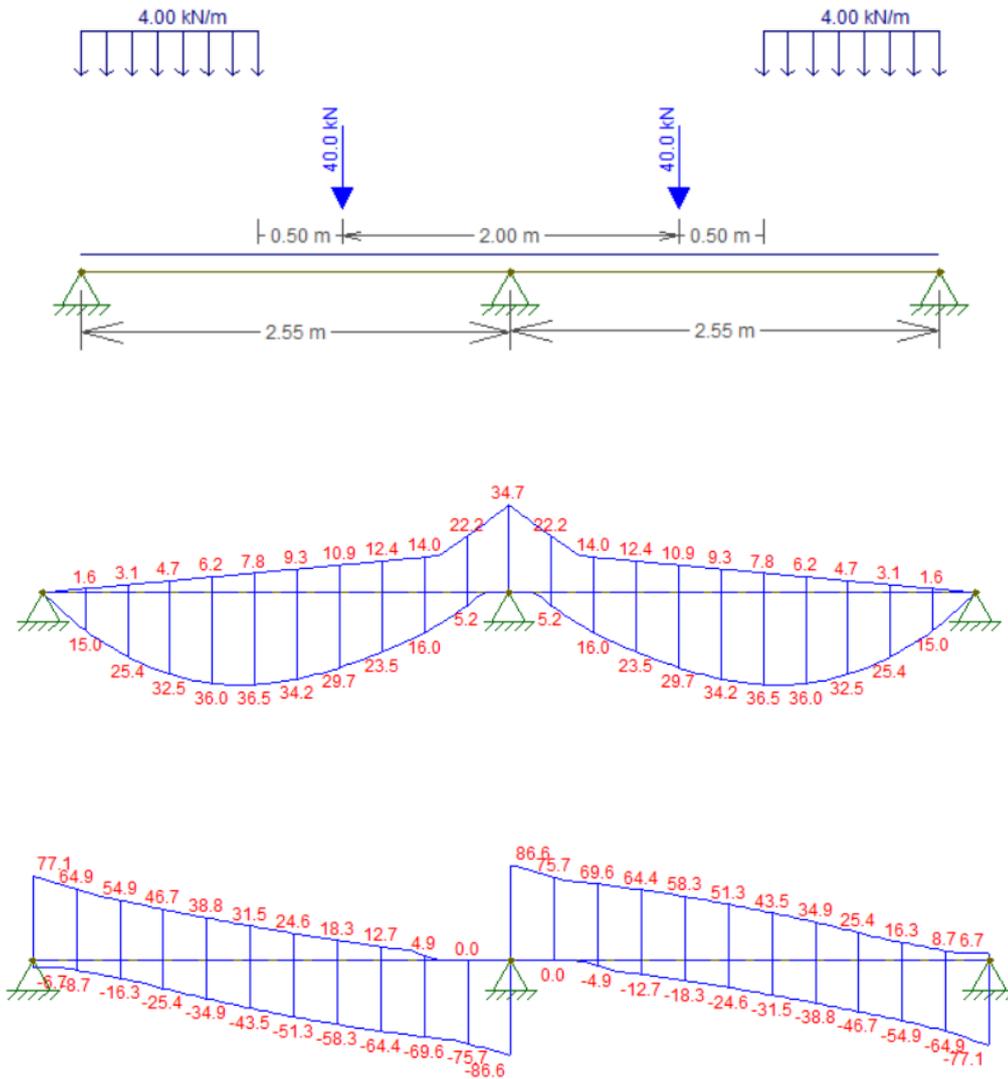
b) Laje “In-loco” (diagrama de carregamento / momento fletor / cortante):



c) Asfalto + reapecamento (diagrama de carregamento / momento fletor / cortante):



d) Trem-tipo transversal (diagrama de carregamento / momento fletor / cortante):

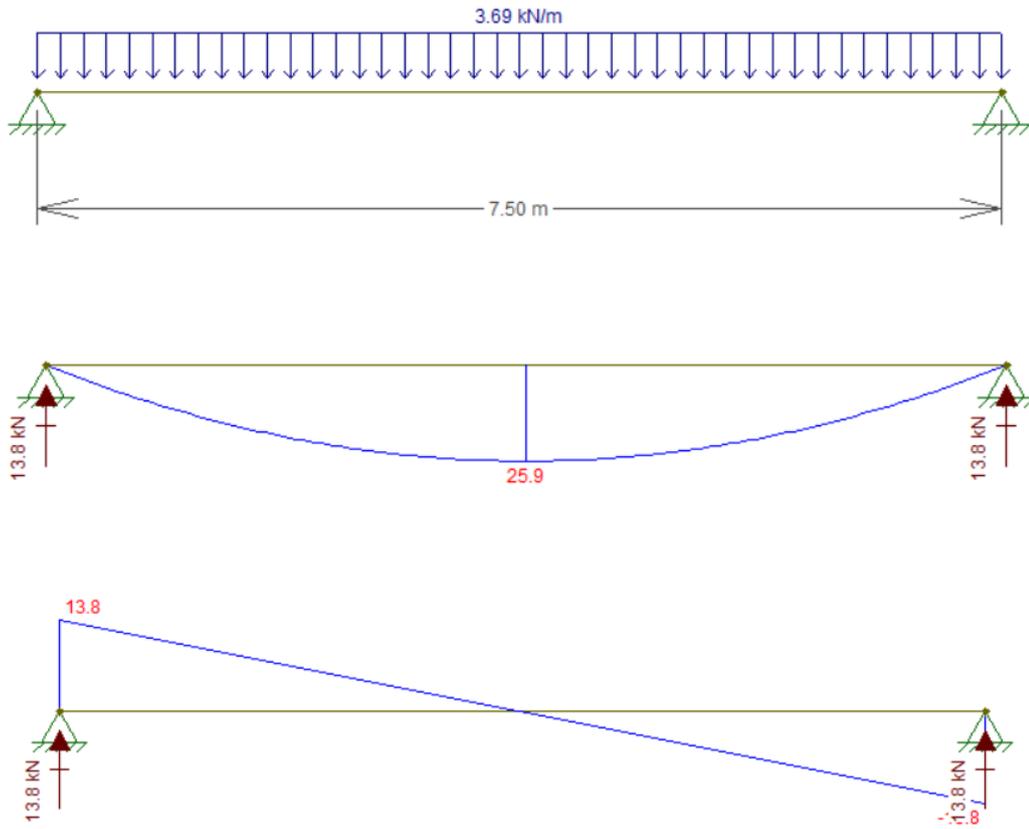


OBS: Nos diagramas do trem tipo já estão considerados os coeficiente de impacto, de número de faixas e

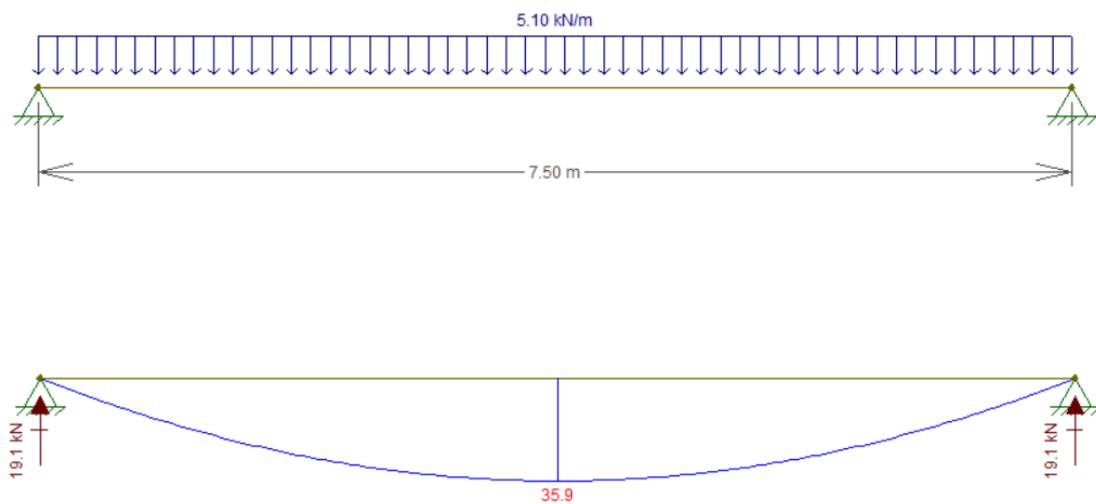
4.7.2 Vigas Longarinas

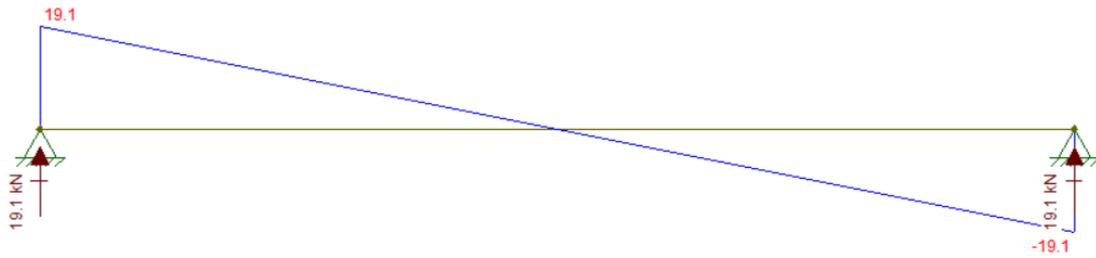
4.7.2.1 Viga interna

a) Peso próprio (diagrama de carregamento / momento fletor / cortante):

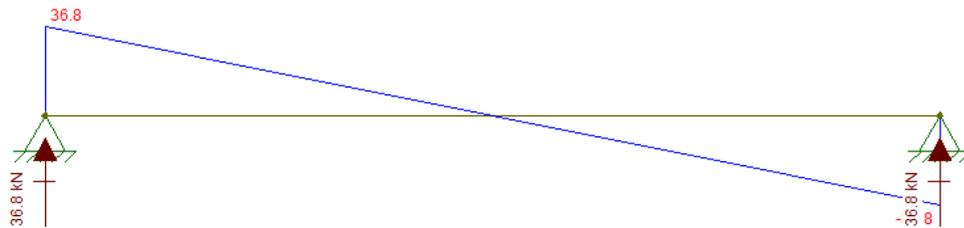
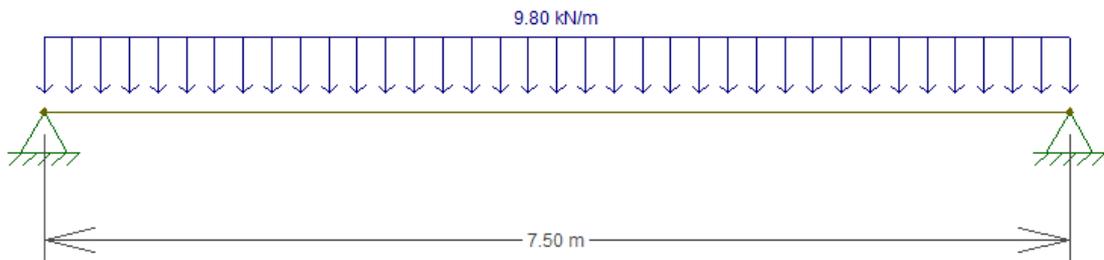


b) Placas de tabuleiro (diagrama de carregamento / momento fletor / cortante):

