

MUNICÍPIO DE BARRA DO RIO AZUL
ESTADO RIO GRANDE DO SUL

MEMORIAL DE CÁLCULO

**PROJETO EXECUTIVO PARA EXECUÇÃO DE 02 (DUAS) PONTES
EM CONCRETO ARMADO COM LONGARINAS PROTENDIDAS -
BARRA DO RIO AZUL/RS**

FICHA TÉCNICA
DIRETORIA DE PROJETOS E OBRAS

ARTUZI E BONATTO ENGENHARIA LTDA
Responsável Técnico: Leonardo Daniel Bonatto
Engenheiro Civil – CREA SC 88024-9

Equipe Técnica da Artuzi e Bonatto Engenharia LTDA:
Leonardo Daniel Bonatto
Engenheiro Civil – CREA SC 88024-9
Mateus Antônio Artuzi
Engenheiro Civil – CREA RS 219322

1 Análise e Dimensionamento da Superestrutura

1.1 Modelo estrutural

Para análise da Estrutura foi utilizado o programa MIX.

A estrutura foi discretizada em um único modelo estrutural, integrando os blocos de fundações, a mesoestrutura em pórticos muros de arrimo nos encontros e a superestrutura em vigas de concreto protendido e lajes de concreto armado.

A discretização dos elementos de superfície, lajes e encontros, foi feita em estruturas de barras formando grelhas com malhas de 0,5 metros de lado.

As fundações foram consideradas pontos de reação e obtidas as cargas.

As travessas, pilares, encontros, vigas, transversinas de apoio foram representados por elementos de barra com as propriedades da seção transversal da estrutura real.

Os apoios de Neoprene foram representados pelas suas dimensões reais e considerada sua deformação por cortante na análise do modelo. Dessa forma apresenta a mesma deformação do aparelho real para esforços horizontais e verticais.

O Anexo I ilustra a discretização utilizada e os carregamentos informados, bem como, o comportamento de deformação das diversas composições.

1.2 Carregamentos

1.2.1 Peso Próprio

O peso próprio das longarinas, vigas, lajes, cortinas, barreiras e pilares foi considerado pela seção transversal real de cada elemento considerando o peso específico de 2,5tf/m³.

A pavimentação foi considerada com o peso específico de 2,4tf/m³.

O peso próprio da laje e pavimento foi considerado nas barras longitudinais da grelha.

1.2.2 Cargas Móveis

Para cada roda do veículo tipo, uniformizando a carga distribuída na área ocupada pelo veículo, teremos:

$$P = 7,5 - 0,5 \times 6 \times 3 / 6 = 6,0\text{tf}$$

Para os vãos de 24 metros, o coeficiente de impacto (NBR-7188:2013) será $\varphi = 1 + 1,06 \times 20 / (50 + 24) = 1,29$

As cargas majoradas resultam:

$$P = 0,5 \times 1,29 = 0,645 \text{tf/m}^2 \quad P = 6 \times 1,29 = 7,74 \text{f}$$

As cargas móveis foram dispostas no sentido longitudinal da ponte de acordo com as superfícies de influência de lajes e vigas simplesmente apoiadas.

No sentido transversal, as cargas foram dispostas em duas posições alternativas definidas pelas superfícies de influência.

Na posição excêntrica, com a carga distribuída móvel ocupando parcialmente a largura, excentricamente e as rodas do veículo o mais próximo possível da barreira, limitada à distância de 0,5m, definida pelo veículo tipo da NBR-7188, para ponte com TB 450.

Na posição centrada, com a carga distribuída móvel ocupando toda a largura da pista e as rodas do veículo no centro da estrutura.

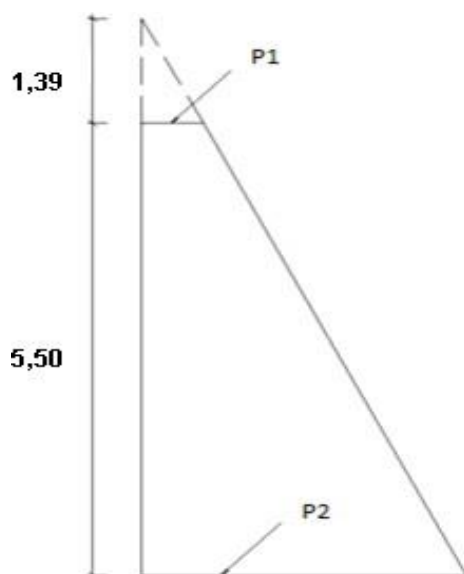
Para o dimensionamento das vigas foi considerada aquela que apresentou maior solicitação, considerada a combinação de carga permanente e a envoltória das situações de carga móvel.

Para o dimensionamento das travessas foram considerados casos de carga alternativos, onde as áreas de influência das vigas que causavam esforços favoráveis não foram carregadas. As linhas de influência utilizadas para a escolha das vigas a serem carregadas foi a de uma viga bi apoiada, equivalente às travessas.

1.2.3 Aterro

Os empuxos horizontais nas paredes dos encontros estão ilustrados na figura abaixo, discretizados para cada barra horizontal. Como os carregamentos são para faixas com um metro de largura, os valores da figura devem ser multiplicados pela largura da viga adotada na discretização da estrutura, no caso 0,50m.

Para os empuxos do terreno, considerou-se a obra com o tabuleiro pronto, submetida ao aterro com carga móvel 2,5 tf/m², equivalente ao veículo tipo, atuando na largura do veículo tipo e 0,5 tf/m² no restante do aterro.



$$h' = 2,5 / 1,8 = 1,39\text{m}$$

$$p_1 = 1,39 \times 1,8 \times 0,26 = 0,65\text{tf/m}^2$$

$$p_2 = (5,50 + 1,39) \times 1,8 \times 0,26 = 3,23\text{tf/m}^2$$

1.2.4 Frenagem

Coeficiente de número de faixas

$$N = 2 \quad \text{CNF} = 1 - 0,05 (2 - 2) > 0,9$$

$$\text{CNF} = 1,00$$

$$H_f = 0,25 \times B \times L \times \text{CNF} > 135\text{kN} \quad H_f = 0,25 \times 7,00 \times 98,00 \times 1,00 \quad H_f = 171,50\text{kN} = 17,15\text{tf}$$

Força axial distribuída por viga $F_x = 17,15 / 6 = 2,86\text{tf}$ por viga.

1.2.5 Retração e Temperatura

Para retração e variação térmica teremos (NBR-6118/2014– item 11.4.2.1- b) $\Delta t = -10^\circ\text{C}$ e para a retração (NBR-6118 /2014– item 11.3.3.1) $\varepsilon = -15 \times 10^{-5}$. A combinação de ambos equivale a uma queda de temperatura $\Delta t = -25^\circ\text{C}$.

1.2.6 Esforços Transversais – Vento e Empuxo d'água

1.2.6.1 Consideração Sobre Ação do Vento

- Pressão do Vento.

Em conformidade com a NBR-6123/1988 a isopleta aplicável à região de Abelardo Luz é a de $V_0 = 45\text{m/s}$ (figura 1 da NBR-6123/1988).

Para a topografia, obstrução do local e altura da obra ($H < 10\text{m}$) teremos sucessivamente:

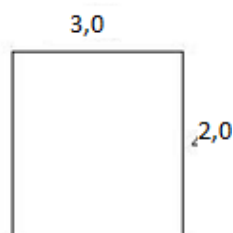
$S_1 = 1,0$; $S_2 = 0,80$; $S_3 = 1,0$ (Rugosidade IV, Classe C, $H < 10\text{m}$) – Itens

5.2; 5.3 e 5.4 da NBR-6123/1988.

Resulta $V_k = 45 \times 0,80 \times 1,0 \times 1,0$ $V_k = 36\text{m/s}$

Pressão de obstrução $q = 0,613 \times 36^2$ (item 4.2 da NBR-6123/1988). $q = 794,4\text{N/m}^2 = 79,40\text{kgf/m}^2$

Perfil do veículo médio para ação do vento (NBR 7187:2021).



$h = (2,0+0,22+0,80) = 3,02\text{m}$ $h/b = 3,02 / 3,0 = 1,00$

$C_e = +0,7$;

$C_e = -0,6$ (Barlavento e Sota-vento) $C_a = 0,7 - (-0,6) = 1,3$

$F = 3,02 \times 79,40 \times 1,3 = 309,6 \approx 310\text{kgf/m}$

- Modelo Estrutural

Para os esforços horizontais transversais o tabuleiro da ponte pode ser considerado de rigidez infinita, obrigando os pilares a deslocamento de corpo rígido.

Resulta carregamento horizontal distribuído na Superestrutura.

- Carregamento

$R = 310 \text{ kgf/m} = 0,31\text{tf/m}$.

Esse carregamento foi considerado no modelo estrutural do programa MIX, e os esforços correspondentes a ele, estão representados nos quadros de cálculo dos esforços para dimensionamentos da estrutura.

Além da força distribuída, foi aplicado um momento distribuído, resultado da multiplicação do braço de alavanca Z, em função da distância do eixo da viga ao ponto de aplicação da resultante da força do vento.

$$z = (0,80 + 0,22 + 0,07 + 2,0) / 2 - 0,80 / 2 = 1,15\text{m} \quad M = 0,31 \times 1,15 = 0,36\text{tfm/m}$$

$$\text{Para o carregamento aplicado no pilar: } M = 0,36 \times 24,15\text{m} = 8,70 \text{ tf.m}$$

$$\text{Com a distância entre pilares de 4,00 metros } F_z = 8,70 / 4,00 = 2,18 \text{ tf}$$

$$F_h = 0,31 \times 24,15 = 7,49 \text{ tf}$$

1.2.6.2 Empuxo d'água.

De acordo com o item 7.3.6.1 da NBR 7187:2021, para velocidade 4m/s

teremos:

$$p = k \times v^2 \text{ para pilares circulares } k = 0,34 \quad p = 0,34 \times 4^2 = 5,44\text{kN/m}^2 = 0,54\text{tf/m}^2$$

Para pilares com 1,00m de diâmetro resulta

$p = 0,54 \times 1,0 = 1,23\text{tf/m}$ aplicado ao longo da altura do pilar até um metro abaixo das vigas da superestrutura.

1.3 Longarinas Protendidas

1.3.1 Considerações e critérios gerais

As longarinas protendidas devem ser consideradas em duas situações de uso sequenciais e distintas.

Na primeira situação a longarina atua isoladamente, com a protensão total em uma única fase. Nessa situação a longarina terá como carga permanente somente o seu peso próprio. Depois de suspensa e posicionada sob calços, a longarina pode ser transportada imediatamente para a sua posição na estrutura ou demorar indefinidamente para ser transportada.

Ainda na primeira situação a longarina receberá as formas e/ou pré-lajes, armaduras e concreto da laje superior. Além do peso próprio do concreto da laje devemos considerar mais 0,2tf/m² na superfície da laje para levar em conta o concreto fresco, formas, equipamentos e pessoal da concretagem. Essa carga deve ser considerada como a carga acidental referente a essa primeira situação.

Na segunda situação, a laje adquire sua resistência, as longarinas pré- fabricadas passam a fazer parte do modelo estrutural analisado no *software* MIX, conforme imagens reportadas no Anexo I.

Na segunda fase de execução a carga permanente sobre as longarinas é representada pela carga permanente da primeira situação mais o peso próprio da laje incorporado à longarina, sem pavimentação e sem barreiras.

A carga acidental é representada pela pavimentação, pelas barreiras, pelo recapeamento e pela carga móvel do trem tipo correspondente ao TB-450.

Entretanto para efeitos de verificação de flechas, giros e fadiga, a carga permanente no modelo estrutural será considerada com a pavimentação e barreiras.

Adotou-se como critério a execução de todas as longarinas pré-fabricadas de vão iguais.

1.3.2 Características geométricas das vigas

As longarinas foram projetadas com a seção transversal da Figura 6, apresentando as seguintes características geométricas:

Seção isolada		
Ac =	0,2047	m ²
I =	0,0150	m ⁴
v =	0,498	m
v' =	0,302	m
e_cord inf =	0,262	m

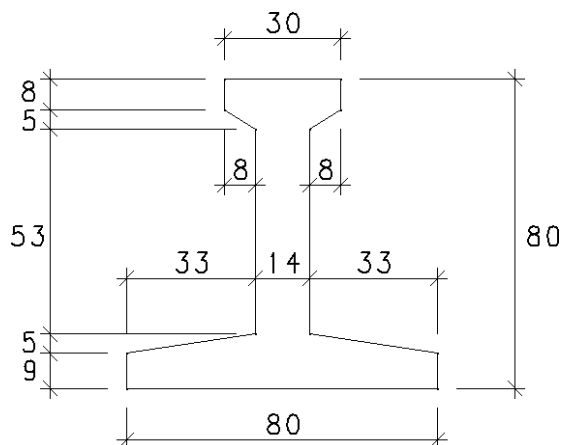


Figura 1 – Seção transversal Longarinas Protendidas

1.3.3 Propriedades dos materiais

O concreto a ser utilizado nas longarinas (Classe C50), apresenta as seguintes propriedades:

$$f_{ck} = 50\text{MPa}$$

$$f_{ct,m} = 4,07\text{MPa}$$

$$f_{cj} = 40\text{MPa}$$

$$f_{ctj,m} = 3,51\text{MPa}$$

Para o aço, o limite da tensão admitida é de 1372,8MPa.

1.3.4 Momentos fletores devido ao peso próprio da longarina

O peso próprio da longarina é dado por:

$$g = 0,2047 \times 2,5 = 0,511\text{tf/m}$$

Aplicando esse carregamento sobre a longarina, temos os seguintes valores de momentos fletores em cada uma das seções transversais analisadas (conforme imagem do Anexo I):

Seção	0	1	2	3	4	5
Mg1 (tfm)	0,00	13,27	23,59	30,97	35,39	36,86

1.3.5 Força de protensão aplicada e número de cordoalhas

Serão utilizadas, na parte inferior da seção transversal, 21 cordoalhas de ϕ 15,2mm ($A_{p,inf} = 29,40\text{ cm}^2$).