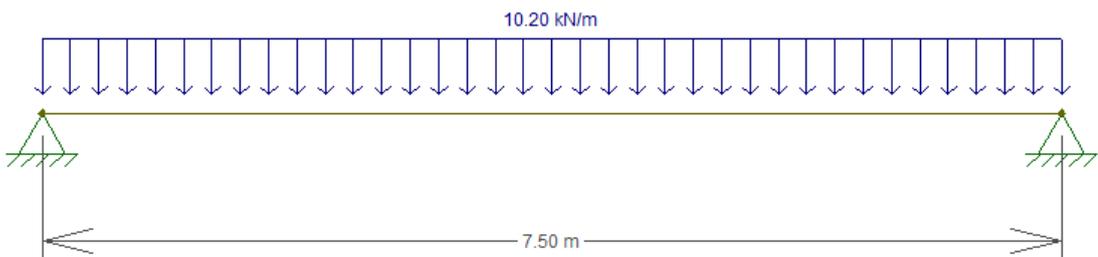


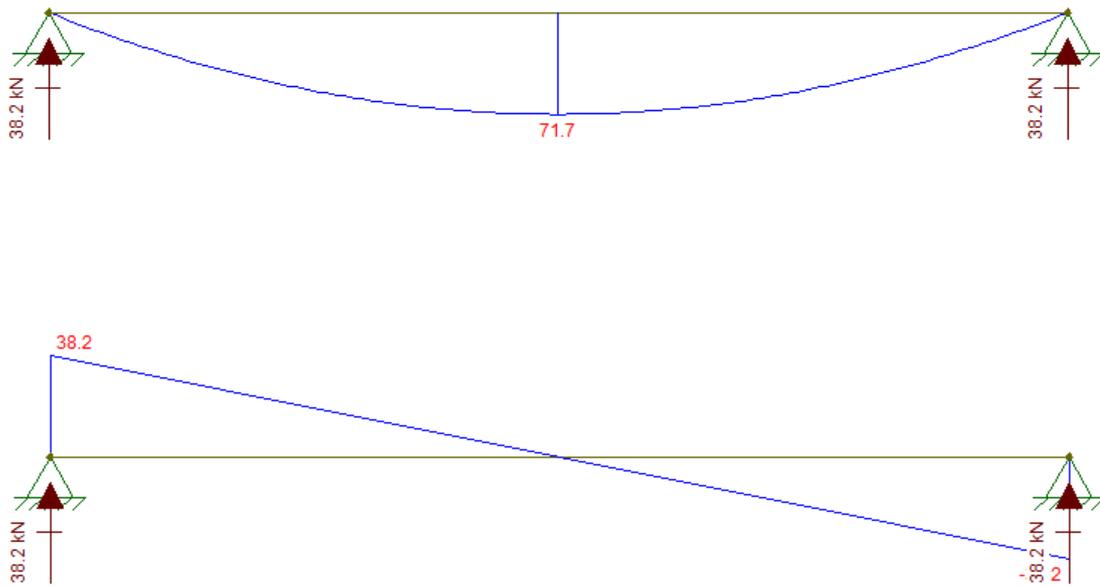


c) Laje “in-loco” (diagrama de carregamento / momento fletor / cortante):

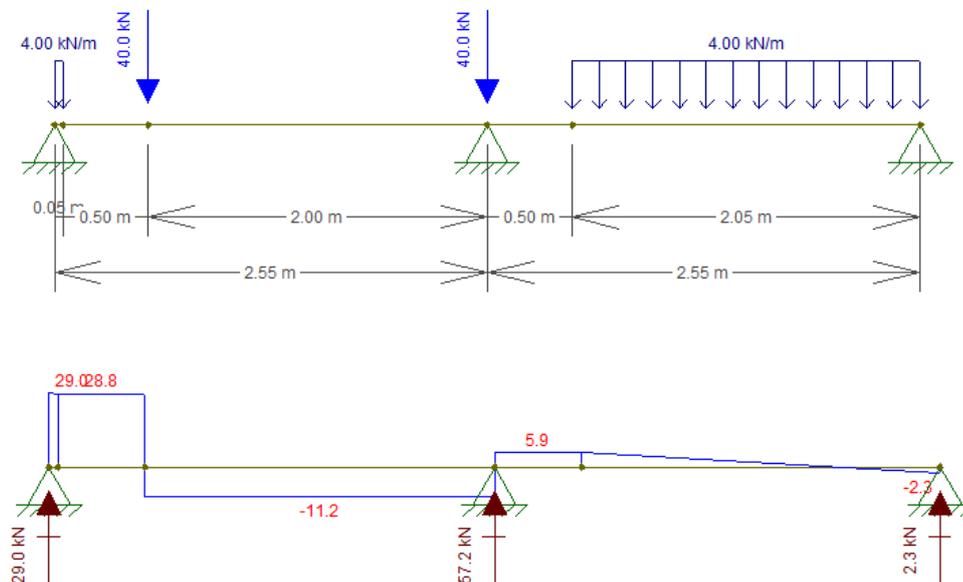


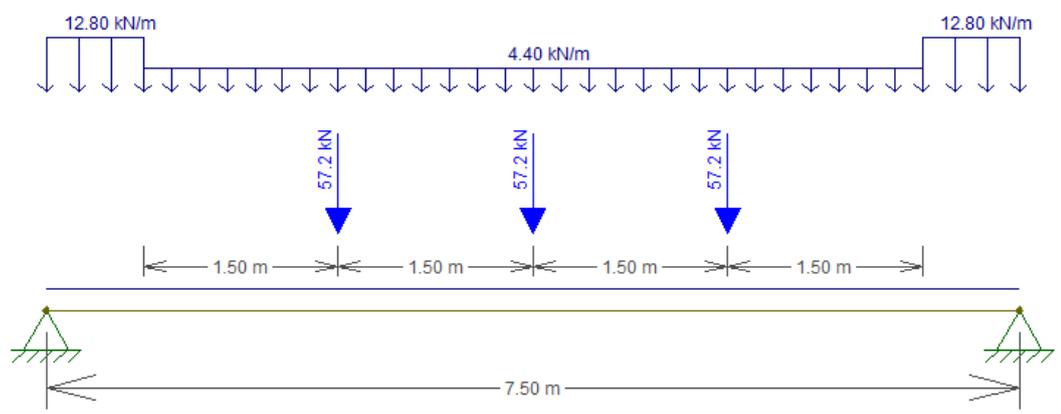
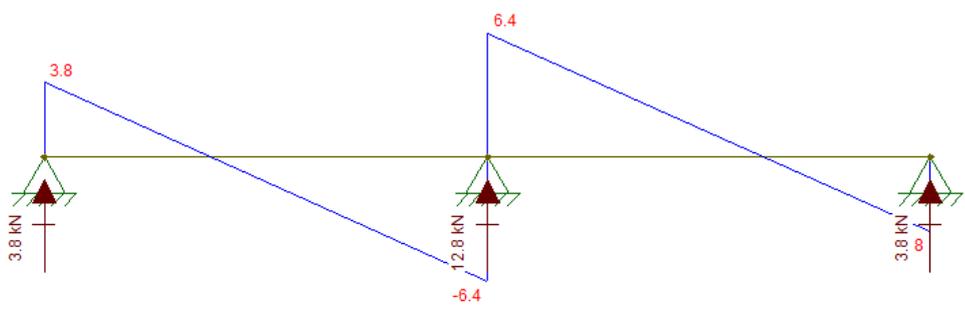
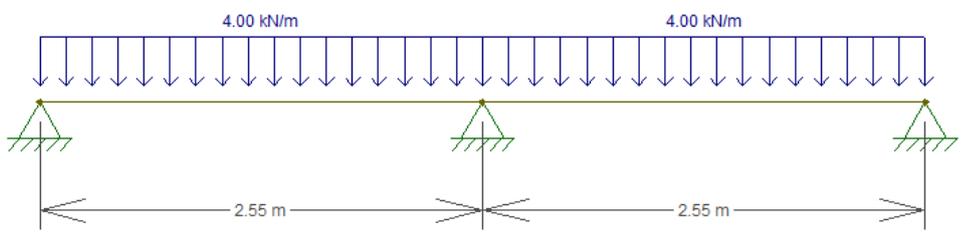
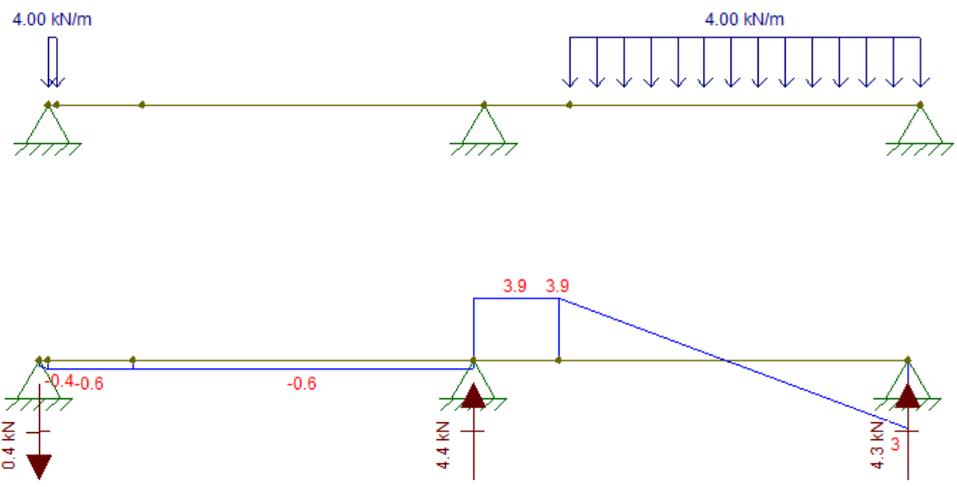
d) Asfalto + recapeamento (diagrama de carregamento / momento fletor / cortante):





e) Trem-tipo (trem-tipo para carregamento máximo na viga / diagrama de carregamento / momento fletor / cortante):

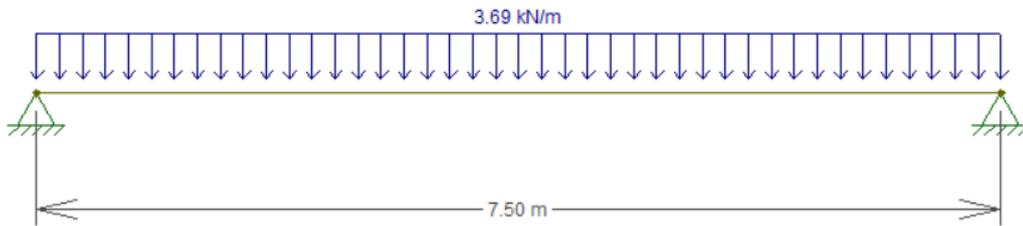


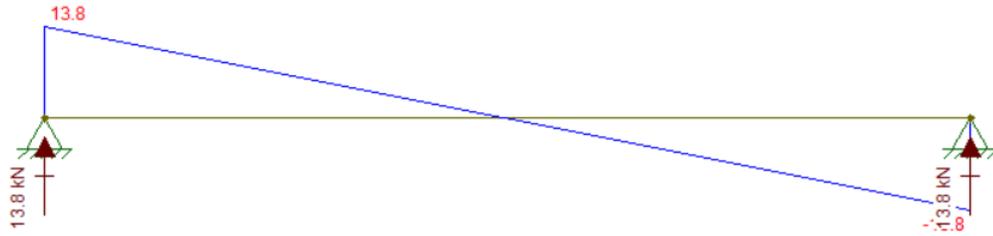




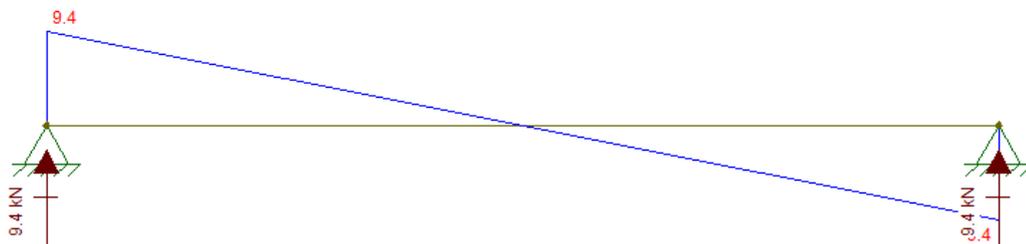
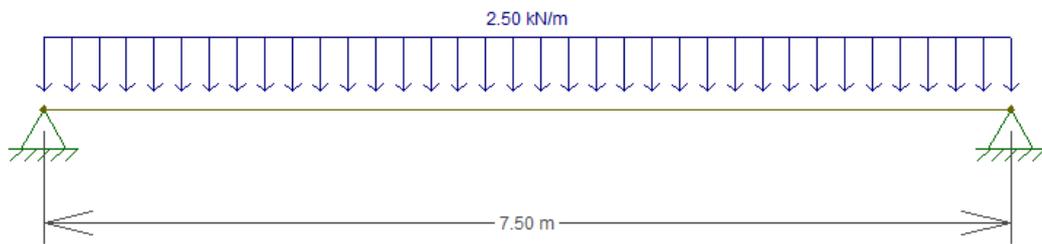
4.7.2.2 Vigas externas

a) **Peso próprio (diagrama de carregamento / momento fletor / cortante):**

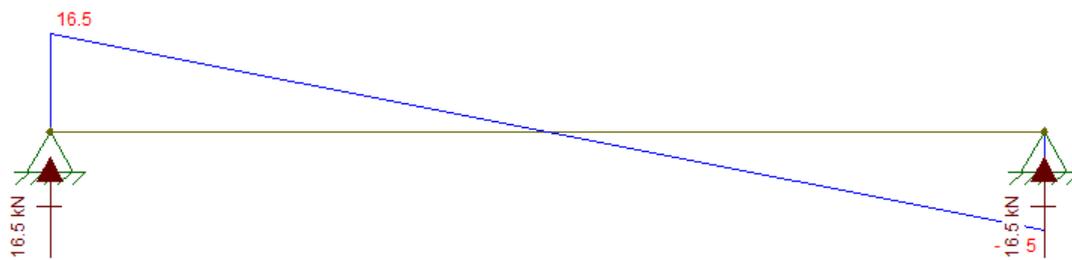
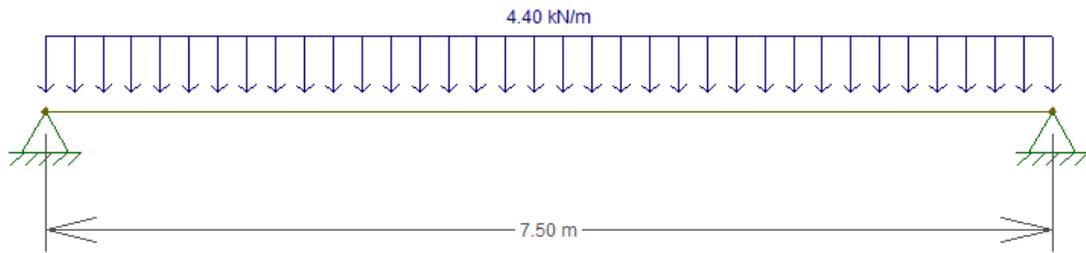




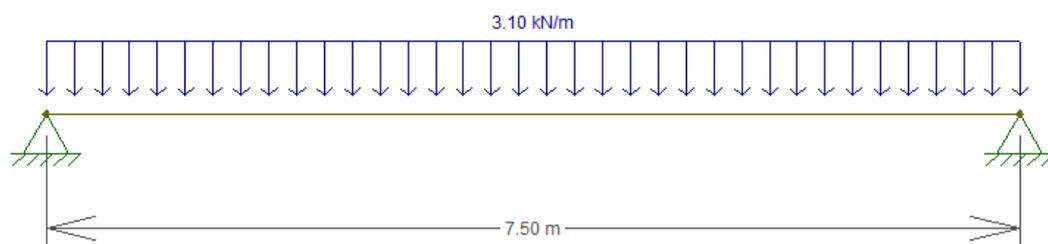
b) Placas de tabuleiro (diagrama de carregamento / momento fletor / cortante):

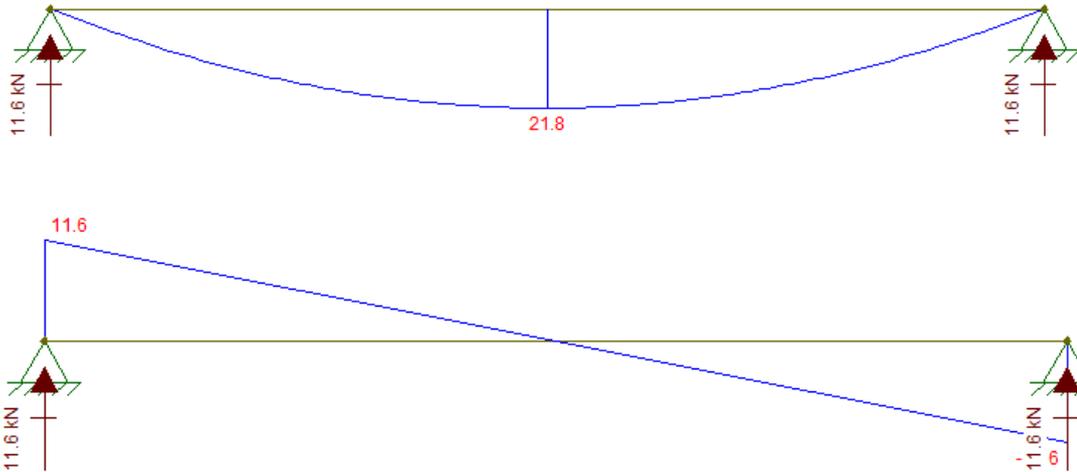


c) Laje “in-loco” (diagrama de carregamento / momento fletor / cortante):

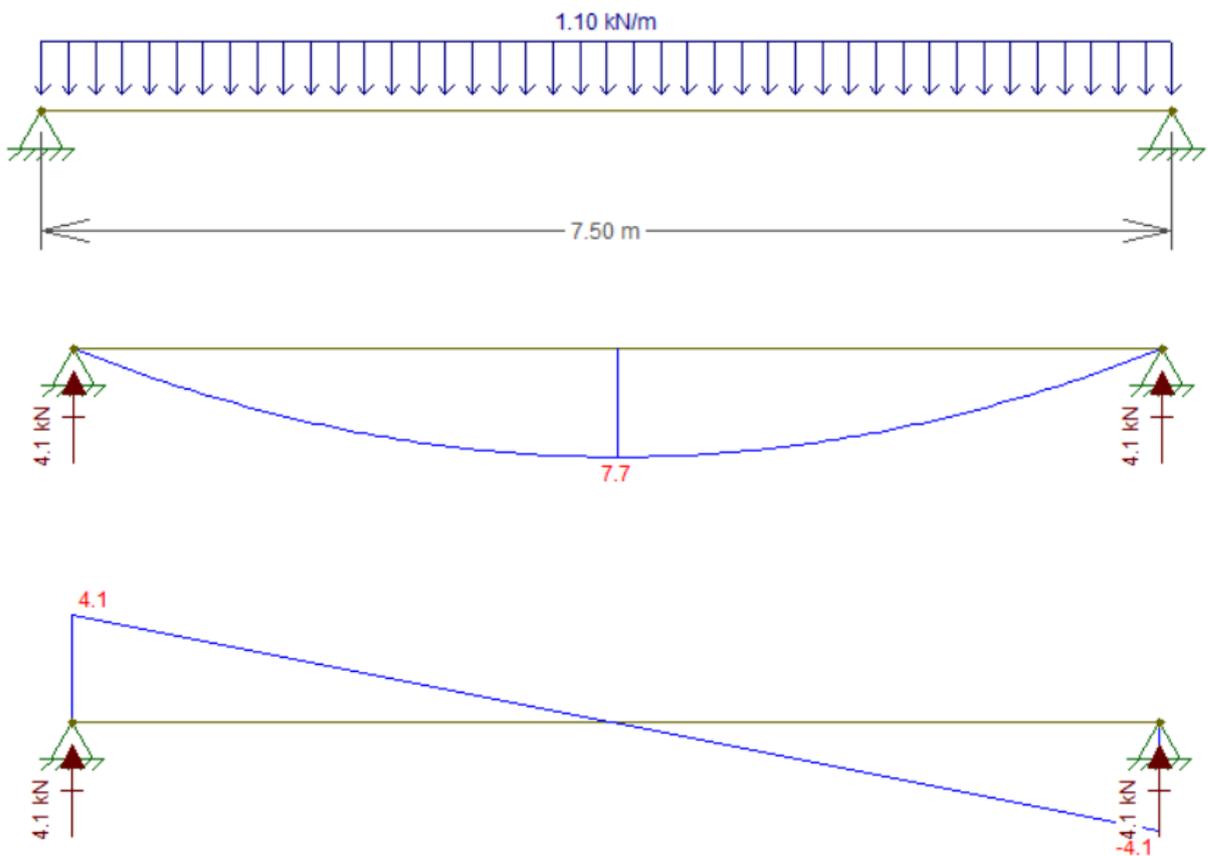


d) Asfalto + recapeamento (diagrama de carregamento / momento fletor / cortante):

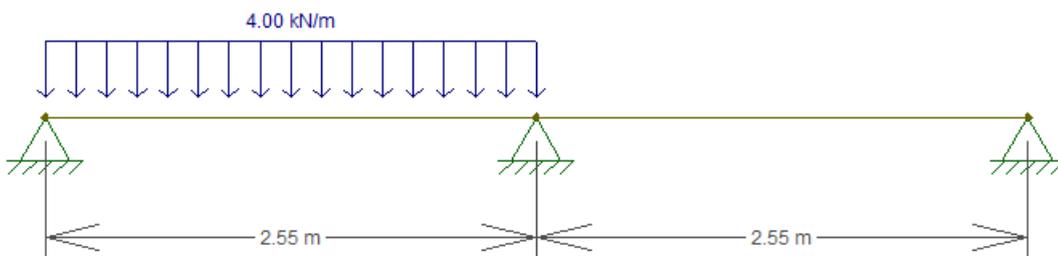
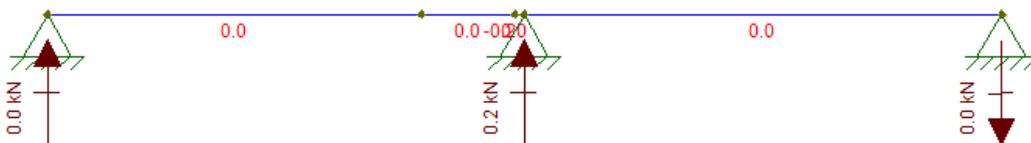
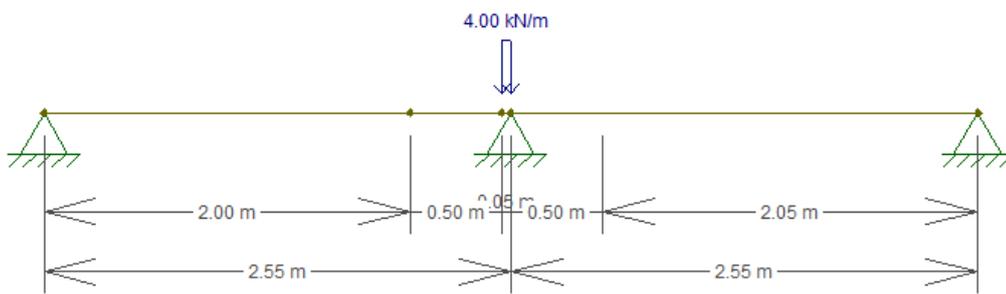
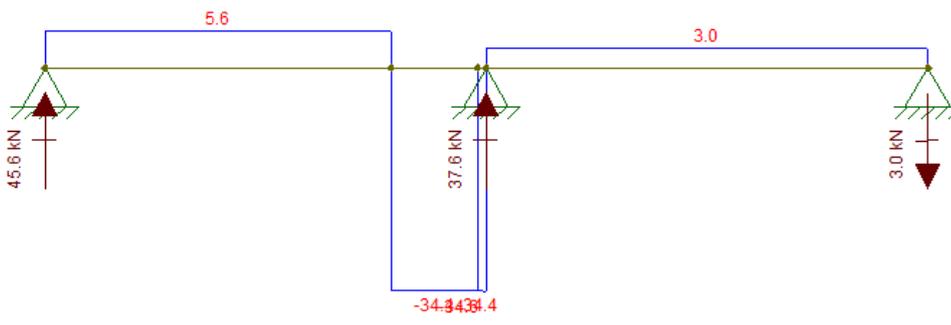
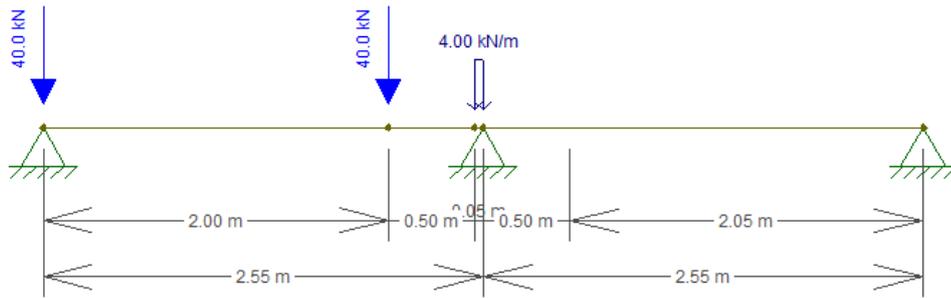