Quanto à força de protensão, será aplicada 19,50 tf em cada das cordoalhas inferiores, o que totaliza uma força total $N_{0,inf}$ igual a 409,50tf na parte inferior da seção.

1.3.6 Tensões de borda na seção isolada

Para a determinação das tensões de borda na seção isolada, faz-se necessário, inicialmente, o cálculo das perdas de protensão imediatas (acomodação da ancoragem, relaxação da armadura e encurtamento do concreto).

No caso das perdas pela acomodação da ancoragem, como o cálculo depende do comprimento da pista de protensão, essas perdas não foram consideradas no projeto, devendo o executor da protensão calcular as perdas de acordo com o comprimento de sua pista de protensão, e corrigir a força de protensão inicial $N_{0,inf}$ de modo a considerar tais perdas.

O cálculo das perdas devido à relaxação da armadura e encurtamento do concreto está detalhado na Figura 01 do Anexo II, e tem, como resultado, perdas de 15,38%.

Assim, a força de protensão resultante após as perdas imediatas e relaxação é de $N_{,inf} = 409,50 \times (1 - 0,1538) = 346,53tf$

As tensões no aço de protensão resultam em:

$$\sigma_{p,inf} = 346530 / (21 \times 1,40) = 11786,75\text{kgf/cm}^2, \text{ inferior ao limite de } 13728\text{kgf/cm}^2.$$

Para verificação das tensões de borda, devemos considerar, no limite de utilização, as tensões normais à seção em todas as fases da vida da peça.

Aplicando as forças de protensão já descontadas das perdas imediatas, temos as seguintes tensões de borda no instante inicial:

Na borda superior:

$$\sigma_c = - \frac{N_{inf}}{A} + \frac{N_{inf} * e_{inf}}{I} * v - \frac{Mg_1}{I} * v = 100,50 \text{ tf/m}^2$$

Na borda inferior:

$$\sigma'_c = - \frac{N_{inf}}{A} - \frac{N_{inf} * e_{inf}}{I} * v' + \frac{Mg_1}{I} * v' = -2780,41 \text{ tf/m}^2$$

Observa-se que, no instante inicial com a peça descarregada, logo após a aplicação da protensão, existe uma tensão de tração na face superior ($10,05\text{kgf/cm}^2$) e de compressão na face inferior ($-278,04\text{kgf/cm}^2$). Ambas as tensões estão dentro dos limites da Norma, descritos abaixo:

$$\text{Tensão limite à compressão: } \sigma_{c,comp} = 0,7 \times f_{cj} = 0,7 \times 400 = -280\text{kgf/cm}^2$$

$$\text{Tensão limite à tração: } \sigma_{c,tração} = 1,2 \times f_{ctj,m} = 1,2 \times 35,1 = 42,1\text{kgf/cm}^2$$

Em relação à tensão de tração na borda superior da longarina, enquanto na seção central essa tensão é de $10,05\text{kgf/cm}^2$, nas seções mais próximas às cabeceiras essas tensões são levemente superiores, como pode ser visto nos diagramas das tensões de borda do Anexo II.

Para essas tensões de tração na borda superior, adotaremos armadura passiva de modo a absorver a resultante da cunha de tração.

Conforme os diagramas das tensões de borda de todas as seções, representados no Anexo II, a seção onde há a maior tensão de tração na borda superior é a seção 0 da viga, a qual apresenta, na viga isolada, descarregada, logo após a aplicação da protensão, tensão de tração na face superior de $14,32\text{kgf/cm}^2$ e tensão de compressão na face inferior de $-38,06\text{kgf/cm}^2$.

Para essa situação, a posição da linha neutra ficou a $21,9\text{cm}$ da borda superior.

Levando em conta que a largura da seção transversal na seção 0 é de 30cm e a profundidade da linha neutra é $21,9\text{cm}$, a expressão da força de tração resultante é:

$$F_{ct} = 30 \times 14,32 \times 21,9 / 2 = 4704,12\text{kgf}$$

E a armadura necessária será:

$$A_s = 4704,12 \times 1,4 \times 1,15 / 5000 = 1,51\text{cm}^2$$

Usaremos $6 \phi 10.0$ ao longo de todo o comprimento da longarina, armadura esta suficiente para absorver a resultante da cunha de tração em todas as seções.

A verificação ao Estado Limite Último só deve ser feita após atuação da carga móvel, portanto não se aplica na longarina isolada.

1.3.7 Tensões de borda na seção isolada, fase de construção

Quando a longarina, ainda considerada isolada, é carregada com peso do concreto fresco da laje, formas e sobrecarga de trabalho, as tensões passarão a ser somente de compressão ao longo da altura da seção, mesmo na hipótese mais desfavorável correspondente ao tempo de já ter ocorrido todas as perdas diferidas, conforme descrito seguir.

$$\text{Momento do peso próprio da longarina (Mg1)} = 36,85\text{tfm}$$

A sobrecarga mais desfavorável nesta situação é representada pelo peso da laje e sobrecarga de serviço.

$$\text{Momento gerado pelo peso do concreto fresco da laje (Mg2): } Mg2 = (0,20 \times 1,33 \times 2,5) \times 24^2 / 8 = 47,88\text{tfm}$$

$$\text{Momento gerado pela sobrecarga de serviço (Mq1): } Mq1 = 0,2 \times 1,33 \times 24^2 / 8 = 19,15\text{tfm}$$

$$\text{Momento total atuante durante a fase de construção: } M = 36,85 + 47,88 + 19,15 = 103,88\text{tfm}$$

Para a peça carregada, consideraremos, a favor da segurança, a hipótese de que, na fase de construção, todas as perdas diferidas já ocorreram.

O cálculo das perdas diferidas (relaxação do aço, fluência e retração do concreto) está detalhado nas Figuras 02 e 03 do Anexo II, e tem, como resultado, perdas de 26,89%.

Assim, a força de protensão resultante após as perdas diferidas é de: $N_{,inf} = 346,53 \times (1 - 0,2689) = 253,36tf$

Aplicando as forças de protensão já descontadas das perdas diferidas, temos as seguintes tensões de borda para a fase de construção:

Na borda superior:

$$\sigma_c = -\frac{N_{inf}}{A} + \frac{N_{inf} * e_{inf}}{I} * v - \frac{Mg_1}{I} * v = -2484,29 \frac{tf}{m^2}$$

Na borda inferior:

$$\sigma'_c = -\frac{N_{inf}}{A} - \frac{N_{inf} * e_{inf}}{I} * v' + \frac{Mg_1}{I} * v' = -481,78 \frac{tf}{m^2}$$

Ambas as tensões estão dentro dos limites da norma.

1.3.8 Solicitações nas longarinas em grelha

Depois da cura do concreto da laje a estrutura é alterada e o conjunto passa a ter o funcionamento de grelha.

Tomando sempre a situação mais desfavorável para cada etapa, foram consideradas as seguintes combinações:

a) Protensão total sem perdas diferidas e as menores solicitações da carga permanente. É quando ocorrem as maiores trações na face superior e as maiores compressões na face inferior.

b) Protensão total com perdas no tempo infinito combinada com as maiores solicitações de carga móvel e permanente. É quando ocorrem as maiores compressões na face superior e as maiores trações na face inferior.

Os valores das solicitações produzidas pelos carregamentos externos (cargas permanentes e móveis) foram obtidos da análise do modelo estrutural desenvolvido no *software* MIX, e tem os seguintes valores (ilustrados nas figuras do Anexo I):

Momento do revestimento (pavimentação) e estrutura dos guarda-corpos ($Mg3$) = 27,23tfm

Momento da carga móvel (Mq) = 98,79tfm

1.3.9 Tensões de borda na seção completa

As tensões de borda na seção completa resultam da soma das tensões que já ocorreram na viga isolada (já considerando todas as perdas diferidas) com as tensões geradas pelos carregamentos externos (pavimentação, estruturas para os guarda-corpos e carga móvel).

Assim, a variação de momento ΔM é igual ao momento dos carregamentos externos descontado do momento da carga acidental de concretagem, que já foi considerada na seção isolada.

$$\Delta M = 27,23 + 98,79 - 19,15 = 106,87\text{tfm}$$

Para a seção completa, as propriedades da seção transversal são:

Seção completa		
$A_c =$	0,4707	m ²
$I =$	0,0573	m ⁴
$v =$	0,360	m
$v' =$	0,640	m
$e_{\text{cord inf}} =$	0,600	m

As tensões resultam em:

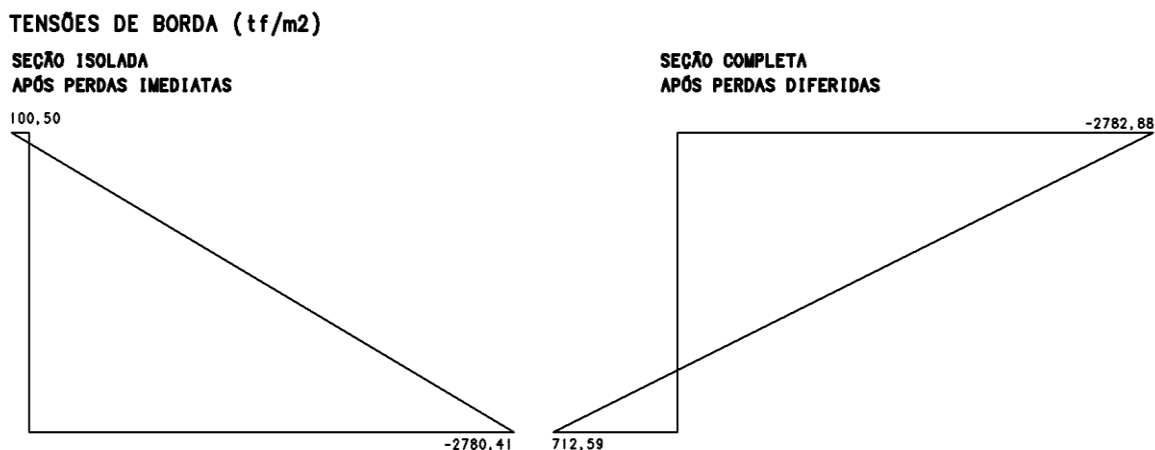
Na borda superior da longarina:

$$\sigma_c = 2484,29 - \frac{106,87}{0,0573} * (0,36 - ,20) = -2782,88\text{tf/m}^2$$

Na borda inferior:

$$\sigma'_c = -481,78 + \frac{106,87}{0,0573} * 0,64 = 712,59\text{tf/m}^2$$

Os diagramas das tensões da seção isolada e da seção completa estão representados abaixo:



No instante inicial, a tensão no concreto no CG das cordoalhas resulta

$$\sigma_{cg, \text{ cord inf}} = -2636,37 \text{tf/m}^2$$

Já no tempo infinito, já com a seção completa, a tensão no concreto no CG das cordoalhas resulta

$$\sigma_{cg, \text{ cord inf}} = 537,82 \text{tf/m}^2$$

A variação das tensões resulta:

$$\Delta \sigma_{cg, \text{ cord inf}} = 2636,37 + 537,82 = 3174,18 \text{tf/m}^2 = 317,42 \text{kgf/cm}^2$$

Para o cálculo da sobre-tensão, temos

$$E_{ci} = 5600 \times (50)^{1/2} = 39598 \text{MPa} = 395980 \text{kgf/cm}^2 \quad E_p = 202000 \text{MPa} = 2020000 \text{kgf/cm}^2$$

Sobre-tensão nas cordoalhas inferiores:

$$\varepsilon_{c, \text{ inf}} = 317,42 / 395980 = 0,00080$$

$$\Delta \sigma_{p, \text{ inf}} = 0,00080 \times 2020000 = 1619,24 \text{kgf/cm}^2$$

$$\Delta N_{\text{ inf}} = 1619,24 \times 29,40 = 47605,56 \text{kgf} = 47,61 \text{tf}$$

Acrescentando, nas cordoalhas inferiores, a variação da força de protensão resultante da sobre-tensão, a forças de protensão final resulta em:

$$N_{\text{ inf}} = 253,36 + 47,61 = 300,97 \text{tf}$$

As tensões de borda finais, portanto, resultam:

Na borda superior:

$$\sigma_c = -\frac{N_{inf}}{A_i} + \frac{N_{inf} * e_{inf}}{I_i} * v_i - \frac{Mg_1}{I_i} * v_i - \frac{Mg_2}{I_i} * v_i - \frac{Mq_1}{I_i} * v_i - \frac{\Delta M}{I_c} * v_c$$

$$\sigma_c = -\frac{N_{inf}}{A_i} + \frac{N_{inf} * e_{inf}}{I_i} * v_i - \frac{Mg_1}{I_i} * v_i - \frac{Mg_2}{I_i} * v_i - \frac{Mq_1}{I_i} * v_i - \frac{\Delta M}{I_c} * v_c$$

$$\sigma_c = -2600,80 \text{ tf/m}^2$$

Na borda inferior:

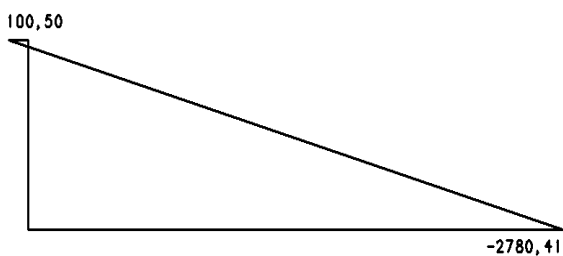
$$\sigma'_c = -\frac{N_{inf}}{A_i} - \frac{N_{inf} * e_{inf}}{I_i} * v'_i + \frac{Mg_1}{I_i} * v'_i + \frac{Mg_2}{I_i} * v'_i + \frac{Mq_1}{I_i} * v'_i + \frac{\Delta M}{I_c} * v'_c$$

$$\sigma'_c = 228,58 \text{ tf/m}^2$$

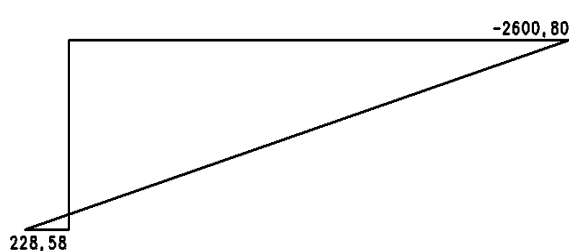
Os diagramas das tensões da seção isolada e da seção completa finais estão representados abaixo.

TENSÕES DE BORDA (tf/m²)

**SEÇÃO ISOLADA
APÓS PERDAS IMEDIATAS**



**SEÇÃO COMPLETA
APÓS PERDAS DIFERIDAS E SOBRE-TENSÃO**



Observa-se que, no tempo infinito com a peça carregada, após as perdas diferidas, existe uma tensão de compressão na face superior (-260,08kgf/cm²) e de tração na face inferior (22,86kgf/cm²). Ambas as tensões estão dentro dos limites da Norma, descritas abaixo:

Tensão limite à compressão: $\sigma_{c,comp} = 0,7 \times f_{ck} = 0,7 \times 500 = -350 \text{ kgf/cm}^2$ Tensão limite à tração: $\sigma_{c,tração} = 1,0 \times f_{ct,m} = 1,0 \times 40,7 = 40,7 \text{ kgf/cm}^2$

A posição da linha neutra ficou a 6,46 cm da borda inferior.

Para a tensão de tração na borda inferior da longarina, adotaremos armadura passiva de modo a absorver a resultante da cunha de tração.

Levando em conta que a largura da mesa inferior da viga é 80cm e a profundidade da linha neutra é 6,46cm, a expressão da força de tração resultante é:

$$F_{ct} = 80 \times 22,86 \times 6,46 / 2 = 5907,02\text{kgf}$$

E a armadura necessária será:

$$A_s = 5907,02 \times 1,4 \times 1,15 / 5000 = 1,90\text{cm}^2$$

Usaremos 4 ϕ 10 ao longo de todo o comprimento da viga, armadura esta suficiente para absorver a resultante da cunha de tração na face inferior em todas as seções.

1.3.10 Dimensionamento à Flexão no ELU

Para o momento máximo na seção central da viga, temos:

$$M_d = 1,35 \times (36,85 + 47,88 + 27,23) + 1,50 \times 98,79 = 299,93\text{tfm.}$$

Supondo a linha neutra na laje $\rightarrow y \leq h_f$

$y \leq 20\text{cm}$ f_{ck} da laje = 30Mpa

$$kMd = \frac{M_d}{b * d^2 * f_{cd}} = \frac{299,93 * 10}{1,33 * (1,00 - 0,04^2) * \frac{Mg130 * 1000}{1,4}} = 0,1140$$

Tabela de dimensionamento de seção retangular:

$$k_x = 0,1806$$

$$k_z = 0,9277$$

$$y = 0,8 * x = 0,8 * k_x * d = 0,8 * 0,1140 * (100 - 4) = 8,76\text{cm}$$

8,76cm < 20cm OK! Linha neutra na laje

Deformação da armadura passiva e ativa $\epsilon_s = 10\text{‰}$ (domínio 2)

$\sigma_{p,t=\infty} = 861,78\text{MPa}$ (vide Anexo II)

O pré-alongamento da armadura ativa é dado por

$$\epsilon_p = \frac{\sigma_{p,t=\infty}}{E_p} = \frac{861,78}{202000} = 4,27\%$$

Deformação total $\epsilon_T = 10\text{‰} + 4,27\text{‰} = 14,27\text{‰}$

De acordo com a tabela de Vasconcelos (1980), para 14,27‰, $\sigma_p = 1503,44\text{MPa}$.

$$A_p = \frac{M_d}{k_z * d * \sigma_p} = \frac{299,93 * 10}{0,9277 * (1,00 - 0,04) * \frac{1503,44}{10}} = 22,35 \text{ cm}^2$$

Como A_p adotado (21 cordoalhas de 15,2mm $\rightarrow A_p = 29,40\text{cm}^2$) é maior que $22,35\text{cm}^2$, a seção está verificada para o ELU, sem necessidade de armadura passiva.

1.3.11 Dimensionamento à Esforço Cortante

Uma vez que todos os cabos são horizontais, não há componente vertical de protensão que possa ser considerada afim de reduzir o valor do esforço cortante. Assim, os valores dos esforços cortantes para o dimensionamento são provenientes apenas das combinações dos esforços cortantes de cada um dos carregamentos.

O quadro com os esforços cortantes para cada um dos carregamentos em cada uma das seções da longarina, assim como o dimensionamento em cada seção, tanto para a fase inicial em que a longarina encontra-se isolada, quanto para a fase final, quando a longarina encontra-se completa e a carga móvel passa a atuar, está apresentado na Figura 4 do Anexo II.

1.3.12 Comprimento de transferência das cordoalhas

A determinação do comprimento que as cordoalhas aderentes devem avançar além da seção analisada, de modo que a força de protensão seja transmitida ao concreto integralmente, é feita a partir das equações abaixo:

a) Resistência de aderência (Item 9.3.2.2 da NBR6118:2014)

$$f_{ct,m} = 0,3 \times f_{ck}^{(2/3)} = 0,3 \times 40^{(2/3)} = 3,51\text{MPa}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \times f_{ct,m} = 0,7 \times 3,51 = 2,46\text{MPa}$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c = 2,46 / 1,4 = 1,76\text{MPa}$$

$$f_{bpd} = \eta_{p1} \times \eta_{p2} \times f_{ctd}$$

$$\eta_{p1} = 1,2 \text{ (cordoalhas de sete fios); } \eta_{p2} = 1,0 \text{ (boa aderência)}$$

$$f_{bpd} = 1,2 \times 1,0 \times 1,76 = 2,11\text{MPa}$$

b) Comprimento de ancoragem básico (Item 9.4.5.1 da NBR6118:2014)

CP 190 RB – $f_{pyk} = 1615 \text{ MPa}$

$f_{pyd} = 1615/1,15 = 1404 \text{ MPa}$

$$l_{bp} = \frac{7\phi}{36} * \frac{f_{pyd}}{f_{bpd}} = \frac{7 * 1,52}{36} * \frac{1404}{2,11} = 196,66 \text{ cm}$$

Comprimento de transferência (Item 9.4.5.2 da NBR6118:2014)

Max σ_{pi} em todas as seções $\rightarrow \sigma_{pi,S1} = 1336,89 \text{ MPa}$

$$l_{bpt} = 0,5 * l_{bp} * \frac{\sigma_{pi}}{f_{pyd}} = 0,5 * 196,66 * \frac{1336,89}{1404} = 93,63 \text{ cm}$$

Adotaremos $l_{bpt} = 100 \text{ cm}$.

1.4 Dimensionamento da Laje

1.4.1 Critérios e Modelo Estrutural

Trata-se de laje apoiada, com continuidade, sobre as vigas de concreto protendido que vencem os vãos.

A transversina só será utilizadas no meio do vão e temos assim lajes armadas numa só direção com 5 vãos de 1,45 m de comprimento.

Para dimensionamento das seções da laje, teremos uma altura total de 20cm no meio do vão e de 44cm sobre os apoios devido a incorporação da mesa e alma da longarina pré-moldada.

Buscando uma envoltória de todas as situações, consideraremos as hipóteses envolventes das lajes isoladas, engastadas nas extremidades e apoiadas nas extremidades.

Para análise de esforços optou-se por utilizar as tabelas de Rüsç que apresentam perfeito enquadramento para o caso presente. O eixo x dos panos de laje, para efeito da tabela, foi considerado como perpendicular ao eixo das longarinas. Para considerar o efeito da variação de seção da laje os momentos negativos foram acrescidos de 20% e os momentos positivos foram compensados em igual valor.

Considerando a laje com espessura de 20cm resulta:

$$t = \sqrt{((0,5 + 0,20) \times (0,2 + 0,20))} = 0,529\text{m}$$

$g = (0,20 \times 2,5) = 0,500\text{tf/m}^2$ é mais favorável desconsiderar o revestimento no peso próprio e no cálculo de t

$$l_x = 1,33\text{m};$$

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

$$\varphi = 1,35 \text{vão inferior a 10 metros (NBR 7188:2013)}$$

$$t/a = 0,529 / 2,0 = 0,265$$

$$l_x / a = 1,33 / 2,0 = 0,67$$

1.4.2 Laje bi engastada

Tabela NR. 27 Pg. 31

Para Mx: $Mg = 0,500 \times 0,0417 \times 1,33^2 = 0,037\text{tfm/m}$

		t/a		
		0,250	0,265	0,500
l_x / a		0,083		0,041
	0,500	0,098	0,095	0,044
	0,670	0,129		0,078
	1,000			

$K_x = 0,095$

$k_x = 0,000$

Para My: $Mg = 0,500 \times 0,0069 \times 1,33^2 = 0,006\text{tfm/m}$

		t/a		
		0,250	0,275	0,500
l_x / a		0,051		0,031
	0,500	0,065	0,050	0,034
	0,670	0,091		0,051
	1,000			

$K_y = 0,050$

$k_y = 0,000$

Para Mxe: $Mg = 0,500 \times 0,0833 \times 1,33^2 = 0,074\text{tfm/m}$

		t/a		
		0,250	0,275	0,500
l_x / a		0,190		0,120
	0,500	0,166	0,153	0,140
	0,670	0,260		0,180
	1,000			

$K_{xe} = 0,153$

$k_{xe} = 0,15$

$$M_{xd} = 1,35 \times 0,037 + 1,5 \times 1,35 \times (0,095 \times 7,5 + 0,000 \times 0,5) = 1,49\text{tfm/m}$$

$$M_{yd} = 1,35 \times 0,006 + 1,5 \times 1,35 \times (0,050 \times 7,5 + 0,000 \times 0,5) = 0,77\text{tfm/m}$$

$$M_{xed} = -1,35 \times 0,074 + 1,5 \times 1,35 \times (0,153 \times 7,5 + 0,150 \times 0,5) = 2,58\text{tfm/m}$$

1.4.3 Laje bi apoiada

Tabela NR. 1 Pg. 3

Para M_x : $M_g = 0,500 \times 0,125 \times 1,33^2 = 0,111 \text{tfm/m}$

		t/a		
		0,250	0,275	0,500
l_x / a		0,170		0,112
	0,500	0,214	0,184	0,155
	0,670	0,300		0,237
	1,000			

$K_x = 0,184$

$k_x = 0,15$

Para M_y : $M_g = 0,500 \times 0,0208 \times 1,33^2 = 0,018 \text{tfm/m}$

		t/a		
		0,250	0,275	0,500
l_x / a		0,095		0,069
	0,500	0,116	0,100	0,083
	0,670	0,158		0,110
	1,000			

$K_y = 0,100$

$k_y = 0,03$

$$M_{xd} = 1,35 \times 0,111 + 1,5 \times 1,35 \times (0,184 \times 7,5 + 0,15 \times 0,5) = 3,10 \text{tfm/m}$$

$$M_{yd} = 1,35 \times 0,018 + 1,5 \times 1,35 \times (0,100 \times 7,5 + 0,03 \times 0,5) = 1,57 \text{tfm/m}$$

1.4.4 Laje em balanço

Essa ponte não tem laje em balanço.

O peso das barreiras já foi considerado no carregamento do modelo global.

O impacto do veículo com a barreira, de 10 tf distribuídos em 50 cm, produz um momento em relação ao plano médio da laje absorvido num comprimento no engaste de $2 \times 0,95 + 0,5 = 2,40 \text{m}$.

Resulta

$$M_{\text{barreira}} = 10 \times 0,85 / 2,4 = 3,54 \text{tfm/m}$$

1.4.5 Dimensionamento da Laje

Momentos Positivos:

$$M_{xd} = 3,10 \times 0,8 = 2,48 \text{tfm/m}$$

Como os esforços resultaram muito pequenos não usaremos a redução de 20% no momento positivo.

$$M_{xd} = 3,10$$

Para o uso de programas (como o TQS) que já têm coeficientes de majoração embutidos, o valor de M_{xd} deve ser dividido pelo coeficiente embutido, nesse caso por 1,4.

$$M_x = 2,22 \text{tfm/m}$$

$$h = 20 \text{cm} \quad d = 17 \text{cm}$$

$$b = 100 \text{cm}$$

$$A_{sx} = 3,65 \text{ cm}^2/\text{m}$$

ϕ 10 c. 21 por questão de geometria do painel pré-moldado usaremos ϕ 10 c. 10.

$$M_{yd} = 1,57 \text{tfm/m}$$

$$M_y = 1,12 \text{tfm/m}$$

Com o uso de laje pré-moldada, essa armadura estará distribuída em cima da pré laje.

$$h = 12 \text{cm} \quad d = 11 \text{cm}$$

$$b = 100 \text{cm}$$

$$A_{sy} = 3,10 \text{cm}^2/\text{m}$$

$$\phi \text{ 8 c.16}$$

Essa armadura só é necessária entre as mesas das vigas principais. Momentos Negativos Sobre as vigas internas:

$$M_{xe}: M_d = -2,58 \text{tf/m}$$

$$M = -1,84 \text{tfm/m}$$

$$A_{se} = 4,26 \text{cm}^2/\text{m}$$

$$\phi \text{ 10 c.18 ou}$$

Momentos Negativos sob as barreiras:

$$M_{xe}: M_d = -3,54 \text{tf/m}$$

$$M = -2,52 \text{tfm/m}$$

$$A_{se} = 4,16 \text{ cm}^2/\text{m}$$

ϕ 10 c. 18 coincide com a armadura dos momentos internos.