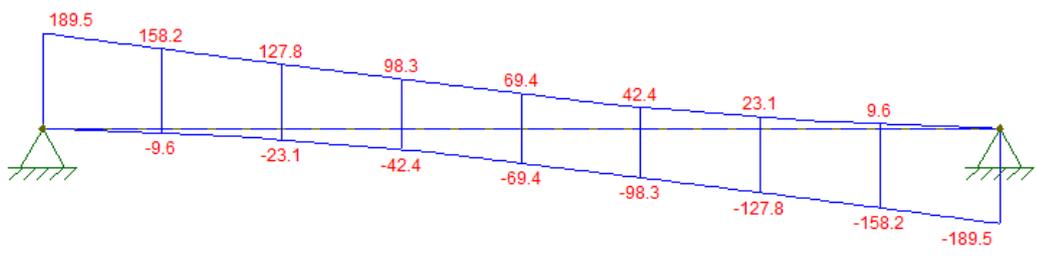
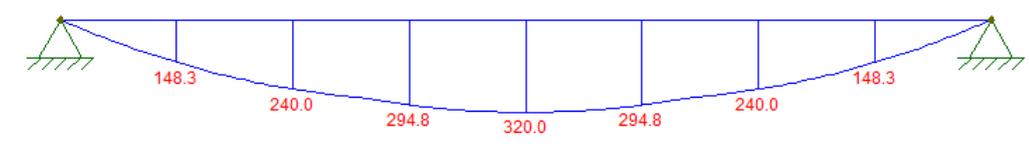
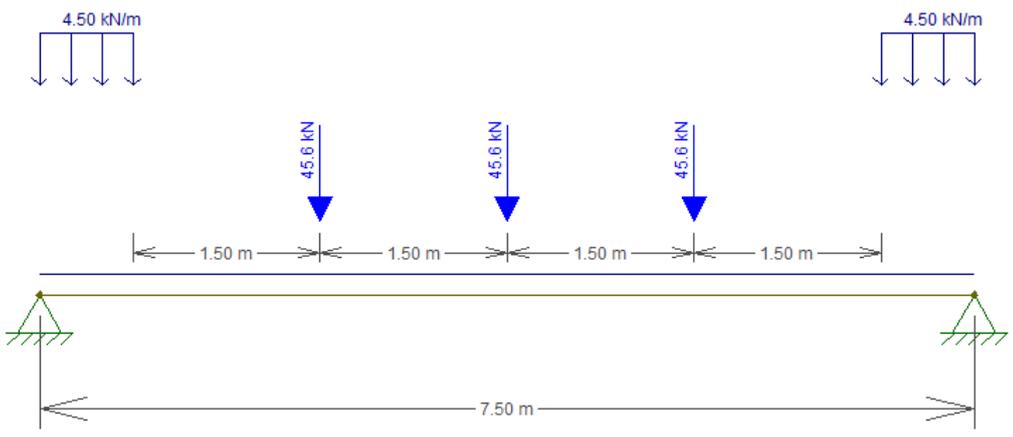
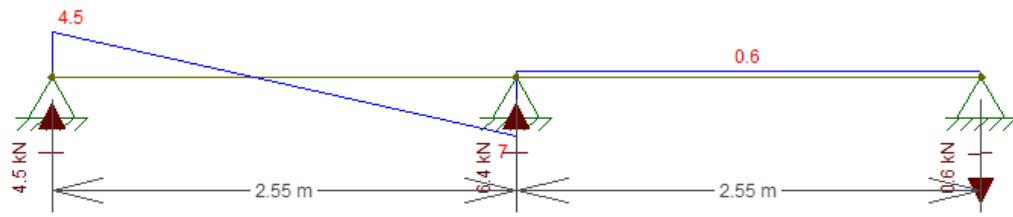


e) Guarda Rodas (diagrama de carregamento / momento fletor / cortante):



f) Trem-tipo (diagrama de carregamento / momento fletor / cortante):





4.8 Dimensionamento das armaduras das placas de tabuleiro

4.8.1 Armadura Longitudinal

Considerando-se as placas com 50 cm de largura:

Momento positivo máximo de cargas permanentes (M_g) = 3,05 kN.m/m

Momento positivo máximo devido ao trem-tipo (M_q) = 18,25 kN.m/m

Momento negativo máximo de cargas permanentes (M_{g-}) = -1,3 kN.m/m

Momento negativo máximo devido ao trem-tipo (M_{q-}) = -17,35 kN.m/m

Armadura para momento positivo total de 21,6 kN.m:

Dados de entrada		
bw	50	cm
h	22,6	cm
bf	50	cm
hf	22,6	cm
c	2,5	cm
d'	3,63	cm
d''	3,53	cm
d	18,97	cm

Esforços		
Mk	21,6	kN.m

Seção Retangular (T falsa)		
Posição da LN e Domínio		
Md	3024,00	kN.cm
fcd	2,14	kN/cm ²
fyd	43,48	kN/cm ²
λ	0,800	
σ_c	0,850	
a	29,14	
b	-1382,1	
c	3024,00	
x'	45,13	cm
x''	2,30	cm
LN	2,30	cm
β_x	0,121	
Domínio 2!		
Seção Retangular!		

Materiais		
fck	30	MPa
fyk	500	MPa
Es	210000	MPa
Ø As	10,0	mm
Ø As'	8,0	mm
Ø t	6,3	mm

Coeficientes		
γ_f	1,40	
γ_c	1,40	
γ_s	1,15	
$\beta_{x,lim}$	0,45	
LN,lim	8,54	cm

Armaduras		
Armadura Simples!		
M1d	0	kN.cm
M2d	0	kN.cm
fyd'	0,00	kN.cm
As1	0,00	cm ²
As2	0,00	cm ²
As'	0,00	cm ²
As,min	1,70	cm ²
As	3,85	cm ²
As adot.	3,85	cm ²

Ø As	10,0	mm
s	10,4	cm

Armadura secundária = $0,5 * A_{s,min} = 0,5 * 100 * 22,6 * 0,0015 = 1,695 \text{ cm}^2/\text{m}$

Armadura secundária adotada = Ø 6.3mm C/ 15

Armadura para momento negativo total de 18,65 kN.m:

Dados de entrada		
bw	50	cm
h	22,6	cm
bf	50	cm
hf	22,6	cm
c	2,5	cm
d'	3,63	cm
d''	3,53	cm
d	18,97	cm

Esforços		
Mk	18,7	kN.m

Seção Retangular (T falsa)		
Posição da LN e Domínio		
Md	2611,00	kN.cm
fcd	2,14	kN/cm ²
fyd	43,48	kN/cm ²
λ	0,800	
σ_c	0,850	
a	29,14	
b	-1382,1	
c	2611,00	
x'	45,45	cm
x''	1,97	cm
LN	1,97	cm
β_x	0,104	
Domínio 2!		
Seção Retangular!		

Materiais		
fck	30	MPa
fyk	500	MPa
Es	210000	MPa
Ø As	10,0	mm
Ø As'	8,0	mm
Ø t	6,3	mm

Coeficientes		
γ_f	1,40	
γ_c	1,40	
γ_s	1,15	
$\beta_{x,lim}$	0,45	
LN,lim	8,54	cm

Armaduras		
Armadura Simples!		
M1d	0	kN.cm
M2d	0	kN.cm
fyd'	0,00	kN.cm
As1	0,00	cm ²
As2	0,00	cm ²
As'	0,00	cm ²
As,min	1,70	cm ²
As	3,30	cm ²
As adot.	3,30	cm ²

Ø As	10,0	mm
s	12,1	cm

Armadura secundária = $0,5 \cdot A_{s,min} = 0,5 \cdot 100 \cdot 22,6 \cdot 0,0015 = 1,695 \text{ cm}^2/\text{m}$

Armadura secundária adotada = Ø 6.3mm C/ 15

4.8.2 Armadura Transversal

Considerando-se as placas com 50 cm de largura:

Esforço cortante máximo de cargas permanentes no centro (V_g) = 6,3 kN/m

Esforço cortante máximo devido ao trem-tipo no centro (V_q) = 43,3 kN/m

Altura da laje no junto à viga central = 24,6 cm

Esforço cortante máximo de cargas permanentes nas bordas (V_g) = 5,0 kN/m

Esforço cortante máximo devido ao trem-tipo no nas bordas (V_q) = 38,55 kN/m

Altura da laje junto às vigas de borda = 20,6 cm

Verificação da dispensa da armadura transversal junto à viga central para um esforço de 49,6 kN:

Dados de entrada		
bw	50	cm
h	24,6	cm
c	2,5	cm
d'	3,00	cm
d	21,60	cm
As	3,9	cm ²

Materiais		
fck	30	MPa

Coefficientes		
γ_f	1,40	
γ_c	1,40	

Esforço Cortante		
Vk	49,6	kN

τ_{Rd}	0,036	kN/cm ²
ρ_1	0,0036	
k	1,384	
V_{Rd1}	72,76	kN
Vd	69,44	kN
Situação	Dispensa armadura!	

Verificação da dispensa da armadura transversal junto à vigas de borda para um esforço de 43,55 kN:

Dados de entrada		
bw	50	cm
h	20,6	cm
c	2,5	cm
d'	3,00	cm
d	17,60	cm
As	3,9	cm ²

Materiais		
fck	30	MPa

Coefficientes		
γ_f	1,40	
γ_c	1,40	

Esforço Cortante		
Vk	43,55	kN
τ_{Rd}	0,036	kN/cm ²
ρ_1	0,0044	
k	1,424	
V _{Rd1}	62,49	kN
Vd	60,97	kN
Situação	Dispensa armadura!	