1.4.6 Verificação à fadiga

a) Momento M_{xm}

Seção real de armadura: ϕ 10 c.10

$$A_s = 4,21 \text{cm}^2/\text{m}$$

$$M_{q \text{ fadiga}} = 0,8 \times (0,184 \times 7,5) = 1,104 \text{tfm/m}$$

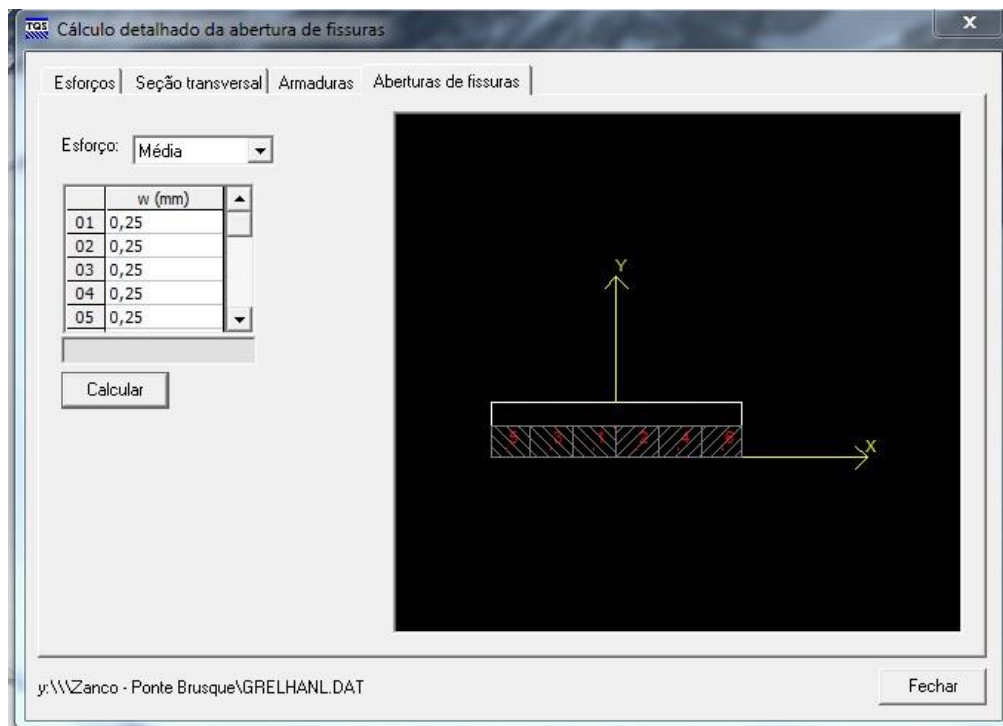
Momento Total

$$M = 1,104 + 0,111 \times 0,8 = 1,193 \text{ tfm/m}$$

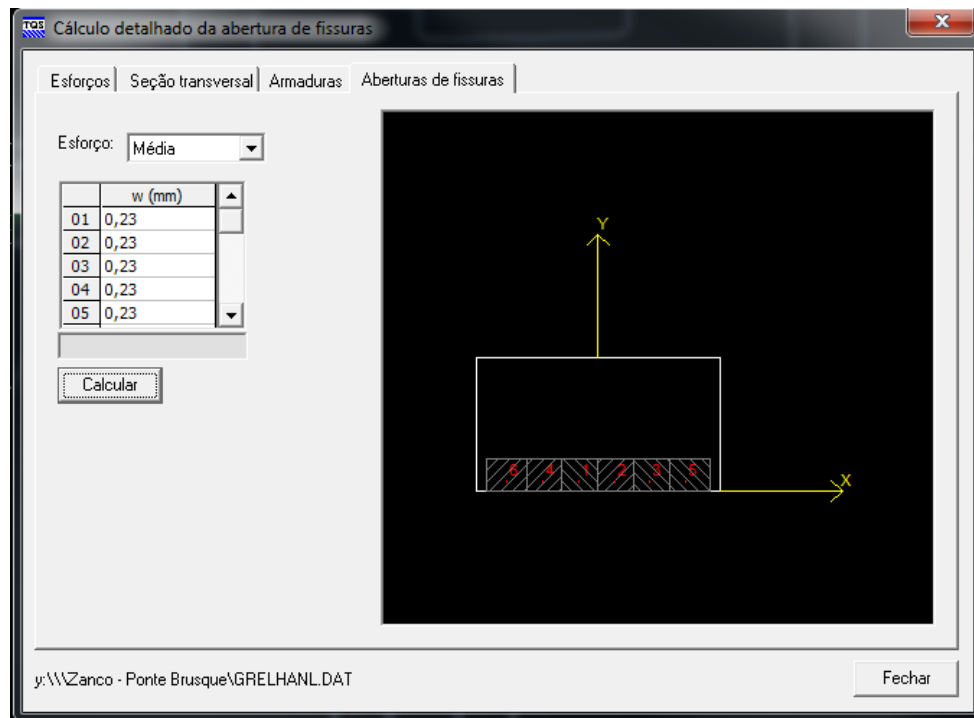
Com valores muito baixos pode ser dispensada a verificação à fadiga.

1.4.7 Verificação à Fissuração

A verificação feita pela calculadora TQS para armadura positiva resultou em aberturas características de $w = 0,25 \text{ mm}$ (conforme mostra a figura abaixo), menor que o limite de $0,3 \text{ mm}$. Portanto, não houve necessidade de aumentar a armadura.



Armadura positiva verificação da fissuração



Armatura negativa verificação da fissuração

1.5 Transversina

A transversina de apoio esta integralmente apoiada no aparelho de Neoprene, restando somente vãos de 1,45 m entre longarinas protendidas. O dimensionamento da transversina é feito para a situação, considerando condições de uso geral da obra e o MPOAE.

$$V_g \times 1,4 = 13,87 \times 1,4 = 19,42 \text{tf}$$

$$(V_g + V_q) \times 1,2 = (13,87 + 21,43) \times 1,2 = 42,34 \text{tf}$$

$$b = 49 \text{ cm}$$

$$d = 85 \text{ cm} \quad A_{sw} = 6,94 \text{ cm}^2$$

Resulta ϕ 10 c.20.

A armadura de flexão utilizada é $A_{smin} = 0,15\% \times 89 \times 49 = 6,54 \text{ cm}^2$

Resulta 4 ϕ 16.

2 ϕ 16 podem ser supridos com armadura de espera na viga principal ou deixados dois furos ϕ 20 para passagem direta dos 2 ϕ 16 que passam dentro da viga protendida. Os outros 2 ϕ 16 passarão externamente à viga.

2 Análise e Dimensionamento da Mesoestrutura

2.1 Modelo estrutural

A estrutura foi analisada num modelo global de pórtico espacial com discretização em barras, com o uso do programa MIX – distribuído pela TQS e cujos resultados estão reportados no Anexo I.

Os elementos dos encontros foram discretizados em malha de barras de 0,5m de lado com pequenos ajustes no contorno para atender as dimensões e forma da estrutura real.

Os pórticos centrais também foram discretizados em barras. Para cada travessa foram discretizadas duas barras, uma para cada vão, ligando os aparelhos de neoprene aos pilares.

As propriedades de cada barra foram definidas pela seção envolvente do eixo de discretização.

Os modelos adotados, carregamentos, deformações e solicitações estão ilustrados no Anexo I.

Os dimensionamentos da estrutura de concreto foram feitos pelo programa TQS.

2.2 Carregamentos

Os carregamentos considerados são os já citados ao longo deste texto e reportados nas colunas da tabela abaixo.

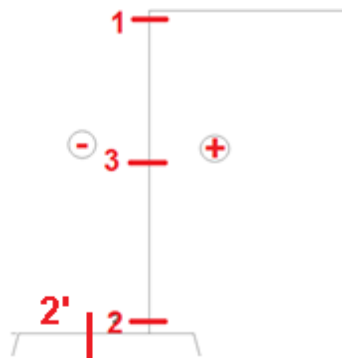
2.3 Dimensionamento dos Encontros

2.3.1 Solicitações

Os esforços axiais e de flexão na mesoestrutura, para os diversos carregamentos podem ser resumidos na tabela abaixo. Os esforços abaixo são os mais desfavoráveis.

Para as solicitações de cálculo foram considerados os coeficientes de majoração 1,35 para carga permanente e aterro, 1,2 para temperatura e 1,5 para as demais ações. Os esforços de frenagem e ação do vento, que atuam alternadamente em sentidos opostos, são adicionados algebricamente aos valores máximos e mínimos.

MOMENTOS MAXIMOS E MINIMOS ENCONTRO										
	G	ATERRO	FRENAGEM	TEMP.	EMP ÁGUA	VENTO	MAX Q	MIN Q	Md Max	Md Min
M1	0,00	0,00	0,00	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,02
M2	-0,23	-4,56	0,10	-0,03	0,00	0,00	0,02	-0,07	-0,05	-6,76
M3	-0,06	0,68	0,06	-0,06	0,00	0,00	0,07	-0,02	1,05	-0,27
N1	7,39	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	8,26	0,00	22,37	7,39
N2	12,70	8,40	1,15	0,10	0,00	-0,60	6,03	0,00	39,98	10,38
M2'	-0,67	-6,08	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,67	-9,11
V2'	1,88	8,10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	13,47	1,88



Foi verificado apenas o cortante máximo pela calculadora TQS que indicou a não necessidade de armadura.

2.3.2 Dimensionamento

$$h = 50\text{cm} \quad d = 45\text{cm} \quad b = 100\text{cm}$$

$$A_{S\min} = 0,0015 \times 50 \times 100 = 7,50\text{cm}^2/\text{m} \quad \phi 12.5 \text{ c.16}$$

Corresponde ao $M_k = 10,28\text{tfm}$ ou $M_d = 14,39\text{tfm/m}$, que por barras espaçadas cada 50cm é igual $M_d = 7,20 \text{tf.m/barra}$

Dimensionando para as seções com $M_d > 7,20 \text{tf/m}$

$$M_{2'} = -9,11\text{tfm/barra} = M_{2'} = -9,11 / (1,4 \times 0,5) = -13,02 \text{tf.m/m}$$

$$A_s = 9,54\text{cm}^2/\text{m}$$

Utilizando a armadura mínima $\phi 12.5 \text{ c/16}$, necessitamos de um acréscimo de armadura de $2,04\text{cm}^2$. Logo, usaremos na base do encontro e no pé do mesmo o acréscimo de $\phi 10 \text{ c.32}$, atendendo o A_s necessário.

$$M_1 \text{ e } M_3 \text{ resultou em} \quad A_{S\min} = 7,50\text{cm}^2/\text{m} \quad \phi 12.5 \text{ c.16}$$

Para armadura de flexão vertical, com blocos a cada 2,00m, teremos utilizando o cálculo da altura efetiva (h_e) de Montoya, página 509 (vigas Parede):

$$h_e = 2,25\text{m} \quad b = 0,50\text{m}$$

$$A_s = 0,0015 \times 225 \times 50 = 16,88\text{cm}^2.$$

Usaremos 9 $\phi 16$.

Na flexão horizontal, os esforços nas barras longitudinais foram muito pequenos, sendo atendidos pela armadura mínima.

$$b = 100\text{cm} \quad d = 45\text{cm} \quad f_{ck} 30\text{MPa}$$

$$A_{S\min} = 0,0015 \times 100 \times 46 = 7,50 \rightarrow \phi 12.5 \text{ c.16}$$

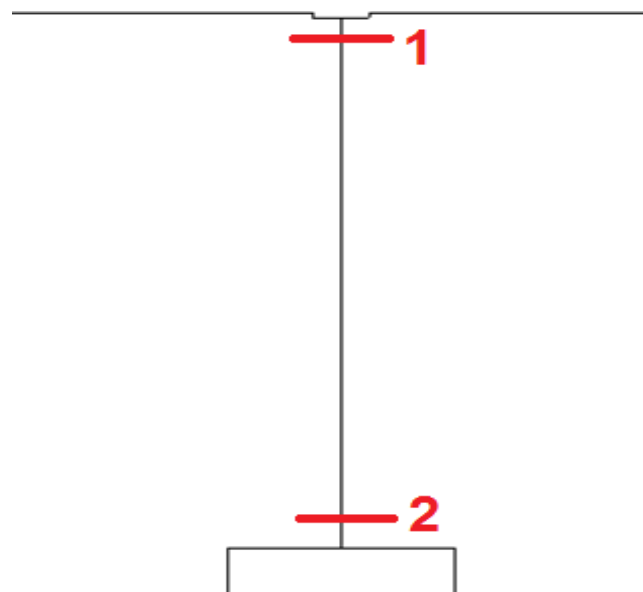
Predomina em toda a altura o $A_{S\min} \phi 12.5 \text{ c.16}$

2.4 Pilares Centrais

2.4.1 Solicitações

Os esforços axiais e de flexão nos pilares do pórtico central, para os diversos carregamentos podem ser resumidos na tabela abaixo. Os esforços abaixo são os mais desfavoráveis. Os carregamentos e majorações são os mesmos do item 4.3.1.

ESFORÇOS MAXIMOS E MINIMOS - PÓRTICO CENTRAL -PILAR CENTRAL										
	G	ATERRO	FRENAGEM	TEMP.	EMP ÁGUA	VENTO	MAX Q	MIN Q	Md Max	Md Min
M1z	-7,42	0,00	0,00	0,00	2,11	7,78	8,72	-4,21	15,55	-26,22
M1y	0,00	0,19	0,00	0,00	0,12	0,29	20,46	-20,46	31,36	-31,10
N1	117,46	0,00	0,00	0,00	0,99	6,08	90,43	0,00	301,29	110,39
M2z	0,00	0,00	0,00	0,00	5,50	9,21	-4,36	0,88	8,17	-13,39
M2y	3,71	-2,56	-7,70	-15,61	0,18	0,45	8,49	-6,35	29,92	-40,18
N2	121,38	0,00	0,00	0,00	0,99	6,08	90,43	0,00	306,58	114,31



2.4.2 Dimensionamentos

Foi pesquisada a seção transversal que resistisse a todos os esforços concomitantes da tabela. A seção inicial adotada foi a de armadura mínima.