4.8.3 Verificação da Fadiga

Tabela 23.2 – Parâmetros para as curvas S-N (Woeller) para os aços dentro do concreto ^a

Armadura passiva, aço CA-50									
Valores de $\Delta f_{sd,fad,mín}$, para 2×10^6 ciclos MPa									
Caso	ϕ mm								Tipo ^b
	10	12,5	16	20	22	25	32	40	
Barras retas ou dobradas com $D \geq 25 \phi$	190	190	190	185	180	175	165	150	T ₁
Barras retas ou dobradas com: $D < 25 \phi$ $D = 5 \phi < 20$ mm $D = 8 \phi \geq 20$ mm	105	105	105	105	100	95	90	85	T ₁
Estribos $D = 3 \phi \leq 10$ mm	85	85	85	–	–	–	–	–	T ₁
Ambiente marinho Classe IV	65	65	65	65	65	65	65	65	T ₄
Barras soldadas (incluindo solda por ponto ou das extremidades) e conectores mecânicos	85	85	85	85	85	85	85	85	T ₄
Armadura ativa									
Caso	Valores de $\Delta f_{pd,fad,mín}$, para 2×10^6 ciclos MPa								
Pré-tração, fio ou cordoalha reto	150								T ₁
Pós-tração, cabos curvos	110								T ₂
Cabos retos	150								T ₁
Conectores mecânicos e ancoragens (caso de cordoalha engraxada)	70								T ₃
^a Admite-se, para certificação de processos produtivos, justificar os valores desta Tabela em ensaios de barras ao ar. A flutuação de tensões deve ser medida a partir da tensão máxima de 80 % da tensão nominal de escoamento e frequente de 5 Hz a 10 Hz. ^b Ver Tabela 23.3.									

a) Armadura positiva:

Esforços			Momento de fissuração			Tensão máx. no concreto no Estádio I			
Mg1 =	3,05	kN.m	$Np_{\infty} =$	0,00	kN	$\sigma_c = \frac{M_{serv}}{I_I} \cdot X :$			
Mq =	18,25	kN.m	$Mp_{\infty} =$	0,00	kN.m				
$\psi_1 =$	0,8		fck =	30	Mpa				
			fct,m =	2,90	Mpa				
Características Geométricas			$M_r = M_{p,100} + W_{inf} \cdot (1,5 \cdot f_{ct,m} + \frac{N_{p,100}}{A})$			Mserv =	17,7	kN.m	
Área =	0,113	m ²		Mr =	18,49	kN.m	I1 =	0,000481	m ⁴
Inércia =	0,000481	m ⁴					x =	0,113	m
ys =	0,113	m		Mserv =	17,7	kN.m	$\sigma_c =$	4147	kN/m ²
yi =	0,113	m					$\sigma_c =$	0,415	kN/cm ²
Ws =	0,0042563	m ³							
Wi =	0,0042563	m ³							
d =	0,196	m							
			Como Mr > Mserv => Estádio I						

Tensão mín. no concreto no Estádio I			Tensão máx. no aço			Tensão mín. no aço		
Mserv =	3,1	kN.m	$\sigma_{s, \text{máx}} = \alpha_e \cdot \sigma_s \cdot \frac{(d - x)}{x}$			x =	0,113	m
I1 =	0,000481	m ⁴				$\sigma_{s, \text{mín}} =$	0,53	kN/cm ²
x =	0,113	m	$\alpha_e = 10 \rightarrow$ NBR 6118:2014 - item 23.5.3					
$\sigma_c =$	717	kN/m ²	x =	0,113	m			
$\sigma_c =$	0,072	kN/cm ²	$\sigma_{s, \text{máx}} =$	3,05	kN/cm ²			
			$\Delta\sigma_s =$	2,52	kN/cm ²			
			$\Delta\sigma_s =$	25,20	Mpa			
			$\Delta f_{pd, \text{fad}, \text{mín}}$ (barras retas $\varnothing 10.0$ mm) =	105	Mpa			

Como $\Delta\sigma_s < \Delta f_{pd, \text{fad}, \text{mín}}$, está atendida a verificação !!

b) Armadura negativa:

Como o momento negativo é menor que o positivo, considera-se também atendida a verificação.

4.9 Dimensionamento das armaduras das vigas longarinas

Com o objetivo de padronizar o detalhamento e produção das vigas pré-fabricadas, optou-se por adotar um detalhamento único para as três vigas, considerando os esforços da viga mais carregada (viga central).

4.9.1 Armadura Longitudinal

Momento positivo máximo de cargas permanentes (Mg) = 202,4 kN.m

Momento positivo máximo devido ao trem-tipo (Mq) = 455 kN.m

Obra:	PONTE VÃO 750 cm	
Nº Projeto:	-	
Pavimento:	-	
Elemento:	VIGAS LONGARINAS	
Data:	30/01/2018	
Tipo da Edificação:	Pontes em Geral	
Tipo de laje:	Treliçada	

DADOS INICIAIS DA VIGA		
Tipo de seção	I	
Comprimento da viga (l)	750	cm
Largura da viga (bw)	15	cm
Altura da viga (h)	65	cm
Altura da pré-laje (h laje)	8	cm
Altura da capa (h capa)	15,7	cm
Altura da capa (para carregamento)	15,7	cm
Comprimento de contato laje/viga	8,75	cm
Posição da viga	Centro	
Utilizar seção composta no cálculo?	Sim	
Considerar mesa T de compressão?	Sim	

ETAPAS DE CARREGAMENTO		
Protensão	1	dias
Peso próprio (g1)	1	dias
Laje (g2)	15	dias
Capa (g3)	30	dias
Alvenaria (g4)	45	dias
Revestimento (g5)	60	dias
Acidental (q)	75	dias

CARREGAMENTOS NA VIGA		
g1: Peso próprio	3,69	kN/m
g2: Pré-laje	5,10	kN/m
g3: Capa	9,80	kN/m
g4: Alvenaria	0,00	kN/m
g5: Revestimento	10,20	kN/m
q: Acidental * Compatível Com Mq	64,71	kN/m
Total	93,50	kN/m

OBSERVAÇÕES
BASEADO NA ENVOLTÓRIA DE CARGAS TEMOS:
MOMENTO MÁXIMO CARGAS PERMANENTES = 202,4 kN.m
MOMENTO MÁXIMO TREM-TIPO = 455 kN.m
CORTANTE MÁXIMO CARGAS PERMANENTES = 107,95 kN.m
CORTANTE MÁXIMO TREM-TIPO = 268,4 kN.m

DADOS DO AÇO		
Aço de Protensão Inferior	CP 190 RB	
E _p (Inferior)	190000	MPa
Aço de Protensão Superior	CP 190 RB	
E _p (Superior)	190000	MPa

DADOS DO CONCRETO		
Tipo do concreto da viga	CP V - ARI	
f _{ck} viga	40	MPa
f _{ctj}	28	MPa
Slump do concreto da viga	15	cm
Tipo do concreto da capa	CP I e CP II	
f _{ck} capa	30	MPa
Slump do concreto da capa	9	cm
Tipo do Agregado do Concreto	Basalto	

LOCAL E TIPO DE PROTENSÃO	
Local (Tab 6 NBR 8681/2003)	5
Tipo de protensão	Limitada

MOMENTOS MÁXIMOS NO CENTRO DO VÃO (Mk)		
Mg1: Peso próprio	25,93	kN.m
Mg2: Laje Alveolar/PI	35,86	kN.m
Mg3: Capa	68,91	kN.m
Mg4: Alvenaria	0,00	kN.m
Mg5: Revestimento	71,72	kN.m
Mq: Acidental	455,00	kN.m
Mk Total	657,41	kN.m

1) Característica Geométricas

a) Seção pré-fabricada

Área:	0,14750	m ²
h:	0,65	m
bf:	0,35	m
hf:	0,10	m
U ar:	2,25	m
y _{cg} :	0,3250	m
Momento de Inércia:	0,00692656	m ⁴
Módulo de Inércia inferior (W _i):	0,0213125	m ³
Módulo de Inércia superior (W _s):	0,0213125	m ³

b) Seção composta

Área:	0,39389	m ²
h:	0,8870	m
bf:	1,450	m
hf:	0,1560	m
U ar:	1,450	m
y _{cg} :	0,6261	m
Momento de Inércia:	0,028975473	m ⁴
Módulo de Inércia inferior (W _i):	0,04628	m ³
Módulo de Inércia superior (W _s):	0,11105	m ³

2) Tensão inicial nos cabos para o caso da pré-tração

Cabos inferiores:

$$\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0,77 f_{ptk} \\ 0,85 f_{pyk} \end{cases}$$

f _{ptk} =	1900	MPa
f _{pyk} =	1710	MPa
0,77 f _{ptk} =	1463,0	MPa
0,85 f _{pyk} =	1453,5	MPa
σ _{pi,inf} =	145,35	kN/cm ²
Alongamento necess. =	7,650	mm/m
Alongamento adot. =	7,650	mm/m
σ _{pi,inf,adot} =	145,35	kN/cm ²

Cabos superiores:

f _{ptk} =	1900	MPa
f _{pyk} =	1710	MPa
0,77 f _{ptk} =	1463,0	MPa
0,85 f _{pyk} =	1453,5	MPa
σ _{pi,sup} =	145,35	kN/cm ²
Alongamento necess. =	7,650	mm/m
Alongamento adot. =	6,800	mm/m
σ _{pi,sup,adot} =	129,20	kN/cm ²

3) Estimativa do número de cabos no tempo infinito (Através da verificação das tensões no centro do vão)

Considerando uma perda nos cabos no tempo infinito de:

Calculada	Adotada
27,30%	27,30%

$\sigma_{p,t=\infty}$: 105,67 kN/cm²

a) Estado Limite de Formação de Fissuras, Combinação Frequente(Ψ1):

$$\sigma_i = \frac{N_p}{A} + \frac{M_p}{W_i} - \frac{M_{g1} + M_{g2} + M_{g3}}{W_i} - \frac{M_{g4} + M_{g5}}{W_{i,comp}} - \frac{\psi_1 \cdot M_q}{W_{i,comp}} \geq f_{ctk,inf}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,21 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

$f_{ctk,inf}$ = 2456 kN/m²

ψ_1 = 0,5 e_p = 0,265 m

A_p = 4,995 cm²

b) Estado Limite de Descompressão, Combinação Quase Permanente(Ψ2):

$$\sigma_i = \frac{N_p}{A} + \frac{M_p}{W_i} - \frac{M_{g1} + M_{g2} + M_{g3}}{W_i} - \frac{M_{g4} + M_{g5}}{W_{i,comp}} - \frac{\psi_2 \cdot M_q}{W_{i,comp}} \geq 0$$

ψ_2 = 0,3

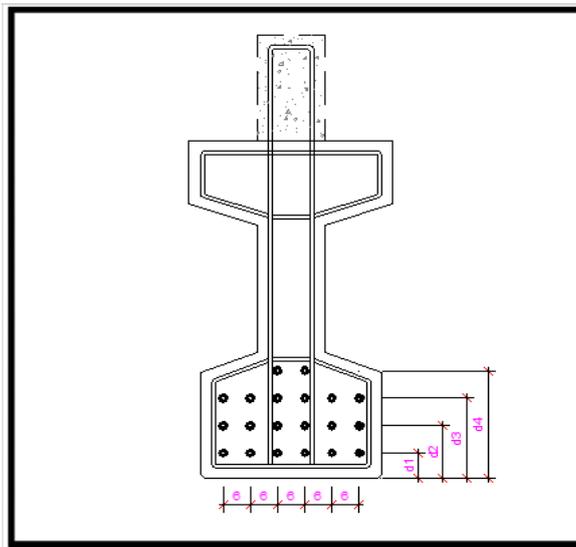
A_p = 5,236 cm²

Serão necessários 3,74 cordoalhas de 15,2mm

Diâmetro: 15,2 mm

Adota-se: 4 cordoalhas de 15,2mm

Área da cordoalha de 152 mm: 1,4 cm²



Linha	Cota	Qtd. cord.
d4	25,50 cm	0
d3	19,00 cm	0
d2	12,50 cm	0
d1	6,00 cm	4

y_{cg} : 6,00 cm

A_p adotada = 5,60 cm²

4) Estimativa do número de cabos superiores no tempo 0

Perda inicial inferior de :

Calculada	Adotada
7,11%	7,11%

Perda inicial superior de :

Calculada	Adotada
1,46%	1,46%

$\sigma_{p,inf.0} = 135,02$ kN/cm²

$\sigma_{p,sup.0} = 127,31$ kN/cm²

$$\sigma_{sup} = \sigma_{p,t=0} \cdot A_p \left(\frac{1}{A} - \frac{e_p}{W_s} \right) + \sigma_{p,t=0} \cdot A'_p \left(\frac{1}{A} + \frac{e'_p}{W_s} \right) + \frac{M_{g1}}{W_s} \geq -1,2 \cdot f_{ct,m}$$

$1,2 \cdot f_{ct,m} = 3320$ kN/m²

Diâmetro: 9,5 mm

$y_{cg} = 6,00$ cm

$A_p \geq -0,11$ cm²

Área da cordoalhas : 0,548 cm²

Necessárias -0,19 cordoalhas de 9,5mm

Adota-se: 0 cordoalhas de 9,5mm

A'_p adotada = 0 cm²

5) Verificação quanto à fissuração no centro do vão no tempo infinito

Perdas nos cabos inferiores:

Calculada	Utilizada
27,30%	27,30%

Perdas nos cabos superiores:

Calculada	Utilizada
18,54%	18,54%

$\sigma_{p,inf.(\infty)} = 105,67$ KN/cm²

$e_p = 0,265$ m

$N_p = 591,77$ KN

$\sigma_{p,sup.(\infty)} = 105,24$ KN/cm²

$e'_p = 0,265$ m

$M_p = 156,82$ KN.m

a) Estado Limite de Formação de Fissuras, Combinação Frequente(Ψ_1):

Limites:

Compressão: 28000 kN/m²

Tração: -2456 kN/m²

1) Borda inferior:

* Situação de momento máximo:

$$\sigma_i = \frac{N_p}{A} + \frac{M_p}{W_i} - \frac{M_{g1} + M_{g2} + M_{g3}}{W_i} - \frac{M_{g4} + M_{g5}}{W_{i,comp}} - \frac{\psi_1 \cdot M_q}{W_{i,comp}}$$

$\sigma_i = -1227,42$ kN/m²

Compressão
Ok!