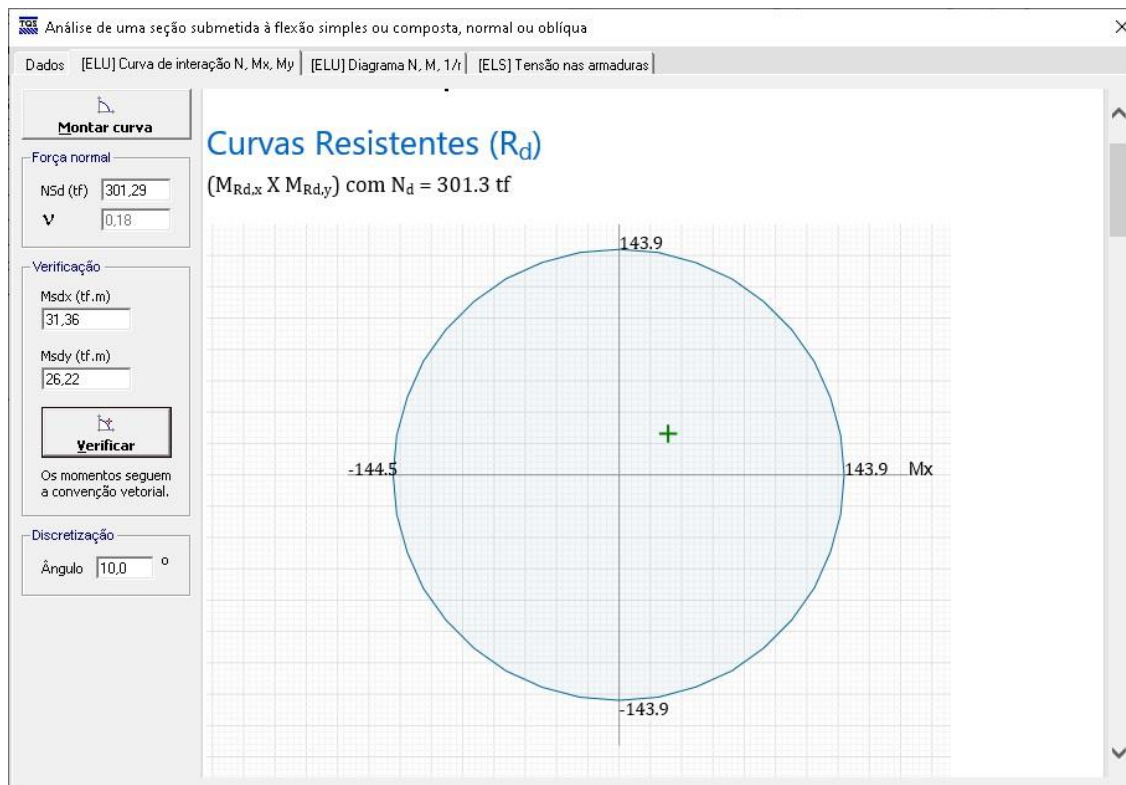
$$A_{Smin} = (100^2 \times \pi / 4) \times 0,4\% = 31,4 \text{ cm}^2$$

Foi definida a seção com 18 ϕ 16 demonstrada abaixo:

$$M_{yD} = 26,223\text{tfm}$$

$$M_{xD} = 31,36\text{tfm}$$

$$N_D = 301,29\text{tf}$$



$$M_{yD} = 13,39\text{tfm}$$

$$M_{xD} = 40,18\text{tfm}$$

$$N_D = 306,58\text{tf}$$



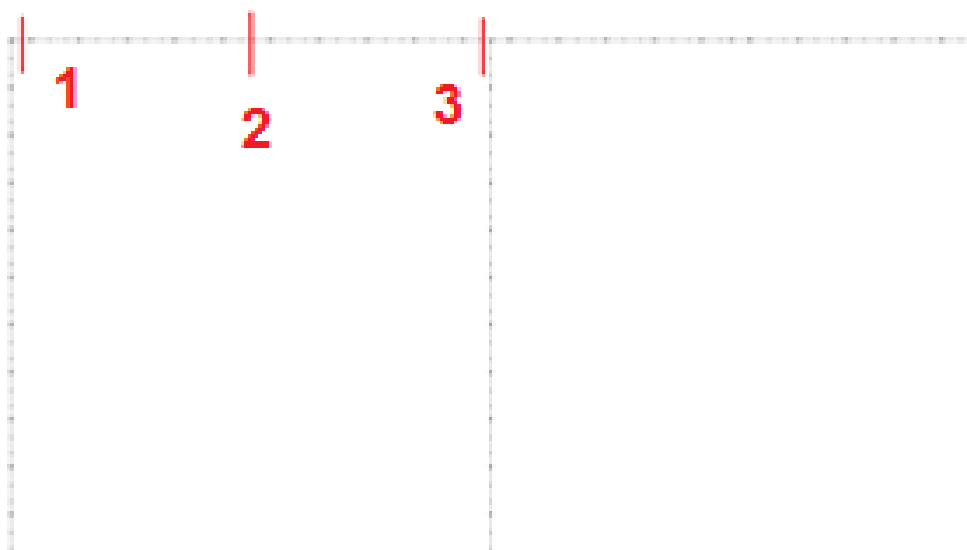
2.5 Travessas Superiores dos Pórticos

2.5.1 Solicitações

A travessa sé solidária aos pilares. A seção transversal da travessa é quadrada com 110cm de lado e 110cm de altura.

Os esforços na travessa superior é relatados nas figuras e tabela abaixo conforme modelo estrutural global mostrado no Anexo I:

MOMENTOS MAXIMOS E MINIMOS TRAVESSA - MOM MAXIMO										
	G	ATERRO	FRENAGEM	TEMP.	EMP ÁGUA	VENTO	MAX Q	MIN Q	Md Max	Md Min
M1face	-31,05		0,00	0,38	0,00	0,12	0,00	- 23,34	-30,47	-77,05
M1	-50,60		0,00	0,38	0,00	0,19	0,00	- 37,42	-49,95	- 124,63
M2	-43,17		0,00	0,28	1,93	7,60	0,00	- 33,20	-33,30	- 117,61
M2face	-23,86		0,00	0,28	1,44	5,66	0,00	- 17,61	-16,42	-65,73
M3	7,32		0,00	0,24	0,00	0,00	24,60	0,00	47,07	7,32
V1	-38,48		0,00	0,00		0,14	0,00	- 28,15	-38,34	-94,31
V3	38,00		0,00	0,00		3,87	32,90	0,00	104,52	34,13
T1	0,00		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
T3	0,00		0,00	0,00	0,12	0,29	0,00	0,00	0,41	-0,41



2.5.2 Dimensionamento

2.5.2.1 Momento Fletor Negativo

$$b = 110\text{cm}; \quad d = 110\text{cm} \quad f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

Na seção 1 e 2, na face da travessa com o pilar:

$$M_{dmax} = -77,05\text{tfm}$$

$$M_k = -55,03\text{tfm}; \text{ Calculadora TQS}$$

$$A_{smin} = 22,93\text{cm}^2$$

$$9 \phi 20$$

No centro dos pilares temos

$$M_{dmax} = -117,61\text{tfm} \quad M_k = -84,01\text{tfm};$$

$$b = 110\text{cm}; \quad d = 110+50 = 160\text{cm} \quad f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$$

Calculadora TQS

Resulta 7 ϕ 20. Usaremos 9 ϕ 20.

Verificação de Fadiga.

$$M_g = -63,64\text{tfm}$$

$$M_{q,Max} = 0,00\text{tfm}$$

$$M_{q,Min} = -33,25\text{tfm}$$

Para enquadramento da travessa no item 23.5.2 da NBR-6118:2014 podemos adotar $\psi = 0,7$ especificado para transversinas.

$$\Delta M = 0,7 \times 23,34 = 16,34\text{tfm}$$

Com $d = 110\text{cm}$; $b = 110\text{cm}$; $A_s = 25,13\text{cm}^2$ resulta

$$X = 14,968\text{cm} \quad J_{II} = 839422\text{cm}^4$$

Para $M = -31,05 - 16,34 = -47,39\text{tfm}$ resulta

$$\text{Máx } \sigma_c = 84,45\text{kgf/cm}^2$$

Para fadiga no concreto teremos:

$$\sigma_{c2} = 84,45 \text{ kgf/cm}^2 \quad \sigma_{c1} = 0,0 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\eta_c = 1 / (1,5 - 0,0 / 110,06) = 0,67$$

$$f_{cd}, f_{ad} = 30 \times 0,45 / 1,4 = 9,6 \text{ Mpa} = 96\text{kgf/cm}^2$$

$$\eta_c \times \sigma_{c \max,d} = 0,67 \times 84,45 = 56,58 \text{ kgf/cm}^2$$

$$56,6 < 96 \quad \text{ok.}$$

Para $\Delta M = 16,34 \text{ tfm}$ resulta

$$\Delta \sigma_s = 866,81 \text{ kgf/cm}^2 < 1750 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{ok.}$$

2.5.2.2 Momento Fletor Positivo

Na seção 3:

$$M_{d\max} = 47,07 \text{ tfm}$$

$$M_k = 33,67 \text{ tfm};$$

Calculadora TQS

$$A_{s\min} = 17,32 \text{ cm}^2$$

$$6 \phi 20$$

Verificação de Fadiga.

$$M_g = 7,32 \text{ tfm}$$

$$M_{q,\max} = 24,60 \text{ tfm}$$

$$M_{q,\min} = -0,00 \text{ tfm}$$

Para enquadramento da travessa no item 23.5.2 da NBR 6118-2007 podemos adotar $\psi = 0,7$ especificado para transversinas.

$$\Delta M = 0,7 \times 24,60 = 17,22 \text{ tfm}$$

Com $d = 110 \text{ cm}$; $b = 110 \text{ cm}$; $A_s = 18,85 \text{ m}^2$ resulta

$$X = 13,170 \text{ cm}$$

$$J_{III} = 652453 \text{ cm}^4$$

Para $M = 7,32 + 17,22 = 24,54 \text{ tfm}$ resulta

$$\text{Máx } \sigma_c = 49,40 \text{ kgf/cm}^2$$

Para fadiga no concreto teremos:

$$\sigma_{c2} = 49,40 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{c1} = 0,00 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\eta_c = 1 / (1,5 - 0,0 / 109,06) = 0,67$$

$$f_{cd, fad} = 30 \times 0,45 / 1,4 = 9,6 \text{ Mpa} = 96 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\eta_c \times \sigma_{c \max,d} = 0,67 \times 49,40 = 33,1 \text{ kgf/cm}^2$$

$$33,1 < 96 \quad \text{ok.}$$

Para $\Delta M = 17,22\text{tfm}$ resulta

$$\Delta \sigma_s = 1209,00\text{kgf/cm}^2 < 1750\text{kgf/cm}^2 \text{ ok.}$$

2.5.2.3 Esforço Cortante e Momento Torsor

Para a disposição do trem tipo para maior esforço cortante temos:

$$\text{Para VSD} = 104,52\text{tf}; \quad \text{TSD} = 0,41\text{tfm}; \quad b = 110\text{cm}; \quad d = 110\text{cm}$$

Calculadora TQS:

Como estamos usando estribos duplos para cortante a armadura vertical na face da peça será

$$A_{st} = 11,59/4 + 2,74 = 5,64\text{cm}^2/\text{m},$$

Resulta estribo duplo ϕ 10 c.12 Tensão combinada no concreto.

$$104,52 / 417,31 + 0,41 / 113,02 = 0,26 < 1 \quad \text{ok.}$$

Para a disposição do trem tipo para maior momento torsor temos:

MOMENTOS MAXIMOS E MINIMOS TRAVESSA - TORSOR										
	G	ATERRO	FRENAGEM	TEMP.	EMP ÁGUA	VENTO	MAX Q	MIN Q	Md Max	Md Min
V1	-38,48		0,00	0,00		0,14	0,00	-4,81	- 38,34	- 59,30
V2	38,00		0,00	0,00		3,87	22,43	0,00	88,82	34,13
T1	0,00		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
T2	0,00		0,00	0,00	0,12	0,29	9,95	-9,95	15,34	- 15,34

$$\text{Para VSD} = 88,82\text{tf}; \quad \text{TSD} = 15,34\text{tfm}; \quad b = 110\text{cm}; \quad d = 110\text{cm}$$

Calculadora TQS:

Como estamos usando estribos duplos para cortante a armadura vertical na face da peça será

$$A_{st} = 11,59/4 + 3,49 = 6,39\text{cm}^2/\text{m},$$

Resulta estribo duplo ϕ 10 c.12 Tensão combinada no concreto.

$$88,82 / 417,31 + 15,34 / 113,02 = 0,35 < 1 \quad \text{ok.}$$

Para o Momento de Torsão máximo, o dimensionamento resultou em armadura $3,14\text{cm}^2$.

Usaremos 5cm^2 conforme estabelecido pela nova norma NBR 6118:2014, que manteve o mesmo critério da edição de 2003, que resulta 7 ϕ 10 para armadura de pele.