Tração
Ok!

* Situação de momento mínimo:

$$\sigma_i = \frac{N_p}{A} + \frac{M_p}{W_i} - \frac{M_{g1} + M_{g2} + M_{g3}}{W_i} - \frac{M_{g4} + M_{g5}}{W_{i,comp}}$$

$\sigma_i = 3688,14$ kN/m²

Compressão
Ok!

Tração
Ok!

2) Borda Superior

$y_{ts} = 0,0239$ m

$W_{ts} = 1,2108$ m³

* Situação de momento máximo:

$$\sigma_s = \frac{N_p}{A} - \frac{M_p}{W_s} + \frac{M_{g1} + M_{g2} + M_{g3}}{W_s} + \frac{M_{g4} + M_{g5}}{W_{ts}} + \frac{\psi_1 \cdot M_q}{W_{ts}}$$

$\sigma_s = 3033,31$ kN/m²

Compressão
Ok!

Tração
Ok!

* Situação de momento mínimo:

$$\sigma_s = \frac{N_p}{A} - \frac{M_p}{W_s} + \frac{M_{g1} + M_{g2} + M_{g3}}{W_s} + \frac{M_{g4} + M_{g5}}{W_{ts}}$$

$\sigma_s = 2845,42$ kN/m²

Compressão
Ok!

Tração
Ok!

b) Estado Limite de Descompressão, Combinação Quase Permanente(Ψ_2):

Limites:

Compressão: 28000 kN/m²
Tração: 0 kN/m²

1) **Borda inferior:**

* Situação de momento máximo:

$$\sigma_i = \frac{N_p}{A} + \frac{M_p}{W_i} - \frac{M_{g1} + M_{g2} + M_{g3}}{W_i} - \frac{M_{g4} + M_{g5}}{W_{i,comp}} - \frac{\psi_2 \cdot x M_q}{W_{i,comp}}$$

$\sigma_i = 738,81$ kN/m² Compressão *Ok!* Tração *Ok!*

* Situação de momento mínimo:

$$\sigma_i = \frac{N_p}{A} + \frac{M_p}{W_i} - \frac{M_{g1} + M_{g2} + M_{g3}}{W_i} - \frac{M_{g4} + M_{g5}}{W_{i,comp}}$$

$\sigma_i = 3688,14$ kN/m² Compressão *Ok!* Tração *Ok!*

2) **Borda Superior**

* Situação de momento máximo:

$$\sigma_s = \frac{N_p}{A} - \frac{M_p}{W_s} + \frac{M_{g1} + M_{g2} + M_{g3}}{W_s} + \frac{M_{g4} + M_{g5}}{W_{ts}} + \frac{\psi_2 \cdot x M_q}{W_{ts}}$$

$\sigma_s = 2958,15$ kN/m² Compressão *Ok!* Tração *Ok!*

* Situação de momento mínimo:

$$\sigma_s = \frac{N_p}{A} - \frac{M_p}{W_s} + \frac{M_{g1} + M_{g2} + M_{g3}}{W_s} + \frac{M_{g4} + M_{g5}}{W_{ts}}$$

$\sigma_s = 2845,42$ kN/m² Compressão *Ok!* Tração *Ok!*

6) Comprimento de ancoragem e comprimento de transferência da armadura ativa

$f_{bpd} = \eta_{p1} \cdot \eta_{p2} \cdot f_{ctd}$	$f_{ctd} = \frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ckj}^2}}{1,4}$	$f_{ctd} = 0,13831$ kN/cm ²
		$\eta_1 = 1,2$
		$\eta_2 = 1,0$
$l_{bpt,inf} = \frac{3,5 \cdot \phi \cdot \sigma_{pi,inf}}{36 \cdot f_{bpd}}$	$l_{bpt,sup} = \frac{3,5 \cdot \phi \cdot \sigma_{pi,sup}}{36 \cdot f_{bpd}}$	$f_{bpd} = 0,1660$ kN/cm ²
$l_{bpt,inf} = 150,3$ cm	$l_{bpt,sup} = 99,6$ cm	Desprotensão : Não Gradual

Distância da extremidade da peça em que se pode considerar todo o esforço de protensão (Distância de regularização):

$$\ell_p = \sqrt{h^2 + (0,6 \cdot \ell_{bpt})^2} \geq \ell_{bpt}$$

$l_{p,sup} = 0,996$ m
 $l_{p,inf} = 1,503$ m

7) Verificação da ruptura no tempo zero (verificação da ruptura simplificada)

Momento em vigésimo de vão: $M_s = \frac{plx_s}{2} - \frac{px_s^2}{2}$

Seção	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10
x_s (m)	0,38	0,75	1,13	1,40	2,01	2,25	2,63	3,00	3,38	3,75
M_s (KN.m)	4,93	9,33	13,22	15,75	20,35	21,78	23,59	24,89	25,67	25,93
$\sigma_{pi,inf}$	36,27	72,54	108,81	135,41	145,35	145,35	145,35	145,35	145,35	145,35
$\sigma_{pi,sup}$	48,63	97,26	129,20	129,20	129,20	129,20	129,20	129,20	129,20	129,20
Perdas inf.	3,60%	4,80%	6,01%	6,90%	7,18%	7,16%	7,14%	7,12%	7,11%	7,11%
Perdas sup.	1,98%	1,76%	1,54%	1,38%	1,37%	1,39%	1,42%	1,44%	1,46%	1,46%
$\sigma_{pi,inf}$	140,11	138,37	136,61	135,32	134,91	134,94	134,97	135,00	135,02	135,02
$\sigma_{pi,sup}$	126,65	126,92	127,21	127,42	127,43	127,40	127,36	127,34	127,32	127,31

Perdas iniciais inferiores:	Calculada	Utilizada	Perdas iniciais superiores:	Calculada	Utilizada
	7,11%	7,11%		1,46%	1,46%
$\sigma_{pi,inf}$ =	135,02	kN/cm ²	ep =	0,2650	m
$\sigma_{pi,sup}$ =	143,23	kN/cm ²	ep' =	0,2650	m
			Np =	756,12	kN
			Mp =	200,37	kN.m

Borda Inferior:

$$\sigma_i = \frac{N_p}{A} + \frac{M_p}{W_i} - \frac{M_s}{W_i}$$

Borda Superior:

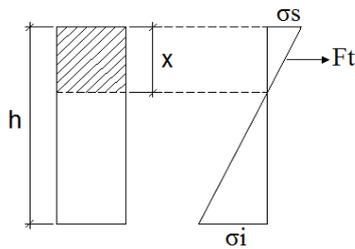
$$\sigma_s = \frac{N_p}{A} - \frac{M_p}{W_s} + \frac{M_s}{W_s}$$

Limites:

Compressão: **19600** kN/m²
 Tração: **-3320** kN/m²

Seção	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10
x_s	0,38 m	0,75 m	1,13 m	1,40 m	2,01 m	2,25 m	2,63 m	3,00 m	3,38 m	3,75 m
$\sigma_{pi,inf,Idia}$	34,97	69,06	102,27	126,07	134,91	134,94	134,97	135,00	135,02	135,02
$\sigma_{pi,sup,Idia}$	47,67	95,55	127,21	127,42	127,43	127,40	127,36	127,34	127,32	127,31
N_p (kN)	195,8	386,7	572,7	706,0	755,5	755,6	755,9	756,0	756,1	756,1
$M_{p,inf}$ (kN.m)	51,9	102,5	151,8	187,1	200,2	200,2	200,3	200,3	200,4	200,4
$M_{p,sup}$ (kN.m)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Verificação das Tensões										
σ_s (KN/m ²)	-876,0	-1748,7	-2618,0	-3253,0	-3317,1	-3250,8	-3166,8	-3106,8	-3070,8	-3058,8
Tração	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!
Compressão	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!
σ_i (KN/m ²)	3907,2	7735,6	11484,2	14182,0	15012,6	14948,7	14868,0	14810,3	14775,7	14764,1
Tração	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!
Compressão	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!

9) Armadura passiva para controlar a fissuração na borda superior



σ_s = 3317 kN/m²
 σ_i = 15013 kN/m²
 h vazio = 0,65 m
 x = 0,1176 m
 b superior = 0,35 m
 Área = 0,0206
 Ft = 68,3 kN
 Tensão no aço = 25,0 kN/cm²
 A's = 2,73 cm²

bitola adotada: 10,0 mm
 barras necessárias: 3,48
 barras adotadas: 4
 A's efetivo: 3,14 cm²

9) Verificação das tensões em qualquer seção do vão no tempo infinito

g1+g2+g3 : 18,59 kN/m
 g4+g5 : 10,20 kN/m
 q : 64,71 kN/m

Distância	0,38 m	0,75 m	1,13 m	1,30 m	2,01 m	2,01 m	2,01 m	2,59 m	2,88 m	3,75 m
Seção	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
M ₁ (KN.m)	24,8	47,0	66,7	74,9	102,6	102,6	102,7	118,2	123,7	130,7
M ₂ (KN.m)	13,6	25,8	36,6	41,1	56,3	56,3	56,4	64,9	67,9	71,7
M ₃ (KN.m)	86,5	163,8	232,1	260,8	357,0	357,0	357,5	411,7	430,6	455,0
Perdas inf.	30,57%	30,19%	29,95%	29,89%	28,83%	28,83%	28,82%	27,98%	27,68%	27,30%
σ _{p,inf,(ε)}	100,92	101,47	101,82	101,91	103,45	103,45	103,46	104,69	105,12	105,67
Perdas sup.	17,30%	17,46%	17,56%	17,60%	17,99%	17,99%	17,99%	18,30%	18,41%	18,54%
σ _{p,sup,(ε)}	106,85	106,65	106,51	106,46	105,96	105,96	105,95	105,56	105,42	105,24
N _p (kN)	141,0	283,6	426,8	493,7	579,3	579,3	579,4	586,2	588,7	591,8
M _p (kN.m)	37,4	75,2	113,1	130,8	153,5	153,5	153,5	155,4	156,0	156,8

- COMBINAÇÃO FREQUÊNTE (kN/m²)

* Situação de Momento Máximo:

x _s =	0,38 m	0,75 m	1,13 m	1,30 m	2,01 m	2,01 m	2,01 m	2,59 m	2,88 m	3,75 m	
	415	693	840	865	1730	1730	1737	2457	2709	3033	-Limite tração: -2456
											
	316	914	1777	2265	1245	1245	1233	-134	-612	-1227	Limite comp.: 28000

* Situação de momento Mínimo:

	379	625	744	757	1583	1583	1589	2287	2531	2845	-Limite tração: -2456
											
	1250	2683	4284	5083	5102	5102	5096	4314	4040	3688	Limite comp.: 28000

- COMBINAÇÃO QUASE PERMANENTE (kN/m²)

* Situação de Momento Máximo:

x _s =	0,38 m	0,75 m	1,13 m	1,30 m	2,01 m	2,01 m	2,01 m	2,59 m	2,88 m	3,75 m	
	400	666	802	822	1671	1671	1678	2389	2638	2958	Limite tração: -0
											
	690	1622	2779	3392	2788	2788	2778	1645	1249	739	Limite comp.: 28000

* Situação de momento Mínimo:

	379	625	744	757	1583	1583	1589	2287	2531	2845	Limite tração: -0
											
	1250	2683	4284	5083	5102	5102	5096	4314	4040	3688	Limite comp.: 28000

1) Verificação do Estado Limite Último (ELU)

MOMENTOS DE CÁLCULO (M_d)					
Parcela de momento	M_k	γ_f	M_d		
Mg1: Peso próprio	25,93	1,35	35,00	✓	kN.m
Mg2: Laje Alveolar/PI	35,86	1,40	50,20	✓	kN.m
Mg3: Capa	68,91	1,35	93,02	✓	kN.m
Mg4: Alvenaria	0,00	1,35	0,00	✓	kN.m
Mg5: Revestimento	71,72	1,35	96,82	✓	kN.m
Mq: Acidental	455,00	1,50	682,50	✓	kN.m

A) Verificação do ELU da viga pré-fabricada na fase 3 de carregamento (Mg1+Mg2+Mg3):

- Momento de cálculo (M_d):

$$M_d = 178,23 \text{ KN.m}$$

1) Supondo que a linha neutra está passando na região da mesa (caso de vigas T, L ou I), temos:

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$f_{cd} = f_{ck}/1,4 = 28,571 \text{ MPa}$$

$$KMD = 0,0512$$

$$KX = 0,0777$$

$$f_{cd} = 28,571 \text{ MPa}$$

$$KZ = 0,9689$$

$$\epsilon_s = 10,00 \text{ ‰}$$

$$b_f = 0,35 \text{ m}$$

$$d = 0,5900 \text{ m}$$

$$x = 4,58 \text{ cm}$$

$$h_f = 10,0 \text{ cm}$$

Ok! Linha neutra está passando na mesa!

TABELA 3.7 - TENSÃO NO AÇO σ_{sd} (MPa) (adaptado de VASCONCELOS)

ϵ (‰)	5,25	6,794	7,438	8,167	9,000	9,962	10,00	12,50	15,00	17,5
CP175	1025	1264	1316	1344	1365	1368	1368	1378	1388	1397
CP190	1025	1314	1411	1459	1482	1486	1486	1496	1507	1517
ϵ (‰)	20,00	22,50	25,00	27,5	30,00	32,50	35,00	37,50	40,00	
CP175	1407	1416	1426	1436	1445	1455	1464	1474	1484	
CP190	1527	1538	1548	1559	1569	1579	1590	1600	1611	

$$\sigma_{p,inf}(\omega) = 1056,72 \text{ MPa}$$

$$\epsilon(\text{‰}) = 5,42 \text{ ‰}$$

$$\epsilon_p(\text{‰}) = 15,42 \text{ ‰}$$

$$\sigma_{sd} = 1508,68 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{s,i}(\text{‰}) = 15,00 \text{ ‰}$$

$$\sigma_{sd,i} = 1507,00 \text{ MPa}$$

$$A_p = 2,07 \text{ cm}^2$$

$$\epsilon_{s,f}(\text{‰}) = 17,50 \text{ ‰}$$

$$\sigma_{sd,f} = 1517,00 \text{ MPa}$$

Ok! Armadura ativa atende o ELU!

B) Verificação do ELU da viga com seção composta na fase 6 de carregamento (Mg1+Mg2+Mg3+Mg4+Mg5+Mq):

- Momento de cálculo (Md):

$$Md = 957,55 \text{ KN.m}$$

1) Supondo que a linha neutra está passando na capa (seção retangular), temos:

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$f_{cd} = f_{ck}/1,4$ $bf = 1,45 \text{ m}$
 $f_{cd} = 21,43 \text{ MPa}$ $d = 0,8270 \text{ m}$
 $KMD = 0,0451$ $Kz = 0,9728$ $x = 5,63 \text{ cm}$
 $Kx = 0,0681$ $Es = 10,00 \text{ ‰}$ $h \text{ capa (hf)} = 15,60 \text{ cm}$

TABELA 3.7 - TENSÃO NO AÇO σ_{sd} (MPa) (adaptado de VASCONCELOS)

ε (‰)	5,25	6,794	7,438	8,167	9,000	9,962	10,00	12,50	15,00	17,5
CP175	1025	1264	1316	1344	1365	1368	1368	1378	1388	1397
CP190	1025	1314	1411	1459	1482	1486	1486	1496	1507	1517

ε (‰)	20,00	22,50	25,00	27,5	30,00	32,50	35,00	37,50	40,00
CP175	1407	1416	1426	1436	1445	1455	1464	1474	1484
CP190	1527	1538	1548	1559	1569	1579	1590	1600	1611

$\sigma_{p,inf}(x) = 1056,72 \text{ MPa}$ ε_i (‰) = 15,00 ‰ ε_f (‰) = 17,50 ‰
 ε (‰) = 5,42 ‰ $\sigma_{sd,i} = 1507,00 \text{ Mpa}$ $\sigma_{sd,f} = 1517,00 \text{ MPa}$
 ε_p (‰) = 15,42 ‰
 $\sigma_{sd} = 1508,68 \text{ MPa}$ **Ap = 7,89 cm²** **Armadura passiva necessária = 7,94 cm²**

4.9.2 Armadura Transversal

Esforço cortante máximo de cargas permanentes (Vg) = 107,95 kN

Esforço cortante máximo devido ao trem-tipo (Vq) = 268,4 kN

1) Armadura de cisalhamento (Modelo de Cálculo II - NBR 6118/2014):

ESFORÇOS CORTANTES MÁXIMOS EM CADA FASE DE CARREGAMENTO						
Parcela	p (kN/m)	Vão (m)	V _k (kN)	γ _f	V _d (kN)	
g1: Peso próprio	3,69	7,5	13,83	1,35	18,67	kN.m
g2: Laje Alveolar/PI	5,10	7,5	19,13	1,40	26,78	kN.m
g3: Capa	9,80	7,5	36,75	1,35	49,61	kN.m
g4: Alvenaria	0,00	7,5	0,00	1,35	0,00	kN.m
g5: Revestimento	10,20	7,5	38,25	1,35	51,64	kN.m
q: Acidental	71,57	7,5	268,40	1,50	402,60	kN.m
			376,35			

Consideração:

1) Verificação do esforço resistido pela biela comprimida (V_{Rd2}):

θ = °
 α = °
 f_{ck} = MPa
 f_{cd} = 28571,4 kN/m²
 d = m
 b = m
 α_{v2} = 0,84

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$$

$$V_{Rd2} = 0,54 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \text{sen}^2 \theta \cdot (\cot \alpha + \cot \theta)$$

V_{Rd2} = kN

V_{sd} = kN

Como V_{sd} < V_{Rd2}, não há perigo de esmagamento da biela!

2) Dimensionamento da armadura transversal na seção d/2:

θ = °
 f_{yk} = Mpa
 γ_s =
 f_{cd} = 1754,41 kN/m²
 V_{c0} = 95,84 kN
 V_{cl} = 13,84 kN
 σ_{p,inf,∞} = 100,79 kN/cm²
 σ_{p,sup,∞} = 106,90 kN/cm²
 l_{p,inf} = 1,503 m
 l_{p,sup} = 0,996 m
 x = d/2 = 0,3035 m

σ_{p,inf,∞,d/2} = 20,36 kN/cm²
 σ_{p,sup,∞,d/2} = 32,56 kN/cm²
 A_p = 5,60 cm²
 A_p = 0 cm²
 e_p = 0,2650 m
 e'_p = 0,265 m
 N_{p,∞,d/2} = 113,99 kN
 M_{p,∞,d/2} = 30,21 kN.m
 W_i = 0,02131 m³
 A = 0,1475 m²
 M₀ = 42,01 kN.m

M_{sd,(d/2)} = 159,96 kN.m
 V_c = 17,47 kN
 V_{sd,(d/2)} = 504,84 kN
 V_{sw} = 487,37 kN
 f_{ywd} = 43,48 kN/m²
 A_{sw} = 20,519 cm²/m
 ramos =
 A_{sw} = 10,259 cm²/m
 φ = mm
 s = cm
 s_{adot} = cm

3) Dimensionamento da armadura transversal em qualquer seção ao longo da viga:

x = m
 f_{cd} = 1754,41 kN/m²
 V_{c0} = 95,84 kN
 V_{cl} = 51,82 kN
 σ_{p,inf,∞} = 103,15 kN/cm²
 σ_{p,sup,∞} = 106,05 kN/cm²
 l_{p,inf} = 1,503 m
 l_{p,sup} = 0,996 m
 σ_{p,inf,∞,x} = 103,15 kN/cm²
 σ_{p,sup,∞,x} = 202,24 kN/cm²

A_p = 5,60 cm²
 A_p = 0 cm²
 e_p = 0,2650 m
 e'_p = 0,265 m
 N_{p,∞,d/2} = 577,67 kN
 M_{p,∞,d/2} = 153,08 kN.m
 W_i = 0,02131 m³
 A = 0,1475 m²
 M₀ = 212,89 kN.m
 M_{sd,(d/2)} = 779,26 kN.m

V_c = 65,98 kN
 V_{sd} = 270,98 kN
 V_{sw} = 205,00 kN
 f_{ywd} = 43,48 kN/m²
 A_{sw} = 8,631 cm²/m
 ramos =
 A_{sw} = 4,315 cm²/m
 φ = mm
 s = cm
 s_{adot} = cm

4) Armadura mínima:

f_{ctm} = 3,51 MPa
 f_{ywk} = 500 MPa
 A_{sw,min} ≥ 2,105 cm²/m
 ramos =
 A_{sw} = 1,053 cm²/m
 φ = mm
 s = cm

d) Espaçamento máximo entre estribos:

0,67 · V_{Rd2} = 395,30 kN
 V_{sd} = 549,29 kN
 0,6 · d = 36,42 cm
 0,3 · d = 18,21 cm
 s_{máx} = cm
 s_{adot} = cm