Calculadora de armaduras em elementos sujeitos à força cortante e à torção, segundo a NBR6118:2003

Título da seção Observação

Modelo de cálculo

Modelo I
 Modelo II
 θ : °

Geometria

bw: cm
bw,min: cm
h: cm
d: cm
s (ue): cm
 α : °

Materiais

fck: MPa
fywk: MPa
 γ_c :
 γ_s :

Força cortante

Vsd: tf

Tipo de elemento

Linear (viga, pilar) Laje

Ac: cm² As1: cm²
k: Nsd: tf

Tipo de esforço

Flexão simples ou flexo-tração com LN fora da seção
 Flexão simples ou flexo-tração com LN cortando a seção
 Flexo-compressão

Mo: tf.m Msd,máx: tf.m

Torção

Tsd: tf.m C1: cm Garantir capacidade de adaptação plástica

Resultados

Força cortante

Asw,nec: cm²
Asw,min: cm²
Asw,real: cm²

Vrd1: tf
Vrd2: tf
Vrd3: tf
Vc: tf %
Vsw: tf %

Torção

	(A90)	(As)
As,nec:	<input type="text" value="2,74"/> cm ²	<input type="text" value="2,74"/> cm ²
As,min:	<input type="text" value="2,74"/> cm ²	<input type="text" value="2,74"/> cm ²
As,real:	<input type="text" value="0,09"/> cm ²	<input type="text" value="0,09"/> cm ²
Trd2:	<input type="text" value="113,02"/> tf.m	
Trd3:	<input type="text" value="0,41"/> tf.m	
Trd4:	<input type="text" value="0,41"/> tf.m	
he:	<input type="text" value="23,68"/> cm	
b/h - nuc:	<input type="text" value="76,32"/> cm	<input type="text" value="66,32"/> cm

Torção e força cortante

$$\frac{Vsd}{Vrd2} + \frac{Tsd}{Trd2} = \mathbf{0,26}$$

As armaduras foram calculadas sem problemas.

Calculadora de armaduras em elementos sujeitos à força cortante e à torção, segundo a NBR6118:2003

Título da seção Observação

Modelo de cálculo

Modelo I
 Modelo II

θ: °

Geometria

bw: cm
bw,min: cm
h: cm
d: cm
s (ue): cm
α: °

Materiais

fk: MPa
fywk: MPa
γc:
γs:

Força cortante

Vsd: tf

Tipo de elemento

Linear (viga, pilar) Laje

Ac: cm² As1: cm²
k: Nsd: tf

Tipo de esforço

Flexão simples ou flexo-tração com LN fora da seção
 Flexão simples ou flexo-tração com LN cortando a seção
 Flexo-compressão

Mo: tf.m Msd,máx: tf.m

Torção

Tsd: tf.m C1: cm Garantir capacidade de adaptação plástica

Resultados

Força cortante

Asw,nec: cm²
Asw,min: cm²
Asw,real: cm²

Vrd1: tf
Vrd2: tf
Vrd3: tf
Vc: tf %
Vsw: tf %

Torção

	(A90)	(As)
As,nec:	<input type="text" value="3.49"/> cm ²	<input type="text" value="3.49"/> cm ²
As,min:	<input type="text" value="2.74"/> cm ²	<input type="text" value="2.74"/> cm ²
As,real:	<input type="text" value="3.49"/> cm ²	<input type="text" value="3.49"/> cm ²
Trd2:	<input type="text" value="113.02"/> tf.m	
Trd3:	<input type="text" value="15.34"/> tf.m	
Trd4:	<input type="text" value="15.34"/> tf.m	
he:	<input type="text" value="23.68"/> cm	
b/h - nuc:	<input type="text" value="76.32"/> cm	<input type="text" value="66.32"/> cm

Torção e força cortante

$$\frac{Vsd}{Vrd2} + \frac{Tsd}{Trd2} = \text{0.35}$$

As armaduras foram calculadas sem problemas.

3 Infraestrutura

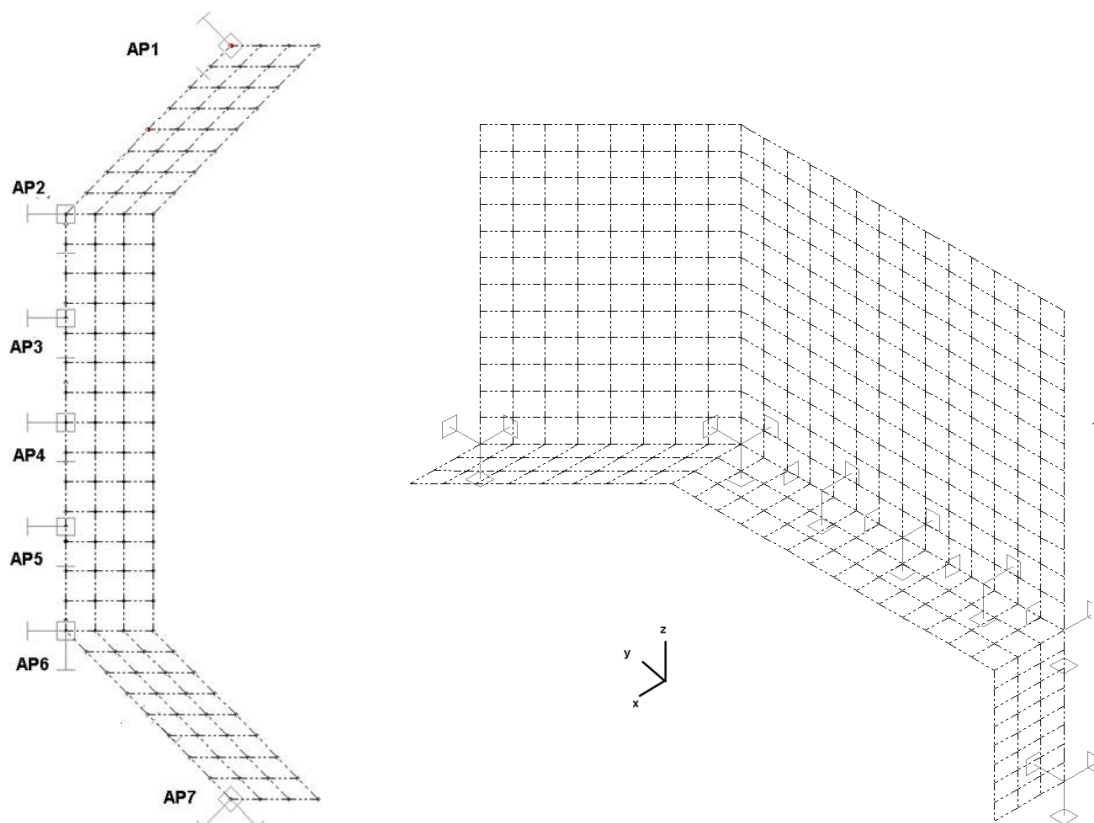
3.1 Modelo Estrutural

O modelo estrutural adotado fornece as solicitações nas fundações.

O esquema e valores abaixo foram utilizados no dimensionamento dos estacões e estacas raiz.

3.2 Reações no Encontro

A figura abaixo indica os pontos onde foram pesquisados os momentos, reações verticais e forças horizontais nos encontros.



Para determinação das solicitações de cálculo, o resultado da carga permanente ou do aterro foi multiplicado por 1,35, o efeito da carga móvel, inclusive frenagem, por 1,5 e a temperatura por 1,2. Os resultados da carga móvel podem ser divididos 1,29, que é o coeficiente de impacto utilizado para majorar as cargas e que pode ser desprezado nos elementos de fundação.

ESFORÇOS MAXIMOS E MINIMOS ENCONTRO AP1=AP7										
	G	ATERRO	FRENAGEM	TEMP.	EMP ÁGUA	VENTO	MAX Q	MIN Q	Sd Max	Sd Min
Mx	-2,29	-2,72	0,31	-0,04	0,00	0,00	0,03	0,00	-1,79	-7,28
My	0,56	2,22	0,61	0,07	0,00	0,00	0,00	-0,39	4,75	-0,81
I	15,96	-13,63	9,78	-1,03	0,00	0,00	0,00	-2,33	36,22	-21,06
Fx	-4,05	30,37	2,41	0,25	0,00	0,00	0,00	-1,16	40,86	-10,43
Fy	3,78	-8,34	2,90	-0,31	0,00	0,00	1,09	0,00	10,72	-12,20

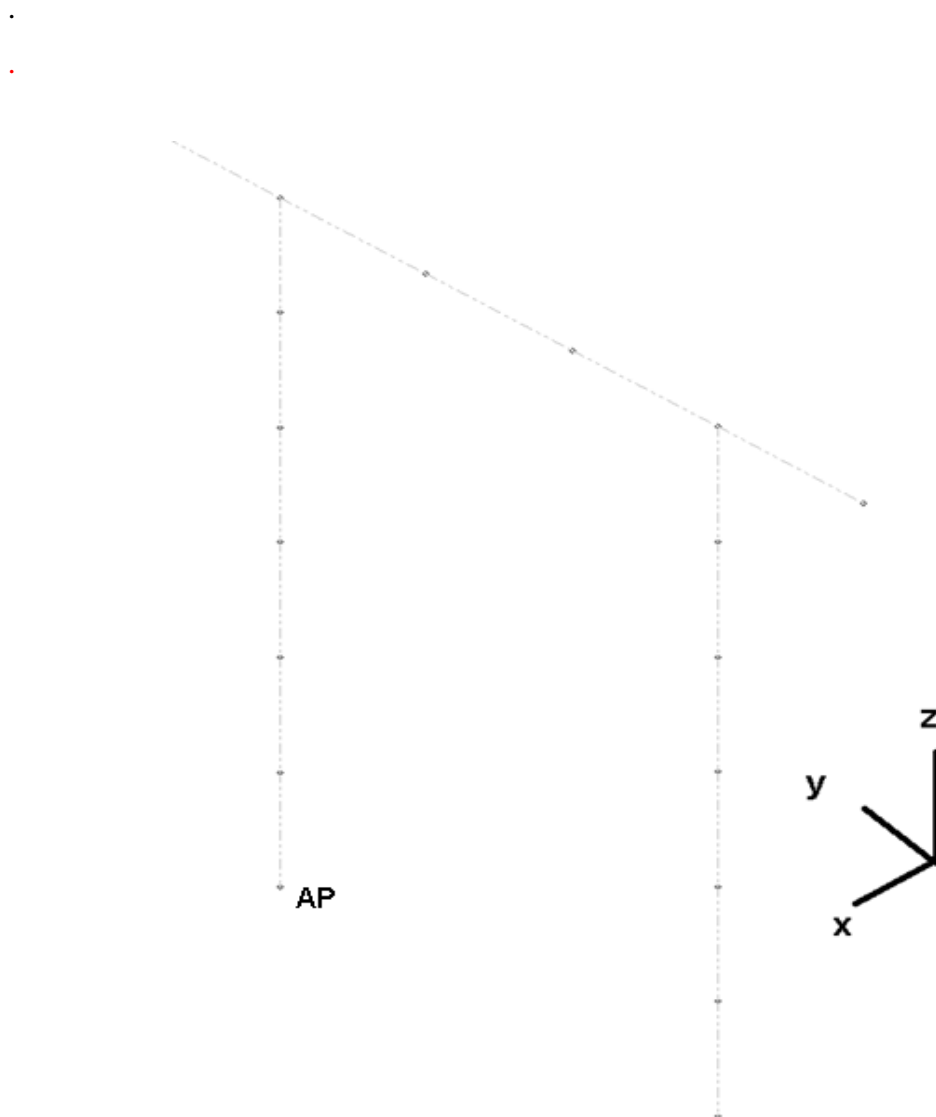
ESFORÇOS MAXIMOS E MINIMOS ENCONTRO AP2=AP6										
	G	ATERRO	FRENAGEM	TEMP.	EMP ÁGUA	VENTO	MAX Q	MIN Q	Sd Max	Sd Min
Mx	-1,11	-5,26	0,37	-0,04	0,00	0,00	0,00	-0,33	-0,56	-9,59
My	4,18	4,83	0,37	0,04	0,00	0,00	1,36	0,00	14,35	3,63
N1	45,83	66,15	5,11	0,54	0,00	0,00	28,16	0,00	192,23	38,17
Fx	4,75	44,02	1,85	0,19	0,00	0,00	1,19	0,00	70,23	1,98
Fy	-3,44	-26,73	2,18	-0,23	0,00	0,00	0,00	-0,12	-0,17	-44,42

ESFORÇOS MAXIMOS E MINIMOS ENCONTRO AP3=AP5										
	G	ATERRO	FRENAGEM	TEMP.	EMP ÁGUA	VENTO	MAX Q	MIN Q	Sd Max	Sd Min
Mx	0,14	0,76	0,08	0,01	0,00	0,00	0,17	0,00	1,54	0,02
My	-1,15	-3,21	0,42	-0,05	0,00	0,00	0,10	0,00	-0,40	-6,58
N1	43,41	50,51	3,54	0,38	0,00	0,00	24,36	0,00	160,88	38,10
Fx	0,04	15,73	0,17	0,02	0,00	0,00	0,00	-0,49	21,57	-0,78
Fy	-1,69	-7,09	1,08	-0,11	0,00	0,00	0,29	0,00	0,27	-13,61

ESFORÇOS MAXIMOS E MINIMOS ENCONTRO AP4										
	G	ATERRO	FRENAGEM	TEMP.	EMP ÁGUA	VENTO	MAX Q	MIN Q	Sd Max	Sd Min
Mx	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,03	0,00	0,03	0,00
My	3,66	7,90	1,31	-0,14	0,00	0,00	0,60	0,00	18,27	1,53
N1	43,27	45,03	2,19	0,24	0,00	0,00	20,45	0,00	146,56	39,99
Fx	-1,83	11,32	0,70	0,08	0,00	0,00	0,00	-0,55	14,60	-4,16
Fy	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,03	0,01	-0,02

3.3 Reações nos Pilares Centrais

A figura abaixo indica os pontos onde foram pesquisados os momentos, reações verticais e forças horizontais na base dos pilares



Para determinação das solicitações de cálculo, o resultado da carga permanente foi multiplicado por 1,35, o efeito da carga móvel, inclusive frenagem, por 1,5 e o vento por 1,4.

Os resultados da carga móvel podem ser divididos 1,29, que é o coeficiente de impacto utilizado para majorar as cargas e que pode ser desprezado nos elementos de fundação.

Foram considerados 6 casos para as cargas acidentais, conforma indicado nas tabelas abaixo.

ESFORÇOS MAXIMOS E MINIMOS BASE PILAR CENTRAL										
	G	ATERRO	FRENAGEM	TEMP.	EMP ÁGUA	VENTO	MAX Q	MIN Q	Sd Max	Sd Min
CASO 1 - TREM TIPO CENTRO VÃO 1 E TTIPO EXTERNO - MAIOR MOMENTO MY, MX FY FX										
My	0,00	0,00	7,70	-15,61	-0,18	0,25	0,00	-4,36	11,62	-34,92
Mx	3,71	0,0	0,00	0,00	5,54	9,14	0,49	0,00	20,26	7,31
N1	111,96	0,00	0,00	0,00	0,99	6,08	45,90	0,00	211,59	117,05
Fx	0,00	0,0	1,28	2,59	-0,05	0,12	3,18	0,00	8,80	-1,75
Fy	1,86	0,00	0,00	0,00	2,87	2,82	0,43	0,00	8,70	1,81
CASO 2 - TREM TIPO CENTRO VÃO 1 E TT CENTRADO										
My	0,00	0,00	7,70	-15,61	-0,18	0,25	0,00	-3,69	11,62	-34,14
Mx	3,71	0,00	0,00	0,00	5,54	9,14	0,00	-0,42	19,69	6,82
N1	111,96	0,00	0,00	0,00	0,99	6,08	35,31	0,00	199,27	117,05
Fx	0,00	0,00	1,28	2,59	-0,05	0,12	2,84	0,00	8,40	-1,75
Fy	1,86	0,00	0,00	0,00	-2,87	2,82	0,00	0,00	2,46	7,55
CASO 3 - TREM TIPO SOBRE APOIO E TT EXTERNO - MAIOR REAÇÃO VERTICAL										
My	0,00	0,00	7,70	-15,61	-0,18	0,25	2,04	0,00	13,99	-29,85
Mx	3,71	0,00	0,00	0,00	5,54	9,14	0,63	0,00	20,42	7,31
N1	111,96	0,00	0,00	0,00	0,99	6,08	90,43	0,00	263,37	117,05
Fx	0,00	0,00	1,28	2,59	-0,05	0,12	0,00	-0,34	5,10	-2,15
Fy	1,86	0,00	0,00	0,00	2,87	2,82	0,00	0,00	8,20	1,81
CASO 4 - TREM TIPO SOBRE APOIO E TT CENTRADO										
My	0,00	0,00	7,70	-15,61	-0,18	0,25	2,01	0,00	13,96	-29,85
Mx	3,71	0,00	0,00	0,00	5,54	9,14	0,00	-3,50	19,69	3,24
N1	111,96	0,00	0,00	0,00	0,99	6,08	69,60	0,00	239,15	117,05
Fx	0,00	0,00	1,28	2,59	-0,05	0,12	0,00	-0,33	5,10	-2,13
Fy	1,86	0,00	0,00	0,00	2,87	2,82	0,00	-1,75	8,20	-0,22
CASO 5 - TREM TIPO CENTRO VÃO 2 E TT EXTERNO										
My	0,00	0,00	7,70	-15,61	-0,18	0,25	7,38	0,00	20,20	-29,85
Mx	3,71	0,00	0,00	0,00	5,54	9,14	0,00	0,00	19,69	7,31
N1	111,96	0,00	0,00	0,00	0,99	6,08	46,16	0,00	211,89	117,05
Fx	0,00	0,00	1,28	2,59	-0,05	0,12	0,00	-3,69	5,10	-6,04
Fy	1,86	0,00	0,00	0,00	2,87	2,82	0,26	0,00	8,50	1,81
CASO 6 - TREM TIPO CENTRO VÃO 2 E CENTRADO										
My	0,00	0,00	7,70	-15,61	-0,18	0,25	6,64	0,00	19,34	-29,85
Mx	3,71	0,00	0,00	0,00	5,54	9,14	0,00	-0,44	19,69	6,80
N1	111,96	0,00	0,00	0,00	0,99	6,08	35,88	0,00	199,94	117,05
Fx	0,00	0,00	1,28	2,59	-0,05	0,12	0,00	-0,34	5,10	-2,15
Fy	1,86	0,00	0,00	0,00	2,87	2,82	0,21	0,00	8,45	1,81

4 Processo e Sequência de Execução

- Limpeza e locação da obra e preparação do canteiro para recebimento das locação pré-moldada protendidas e da execução das pré lajes na fábrica da empresa.
- Fazer todas as escavações e reaterros próximos à obra, seguindo-se a execução das estacas e blocos de fundação. Simultaneamente podem ser executadas as formas, armaduras e concretagem das pré-lajes.
- Execução das formas armaduras e concretagem da meso estrutura.
- Colocação das pré-lajes na superestrutura
- Executar as formas armaduras e concretar a laje superior
- Completar a concretagem das lajes.
- Completar os acabamentos, sinalização e limpeza da obra.

5 Bibliografia

Normas ABNT

“NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto”, 2014. “NBR 6122 – Projeto e Execução de Fundações”, 2010.

“NBR 6123 – Forças Devidas ao Vento em Edificações”, 2013.

“NBR 7187 – Projeto de Pontes, Viadutos e Passarelas de Concreto”, 2021.

“NBR 7188 – Carga Móvel Rodoviária e de Pedestres em Pontes, Viadutos, Passarelas e Outras Estruturas”, 2013.

“NBR 8681 – Ações e Segurança nas Estruturas”, 2003.

“NBR 9062 – Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado”, 2001.

“NBR 19783 – Aparelhos de Apoio de Elastômero Fretado- Especificação e Método de Ensaio”, 2015.

Alonso, Urbano Rodrigues. – “Exercícios de fundações”. Editora Blucher, 14 reimpressão, São Paulo, 1996.

Alonso, Urbano Rodrigues. – “Dimensionamento de Fundações”. Editora Blucher, 2 reimpressão, São Paulo, 1998.

Barker, R. M. e Puckett, J. A. – “Design of Highway Bridges” – Wiley Inc - USA – 2007.

BrasFond, Fundações Especiais S. A. - “Manual Técnico – Capacidade de Carga de Estacas Raíz”.

Calgaro, J. A. e Virlogeux, M. – “Projet et Construction des Ponts” – Presse de L’École Nationale des Ponts et Chaussées – Paris 1987

Carvalho, C. R. e Figueiredo Fº, J. R. - “Concreto Armado” - Edufscar – São Carlos, 2004.

Chen, W. F. e Duan, L - “Bridge Engineering Hand Book” CRC – Press – Boca Raton – 1999.

DNER/DNIT - “Manual de Projeto de Obras-de-arte Especiais”, Rio de Janeiro – 1996.

Dreux, G. - “Pratique du BétonPrecontraint”, - EyrollesEditeur, Paris.

Franz, G. - “Tratado del Hormigon Armado”. Tomo I e II – Editorial Gustavo Gili S.A. - Barcelona – 1970.

Guerrin A. - “Tratado de Concreto Armado” - Vol. 6 Hemus Editora Ltda. São Paulo

Guyon, Y. - “Construtions en Béton Précontraint” - EyrollesEditeur , Paris – 1968.

Leonhardt, F. e Mönnig, E. “Construções de Concreto”. Volumes 2 e 3. Editora Interciência Ltda. Rio de Janeiro - 1973.

Machado, C. F. - “Aparelhos de Apoio STUP de Neoprene” Revista Estrutura, nº 60, 61, Rio de Janeiro – 1966.

Martha, L. F. - “Ftool – Two – Dimensional Frame Analysis Tool” PUC – RJ, Rio de Janeiro – 2008.

Mason, J. - “Concreto Armado e Protendido” - Livros Técnicos e Científicos Editora S. A. - 1976.

MIX, Sistema de análise estrutural – Manual de uso – São Paulo – 2011.

Montoya, P. J. e outros – Hormigón Armado – 10ª edição, Editorial Gustavo Gili – Barcelona.

Neoprex Indústria e comércio - “Catalogo Técnico” - São Paulo, 1999.

Pilot, G. – “Foundation Engineering” – Presse de L’École Nationale des Ponts et Chaussées – Paris - 1982

Sarkis, P. J. – “Determinação de Linhas de Influência através de computadores, utilizando barras pré-deformadas” – Anais da XVI Jornadas Sudamericanas de IngenieriaEstructural – Volume IV – Bueno Aires, 1974.

Sarkis, P. J. – “Determinação de Linhas de Influência, pelo Método das Deformações Impostas através de Computadores Digitais” – Anais da XV Jornadas Sulamericanas de Engenharia Estrutural – Volume II – Porto Alegre, 1971.

Süssekind, J. C. - “Curso de Concreto” - Volume I – Editora Globo – Porto Alegre – 1984.

TQS - Manuais de Utilização – Versão 18 - TQS Informática Ltda. – São Paulo – Setembro 2014.

Velloso, D. A. - “Fundações em Estacas” - Estacas Franki Ltda. Publicações Técnicas – Rio de Janeiro – 1969.

Velloso, D. A., Lopes, F. R. – “Fundações” – Volume completo – Editora Oficina de Textos – São Paulo – 2012.

Anexo I

Longarinas Protendidas

Determinação das perdas imediatas		
Relaxação da armadura		
Tempo inicial (ti) =	2 dias	
σ_p , após anc (σ_p , ti) =	13807,37 kgf/cm ²	
f _{ptk} =	1900 MPa	19000 kgf/cm ²
σ_p , ti / f _{ptk} =	0,73	
Interpolar valor de Ψ_{1000} da Tabela 8.4, Pág 32 (NBR 6118:2014):		
σ_{s5}/f_{ptk}	Ψ_{1000}	
0,70	2,500	$\Psi_{1000} = 2,77\%$
0,73	2,767	
0,80	3,500	
		$\Psi(t, t_0) = \Psi_{1000} \cdot \left(\frac{t - t_0}{41,67}\right)^{0,15}$
		$\Psi_{(2,0)} = 1,75\%$
$\Delta\sigma$, rel =	35,44 MPa	354,44 kgf/cm ²
Encurtamento do concreto		
σ_p , após anc e rel =	13574,13 kgf/cm ²	
N, após anc e rel =	399,08 tf	
	$\sigma_{c,CG\ cor\ inf} = -\frac{N_{inf}}{A} - \frac{N_{inf} \cdot e_{inf}}{I} \cdot e_{inf} + \frac{M_{g1}}{I} \cdot e_{inf}$	
$\sigma_{c,CG\ cor\ inf}$ =	-3133,88 tf/m ²	-31,34 MPa
$\alpha = E_p / E_{ci}$ =	5,70	
$\Delta\sigma_p = \alpha \times \sigma_{c,CG}$ =	178,74 MPa	1787,37 kgf/cm ²
σ_p , inf, após anc, rel e enc =	11786,75 kgf/cm ²	
N, inf, após anc, rel e enc =	346,53 tf	
% perdas iniciais, cord inf =	15,38%	

Figura 1 - Perdas imediatas (Seção S5)

Determinação das perdas progressivas			
Dados dos cabos			
As cabo =		1,40 cm ²	
Número de cabos =		21	
Relaxação do aço			
Tensão média no aço após a ancoragem ($\sigma_{s,médio}$):			
$\sigma_{s,médio}$ =	1178,68 MPa	(Tração)	
Interpolador valor de ψ_{1000} da Tabela 8.4, Pág 32 (NBR 6118:2014):			
σ_{s5} / f_{ptk} =	0,620		
σ_{s5}/f_{ptk}	ψ_{1000}		
0,60	1,300		
0,62	1,544		
0,70	2,500		
ψ_{1000} =	1,54%		
$\psi_{\infty} = 2,5 \times \psi_{1000}$ =	3,86%		
Fluência e retração do concreto			
Interpolador valores de ϕ e ϵ_{cs} da Tabela 8.2, Pág 28 (NBR 6118:2014):			
Umidade relativa do ar (U_r) =	75%		
Área da seção isolada (A_c) =	2047,0 cm ²		
Perímetro da seção isolada (u) =	335,60 cm		
Espessura fictícia ($2 A_c / u$) =	12,2 cm		
t_0 =	5 dias		
$t =$	∞		
$2 A_c / u$	20	20,00	60
ϕ	1,9	1,90	1,8
			$\phi = 1,90$
$2 A_c / u$	20	20,00	60
$\epsilon_{cs} / 100$	-0,36	-0,36	-0,32
			$\epsilon_{cs} = -0,00036$

Figura 2 - Perdas diferidas (Seção S5) - Parte 1

Equações para cálculo das perdas progressivas	
$E_{ci,28} =$	39598 MPa
$E_p =$	202000 MPa
$I_c =$	1498000 cm ⁴
$e_p =$	0,26200 cm
$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{ci,28}}$	$\alpha_p = 5,10$
$\rho_p = \frac{A_p}{A_c}$	$\rho_p = 1,44\%$
$\chi = -\ln(1 - \psi)$	$\chi = 0,0394$
$\chi_c = 1 + 0,5 \cdot \varphi$	$\chi_c = 1,950$
$\chi_p = 1 + \chi$	$\chi_p = 1,039$
$\eta = 1 + e_p^2 \cdot \frac{A_c}{I_c}$	$\eta = 1,00$
Tensão no concreto no CG dos cabos apenas com PP viga ($\sigma_{cg, S5}$)=	
$\sigma_{cg, S5} =$	-26,36 MPa (Compressão)
Perdas progressivas:	
$\Delta\sigma_p = \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p - \alpha_p \cdot \sigma_{c,p0g} \cdot \varphi - \sigma_{p0} \cdot \chi}{\chi_p + \chi_c \cdot \alpha_p \cdot \eta \cdot \rho_p}$	
$\Delta\sigma_p =$	-316,90 MPa
% de perdas progressivas =	26,89%
$\sigma_{s,médio} \text{ no } t_{\infty} =$	861,78 MPa
$\Delta P =$	-93,17 tf
$P, \text{total no } t_{\infty} =$	253,36 tf
% de perdas totais =	38,13%