4.9.3 Verificação da Fadiga

1) Verificação da Fadiga na Armadura - Flexão									
Esforços			Momento de fissuração			Tensão máx. no concreto no Estádio I			
Mg1 =	202,41	kN.m	Np∞ =	591,77	kN	$\sigma_c = \frac{M_{serv}}{I_I} \cdot X :$			
Mq =	455,00	kN.m	Mp∞ =	156,82	kN.m				
ψ1 =	0,5		fck =	40	Mpa	Mserv = 429,9 kN.m l1 = 0,0289755 m ⁴ x = 0,179 m σc = 2662 kN/m ² σc = 0,266 kN/cm ²			
Características Geométricas			fct,m =	3,51	Mpa				
Área =	0,3938875	m ²	$M_r = M_{p,100} + W_{inf} \cdot (1,5 \cdot f_{ct,m} + \frac{N_{p,100}}{A})$						
Inércia =	0,0289755	m ⁴	Mr =	469,94	kN.m				
ys =	0,179	m	Mserv =	429,9	kN.m				
yi =	0,626	m	Como Mr > Mserv => Estádio I						
Ws =	0,1614853	m ³							
Wi =	0,0462816	m ³							
d =	0,827	m							
Tensão mín. no concreto no Estádio I			Tensão máx. no aço			Tensão mín. no aço			
Mserv =	202,4	kN.m	$\sigma_{s,máx} = \alpha_e \cdot \sigma_c \cdot \frac{(d-x)}{x}$			x = 0,179 m σs,mín = 4,52 kN/cm ²			
l1 =	0,0289755	m ⁴	$\alpha_e = 10 \rightarrow \text{NBR 6118: 2014 - item 23.5.3}$						
x =	0,179	m	x =	0,179	m				
σc =	1253	kN/m ²	σs,máx =	9,61	kN/cm ²				
σc =	0,125	kN/cm ²	Δσs =	5,08	kN/cm ²				
			Δσs =	50,84	Mpa				
			Δf _{pd,fad,min} (Pré-tração) =	150	Mpa				
Como Δσs < Δf_{pd,fad,min}, está atendida a verificação !!									
2) Verificação da Fadiga na Armadura - Cisalhamento									
Armadura adotada inicialmente			Tensão máx. no aço			Tensão mín. no aço			
∅	10,0	c/ 7,0	$\sigma_{sw,máx} = \frac{V - 0,5 \cdot V_c}{A_{sw/s} \cdot 0,9 \cdot d}$			Vserv = 107,95313 kN σs,mín = 2,55 kN/cm ² σs,mín = 2,55 kN/cm ²			
ramos	2								
Asw/s =	22,44	cm ² /m							
Esforço atuante									
Vg1 =	107,95	kN	fctd	0,1754	kN/cm ²				
Vq =	268,40	kN	b =	15,0	cm				
ψ1 =	0,5		d =	82,7	cm				
Vserv =	242,15313	kN	Vc =	130,58	kN				
			σs,máx =	10,59	kN/cm ²				
			Δσs =	8,03	kN/cm ²				
			Δσs =	80,35	Mpa				
			Δf _{pd,fad,min} (∅ 10.0 mm) =	85	Mpa				
Como Δσs < Δf_{pd,fad,min}, está atendida a verificação !!									

4.9.4 Armaduras e Verificações complementares

2) Armaduras junto aos apoios:

1) Apoios sem recorte:

a) Armadura do tirante:

Tipo de apoio = **c**
 H_d real = **0,0** kN
 H_d estimado = 87,89 kN
 H_d adotado = 87,89 kN
 V_{sd} = 549,29 kN
 A_{sd} = 12,55 cm²
 ϕ = **20,0** mm
 n = 4,00 barras

b) Armadura de costura:

$A_{sh} = A_{sv}$ = 1,58 cm²
 $2d/3$ = 40,5 cm
 ϕA_{sh} = **8,0** mm
 n = 4,00 barras
 s = 10,12 cm

ramos A_{sv} = **2** ramos
 ϕA_{sv} = **10,0** mm
 n = 2,00 barras
 s = 20,23 cm

c) Comprimento de ancoragem:

c.1) Armadura do tirante:

tipo barras = **nervurada**
 região de aderência = **boa**
 η_1 = 2,25
 η_2 = 1,00
 η_3 = 1,00
 f_{ctd} = 0,1754 kN/cm²
 f_{bd} = 0,3947 kN/cm²
 $l_{b,tirante}$ = 55,07 cm
 $2.l_{b,tirante}$ = **110,14** cm

c.2) Armadura de costura:

tipo barras = **nervurada**
 região de aderência = **boa**
 η_1 = 2,25
 η_2 = 1,00
 η_3 = 1,00
 f_{ctd} = 0,1754 kN/cm²
 f_{bd} = 0,3947 kN/cm²
 $l_{b,costura}$ = 27,54 cm
 $2.l_{b,costura}$ = **55,07** cm

3) Verificação da tensão de aderência entre a capa e a sação pré-fabricada:

ϕ estribo capa = **10,0** mm
 n = **2** ramos
 A_s = 1,57 cm²
 $b=b_c$ = **15** cm
 s = **18** cm
 $A_s/(b.s)$ = 0,5818 %
 β_s = 0,900
 β_c = 0,600
 $f_{ct,capa}$ = 30 MPa
 f_{ctd} = 1448,2 kN/m²
 a_v = 3,75 m
 M_d = 957,55 kN.m
 KZ = 0,9728
 d = 0,827 m
 F_{md} = 1190,3 kN

$\tau_{sd,lim,1}$ = 3145,46 kN/m²
 $\tau_{sd,lim,2}$ = 5357,14 kN/m²
 τ_{sd} = 2116,08 kN/m²

Tabela 10 – Valores dos coeficientes β_s e β_c

A_s/b_s %	β_s	β_c
$\leq 0,2$	0	0,3
$\geq 0,5$	0,9	0,6

$F_{md} = \frac{M_d}{KZ \cdot d}$

$\tau_{sd} \leq \beta_s \cdot \frac{f_{yd} \cdot A_s}{b \cdot s} + \beta_c \cdot f_{ctd} < 0,25 \cdot f_{ctd}$

$\tau_{sd} = \frac{F_{md}}{a_v \cdot b}$

Tensão de aderência dentro do limite. Pode-se considerar a seção monolítica!

4.10 Reações máximas na cortina

a) Na viga central:

$$V_{k,máx, permanente} = 10,8 \text{ tf}$$

$$V_{k,máx, acidental} = 26,9 \text{ tf}$$

$$V_{k,máx, total} = 37,7 \text{ tf}$$

b) Nas duas vigas de extremidade:

$$V_{k,máx, permanente} = 6,0 \text{ tf}$$

$$V_{k,máx, acidental} = 19,0 \text{ tf}$$

$$V_{k,máx, total} = 25,0 \text{ tf}$$

4.11 Verificação dos Aparelhos de apoio

Considerados aparelhos de apoio simples shoreA 70, com dimensões:

$$a = 20 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$e = 1,0 \text{ cm}$$

Esforços:

$$V_{g,k} = 10,8 \text{ tf}$$

$$V_{q, k} = 26,9 \text{ tf}$$

$$H_{q,k} = 6,75 \text{ tf (NBR 7188 } \Rightarrow 13,5 \text{ tf dividido pelos 2 apoios da viga)}$$

$$\text{ShoreA} = 70.00$$

Módulo de elasticidade transversal

$$G = 12.00 \text{ kgf/cm}^2$$

Módulo de elasticidade longitudinal

$$E_b = 20000.00 \text{ kgf/cm}^2$$

Comprimento

$$a = 20.00 \text{ cm}$$

Largura

$$b = 30.00 \text{ cm}$$

Área

$$A = 600.00 \text{ cm}$$

Número de camadas

$$N = 1$$

Espessura da camada de elastômero

$$t_i = 1.00 \text{ cm}$$

Forças verticais atuantes

$$N_g = 10800.00 \text{ kgf}$$

$$N_q = 26900.00 \text{ kgf}$$

$$N_{g+q} = N_g + N_q = 37700.00 \text{ kgf}$$

Forças horizontais atuantes

$$H_g = 0.00 \text{ kgf}$$

$$H_q = 6800.00 \text{ kgf}$$

$$H_{g+q} = H_g + H_q = 6800.00 \text{ kgf}$$

Deslocamentos impostos

$$u_g = 0.00 \text{ cm}$$

$$u_q = 0.00 \text{ cm}$$

Rotações impostas

$$\alpha_g = 0.00 \text{ rad}$$

$$\alpha_q = 0.00 \text{ rad}$$

Tipo de carregamento variável

$$k = 1.00 \text{ rad}$$

Geometria de cálculo

Comprimento sem cobrimento

$$a' = 20.00 \text{ cm}$$

Largura sem cobrimento

$$b' = 30.00 \text{ cm}$$

Área sem cobrimento

$$A' = 600.00 \text{ cm}$$

Espessura total

$$T = 1.00 \text{ cm}$$

Fator de forma

$$S = 3.33 \text{ cm}$$

Deslocamento Horizontal

Deslocamento por carga permanente

$$u_g = H_g \cdot T / (G \cdot A) = 0.00 \text{ cm}$$

Deslocamento por carga variável

$$u_q = H_{g+q} \cdot T / (2 \cdot G \cdot A) = 0.47 \text{ cm}$$

Deslocamento total

$$u_{TOTAL} = u_g + u_q = 0.47 \text{ cm}$$

Área efetiva para carga permanente

$$A_{r_g} = (a' - u_g) \cdot b' = 600.00 \text{ cm}^2$$

Área efetiva para carga total

$$A_{r_{g+q}} = (a' - u_{TOTAL}) \cdot b' = 585.83 \text{ cm}^2$$

Tensão Atuante

Tensão atuante para carga permanente

$$\sigma_g = N_g / A_{r_g} = 18.00 \text{ kgf/cm}^2$$

Tensão atuante para carga total

$$\sigma_{g+q} = N_{g+q} / A_{r_{g+q}} = 64.35 \text{ kgf/cm}^2$$

Tensão máxima admissível

$$\sigma_{adm} = 80.00 \text{ kgf/cm}^2 - \text{critério de projeto}$$

Deformação por Cisalhamento

Deformação devida a compressão

$$\epsilon_c = 1.5 \cdot (N_g + k \cdot N_q) / (G \cdot A_{r_{g+q}} \cdot S) = 2.41 \text{ cm}$$

Deformação devida a esforço horizontal

$$\epsilon_h = u_{TOTAL} / T = 0.47 \text{ cm}$$

Deformação devida a rotação

$$\varepsilon_{\alpha} = a^2 \cdot (\alpha_g + \alpha_q) / (2 \cdot t_i^2 \cdot N) = 0.00 \text{ cm}$$

Deformação total

$$\varepsilon = \varepsilon_c + \varepsilon_h + \varepsilon_{\alpha} = 2.89 \text{ cm}$$

Deformação máxima admissível

$$\varepsilon_{\max} = 5.00 \text{ cm}$$

Deformação por Deslocamento Horizontal

Ângulo de distorção por carga permanente

$$\text{tg}\gamma_g = H_g / (G \cdot A) = 0.00$$

Ângulo de distorção por carga total

$$\text{tg}\gamma_{g+q} = H_{g+q} / (G \cdot A) = 0.47$$

Ângulo de distorção máximo para carga permanente

$$\text{tg}\gamma_{g,\max} = 0.50$$

Ângulo de distorção máximo para carga total

$$\text{tg}\gamma_{g+q,\max} = 0.70$$

Deformação por Rotação

Força para mobilização da escorva

Deflexão total por carga total

$$\Sigma v_{g+q} = ((N_{g+q} - F_{\text{esc}}) \cdot N \cdot t_i / A') \cdot (1 / (5 \cdot G \cdot S) + 1 / E_b) = 0.00$$

Deflexão total por carga permanente

$$\Sigma v_g = \Sigma v_{g+q} \cdot N_g / N_{g+q} = 0.00$$

Deflexão limite por carga permanente

$$\Sigma v_{g,\text{lim}} = a \cdot \alpha_g / 3 = 0.00$$

Deflexão limite por carga total

$$\Sigma v_{g+q,\text{lim}} = a \cdot (\alpha_g + \alpha_q) / 3 = 0.01$$

Verificação de Deslizamento

Espessura mínima para carga permanente

$$T_{g,\min} = G \cdot A \cdot u_g / (6 \cdot A_{r_g} + 0.1 \cdot N_g) = 0.93 \text{ cm}$$

Espessura mínima para carga total

$$T_{g+q,\min} = G \cdot A \cdot (u_g + 2 \cdot u_q) / (6 \cdot A_{r_{g+q}} + 0.1 \cdot N_{g+q}) = 0.00 \text{ cm}$$

Tensão mínima para carga permanente

$$\sigma_{g,\min} = (1 + a / b) \cdot 10.0 = 16.67 \text{ kgf/cm}^2$$

Verificação da Estabilidade à Flambagem

Espessura máxima admissível

$$T_{\max} = \min(a, b) \cdot 0.25 = 5.00 \text{ mm}$$

Resultado – Ok! Neoprene passou!

Janaina Sehnem
Engenheira Civil
CREA: 134483-1 SC