Figura 3 - Perdas diferidas (Seção S5) - Parte 2

Dimensionamento a esforço cortante

1. Solicitações características (tf)

Seção	0	1	2	3	4	5
V_{g1} (PP viga) =	6,14	4,92	3,69	2,46	1,23	0,00
V_{g2} (PP laje) =	7,98	6,38	4,79	3,19	1,60	0,00
V_{q1} (Acid. concretagem) =	3,19	2,55	1,92	1,28	0,64	0,00
V_{g3} (Pavimen/Barreiras) =	4,16	3,70	2,82	1,96	1,02	0,00
V_q (Carga móvel) =	21,66	15,51	12,61	10,39	8,54	6,29

2. Cálculo dos estribos (Modelo de Cálculo I) - Seção isolada

f_{ck} =	40 MPa	
H =	80 cm	Viga isolada carregada
d' =	3 cm	$V_{Sd1} = 1,35 \cdot (V_{g1} + V_{g2} + V_{q1})$

Seção	0	1	2	3	4	5
V_{sd} (tf) =	23,37	18,70	14,04	9,36	4,68	0,00
b_w (cm) =	14,00	14,00	14,00	14,00	14,00	14,00
V_{Rd2} (tf) =	69,85	69,85	69,85	69,85	69,85	69,85
Verif. Concreto ($V_{sd} \leq V_{Rd2}$) =	OK!	OK!	OK!	OK!	OK!	OK!
$V_c = V_{co}$ (tf) =	11,35	11,35	11,35	11,35	11,35	11,35
V_{sw} (tf) =	12,02	7,35	2,69	0,00	0,00	0,00
$A_{sw/s}$ - CA50 (cm ² /cm)	0,040	0,024	0,009	0,000	0,000	0,000
$A_{sw/s}$ mínimo - CA50 (cm ² /cm)	0,020	0,020	0,020	0,020	0,020	0,020
ϕ adotado (mm)	10	10	10	10	10	10
Espaçamento S calculado (cm)	39	64	80	80	80	80
Espaçamento S máximo (cm)	30	30	30	30	30	30

3. Cálculo dos estribos (Modelo de Cálculo I) - Seção completa

f_{ck} =	50 MPa	
H =	100 cm	Viga completa carregada
d' =	3 cm	$V_{Sd2} = 1,35 \cdot (V_{g1} + V_{g2} + V_{g3}) + 1,50 \cdot V_q$

Seção	0	1	2	3	4	5
V_{sd} (tf) =	57,17	43,52	34,17	25,86	18,01	9,44
b_w (cm) =	14,00	14,00	14,00	14,00	14,00	14,00
V_{Rd2} (tf) =	104,76	104,76	104,76	104,76	104,76	104,76
Verif. Concreto ($V_{sd} \leq V_{Rd2}$) =	OK!	OK!	OK!	OK!	OK!	OK!
$V_c = V_{co}$ (tf) =	16,59	16,59	16,59	16,59	16,59	16,59
V_{sw} (tf) =	40,58	26,93	17,58	9,27	1,42	0,00
$A_{sw/s}$ - CA50 (cm ² /cm)	0,107	0,071	0,046	0,024	0,004	0,000
$A_{sw/s}$ mínimo - CA50 (cm ² /cm)	0,023	0,023	0,023	0,023	0,023	0,023
ϕ adotado (mm)	10	10	10	10	10	10
Espaçamento S calculado (cm)	15	22	34	64	69	69
Espaçamento S máximo (cm)	30	30	30	30	30	30
Estribo adotado	ϕ 10 c/15	ϕ 10 c/15	ϕ 10 c/30	ϕ 10 c/30	ϕ 10 c/30	ϕ 10 c/30

Figura 4 - Dimensionamento a esforço cortante

Tensões de borda finais em todas as seções das vigas

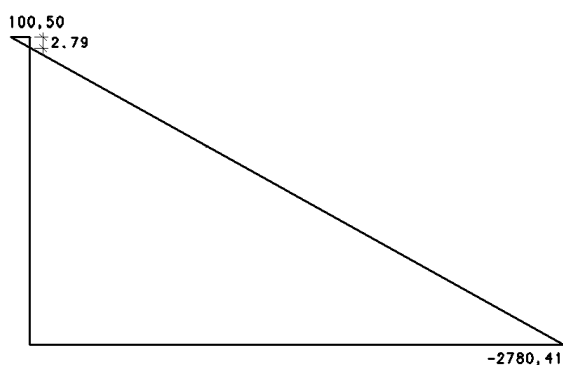
1. Seção 5 (central)

$$N_{0,inf} = 409,50 \text{tf}$$

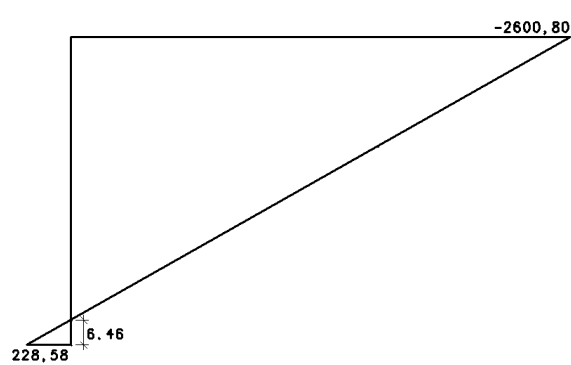
$$A_{p,inf} = 21 \text{ cordoalhas } 15,2\text{mm} \rightarrow 29,40\text{cm}^2$$

TENSÕES DE BORDA (tf/m²) - SEÇÃO 5

SEÇÃO ISOLADA
APÓS PERDAS IMEDIATAS



SEÇÃO COMPLETA
APÓS PERDAS DIFERIDAS E SOBRE-TENSÃO



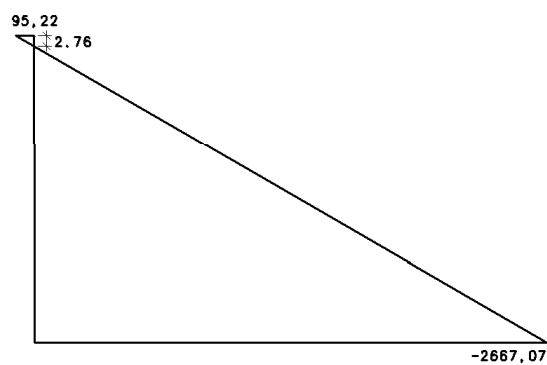
2. Seção 4

$$N_{0,inf} = 390\text{tf}$$

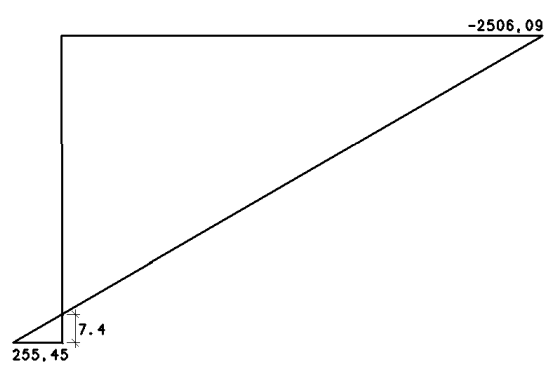
$$A_{p,inf} = 20 \text{ cordoalhas } 15,2\text{mm} \rightarrow 28,00\text{cm}^2$$

TENSÕES DE BORDA (tf/m²) - SEÇÃO 4

SEÇÃO ISOLADA
APÓS PERDAS IMEDIATAS



SEÇÃO COMPLETA
APÓS PERDAS DIFERIDAS E SOBRE-TENSÃO



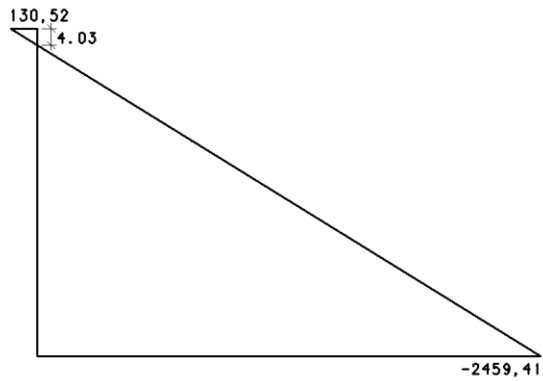
3. Seção 3

$$N_{0,inf} = 351 \text{tf}$$

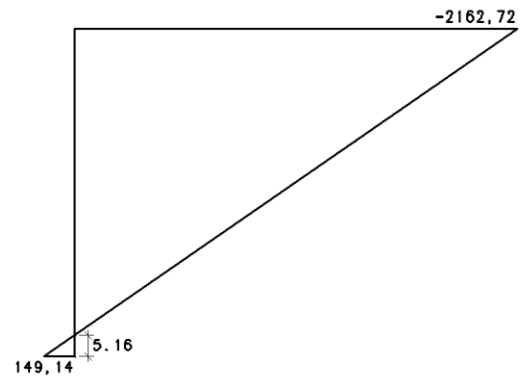
$$A_{p,inf} = 18 \text{ cordoalhas } 15,2 \text{mm} \rightarrow 25,20 \text{cm}^2$$

TENSÕES DE BORDA (tf/m²) - SEÇÃO 3

SEÇÃO ISOLADA
APÓS PERDAS IMEDIATAS



SEÇÃO COMPLETA
APÓS PERDAS DIFERIDAS E SOBRE-TENSÃO



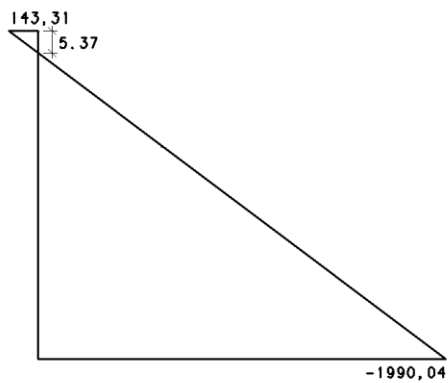
4. Seção 2

$$N_{0,inf} = 273 \text{tf}$$

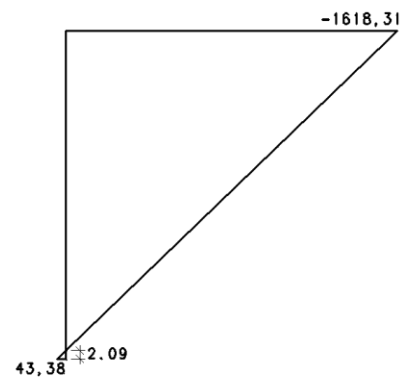
$$A_{p,inf} = 14 \text{ cordoalhas } 15,2 \text{mm} \rightarrow 19,60 \text{cm}^2$$

TENSÕES DE BORDA (tf/m²) - SEÇÃO 2

SEÇÃO ISOLADA
APÓS PERDAS IMEDIATAS



SEÇÃO COMPLETA
APÓS PERDAS DIFERIDAS E SOBRE-TENSÃO



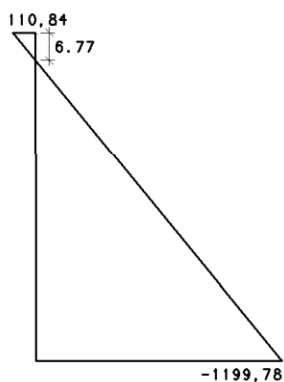
5. Seção 1

$$N_{0,inf} = 156tf$$

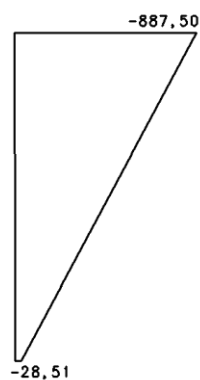
$$A_{p,inf} = 8 \text{ cordoalhas } 15,2mm \rightarrow 11,20cm^2$$

TENSÕES DE BORDA (tf/m²) - SEÇÃO 1

SEÇÃO ISOLADA
APÓS PERDAS IMEDIATAS



SEÇÃO COMPLETA
APÓS PERDAS DIFERIDAS E SOBRE-TENSÃO



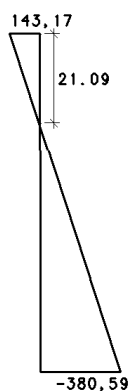
6. Seção 0 (cabeceira)

$$N_{0,inf} = 39tf$$

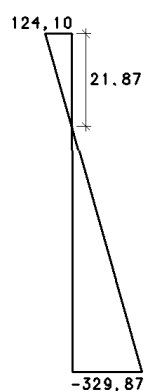
$$A_{p,inf} = 2 \text{ cordoalhas } 15,2mm \rightarrow 2,80cm^2$$

TENSÕES DE BORDA (tf/m²) - SEÇÃO 0

SEÇÃO ISOLADA
APÓS PERDAS IMEDIATAS



SEÇÃO COMPLETA
APÓS PERDAS DIFERIDAS E SOBRE-TENSÃO



6 TERMO DE ENCERRAMENTO

A Artuzi e Bonatto Engenharia LTDA. declara que o presente Memorial de Cálculo Estrutural, parte integrante do Relatório Final do Projeto Básico e Executivo de Engenharia para execução das Pontes em Concreto armado com longarinas protendidas, possui 49 (quarenta e nove) folhas numeradas em ordem sequencial crescente, incluindo esta.

Atenciosamente.

Leonardo Daniel Bonatto
Responsável Técnico CREA/SC 88024-9
Artuzi e Bonatto Engenharia LTDA