PONTE PRESIDENTE KENNEDY

PONTE EM ESTRUTURA DE CONCRETO

MEMÓRIA DE CÁLCULO – CONCRETO ARMADO

1 INTRODUÇÃO 5

2 DIMENSIONAMENTO 7

2.1 DETERMINAÇÃO DE DIMESÕES MÍNIMAS 7
2.2 AÇÕES PERMANENTES E MÓVEIS NA PONTE 7
2.3 TREM-TIPO 8
2.4 CLASSE DE AGRESSIVIDADE DO MEIO 13
2.5 CARACTERÍSTICA DOS MATERIAIS UTILIZADOS 14
2.6 CONCEPÇÃO DA ESTRUTURA 16
2.7 CÁLCULO DAS PRESSÕES PRODUZIDAS PELO SOLO E PELA ÁGUA 18
2.7.1 PRESSÕES VERTICAIS 18
2.7.2 PRESSÕES HORIZONTAIS 19
2.7.3 EFEITO DE ARQUEAMENTO 20
2.8 CÁLCULO DAS PRESSÕES PRODUZIDAS POR SOBRECARGAS NA SUPERFÍCIE 21
2.8.1 FORÇA UNIFORMEMENTE DISTRIBUÍDA APLICADA NA SUPERFÍCIE 21
2.8.2 FORÇA PARCIALMENTE DISTRIBUÍDA APLICADA NA SUPERFÍCIE 21
2.8.3 SOBRECARGA RODOVIÁRIA 22
2.9 MODELAGEM E CONSIDERAÇÃO E DE CÁLCULO 28
2.9.1 ESQUEMA ESTÁTICO 28
2.9.2 COEFICIENTE DE REAÇÃO DO SOLO 28
2.9.3 CONSIDERAÇÃO DA NÃO LINEARIDADE FÍSICA 29
2.10 SITUAÇÕES DE PROJETO E COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO DAS AÇÕES 30
2.10.1 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS 30
2.10.2 ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO 33
2.10.3 SITUAÇÕES TRANSITÓRIAS (MANUSEIO DAS PEÇAS PRÉ-MOLDADAS) 34
2.11 DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA 35
2.11.1 CONCRETO 35
2.11.2 ARMADURA EM TELAS SOLDADAS 35
2.11.3 COBRIMENTO DA ARMADURA 35
2.11.4 DIRETRIZES DE DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA 36
2.11.5 VERIFICAÇÃO DA FADIGA DA ARMADURA 37
2.11.6 VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA A FORÇA CORTANTE 39

2.11.7 VERIFICAÇÃO DE ABERTURA DE FISSURAS 40
2.11.8 VERIFICAÇÃO DA SITUAÇÃO DE MANUSEIO 42

3 ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS PARA EXECUÇÃO DA ESTRUTURA 44

3.1 ESPECIFICAÇÕES GERAIS 44
3.2 RESPONSABILIDADES DA PROPONENTE 45
3.2.1 RESPONSABILIDADES GERAIS 45
3.2.2 EQUIPAMENTOS DE SEGURANÇA 46
3.2.3 HIGIENE E SAÚDE DO TRABALHO 47
3.3 ESCOPO DE FORNECIMENTO 48
3.3.1 ESCOPO BÁSICO 48
3.3.2 LISTA DE DESENHOS 48

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS 49

ANEXO 1:VERIFICAÇÕES DE ESTADO LIMITE ÚLTIMO 50

ANEXO 2:ESFORÇOS MÁXIMOS PARA VERIFICAÇÃO DE ESTADO LIMITE ÚLTIMO 64

ANEXO 3:DIMENSIONAMENTO DE ARMAÇÕES EM TELA ELETROSOLDADA 66

ANEXO 3:VERIFICAÇÃO DE FADIGA DA ARMADURA NA LAJE DE COBERTURA 68

ANEXO 4:VERIFICAÇÃO DE NECESSIDADE DE ARMADURA PARA ESFORÇO CORTANTE 71

ANEXO 5:VERIFICAÇÃO DO LIMITE DE ABERTURA DE FISSURA 73

ANEXO 6:VERIFICAÇÃO DA SITUAÇÃO DE MANUSEIO E TRANSPORTE 75

ANEXO 7:DISPOSIÇÃO FINAL DE ARMADURA 80

ANEXO 8: PLANILHA ORÇAMENTÁRIA, CÁLCULO DE BDI E CRONOGRAMA FÍSICO FINANCEIRO 84

MEMÓRIA DE CÁLCULO – PONTE EM ESTRUTURA DE CONCRETO

Ribeirão Preto, 12 de junho de 2020.

Assunto: **PROJETO EXECUTIVO** – Memória de Cálculo do Dimensionamento de Estrutura de Concreto para Ponte Presidente Kennedy– Projeto Executivo no Município de **Barrinha/SP**.

Anexo (s): - Desenhos construtivos.

1 INTRODUÇÃO

Esta Memória de Cálculo é parte integrante do projeto executivo e contém todos os elementos necessários a elaboração dos desenhos construtivos da estrutura, execução os serviços, bem como apresenta a justificativa dos resultados obtidos. Desse modo esta Memória de Cálculo apresenta: os resultados parciais obtidos nas diferentes etapas de cálculo necessário para o desenvolvimento das etapas posteriores; os elementos necessários a elaboração dos desenhos estruturais; a possibilidade de verificação dos resultados; e condições de provar, a qualquer tempo, a exatidão das soluções adotadas.

Segue discriminado nos itens abaixo o roteiro de cálculo com a apresentação da metodologia de dimensionamento dos elementos estruturais em sequência lógica de forma que facilmente possam ser entendidos e interpretados o cálculo dos esforços solicitantes devido às cargas permanentes: peso próprio das estruturas; empuxos de terra; pressões hidrostáticas de água junto ao canal, cargas móveis, acidentais e outras, para cada elemento estrutural e a verificação de sua resistência.

A marcha dos cálculos obedece às seguintes partes:

I. Fixação das dimensões principais – **PROJETO CONCEITUAL**;

II. Verificação do dimensionamento do conjunto;

III. Cálculo dos esforços internos solicitantes na estrutura e dimensionamento das armaduras.

2 DIMENSIONAMENTO

2.1 DETERMINAÇÃO DE DIMESÕES MÍNIMAS

A determinação das as dimensões da estrutura foi obtida a partir da conformação com o sistema viário existente, características de uso da via, bem como atendimento às recomendações do Manual de Obras de Arte Especial do DNER, atual DNIT, para projetos de pontes de Classe IV com volume médio diário de até 200 veículo por dia.(Fig.1)

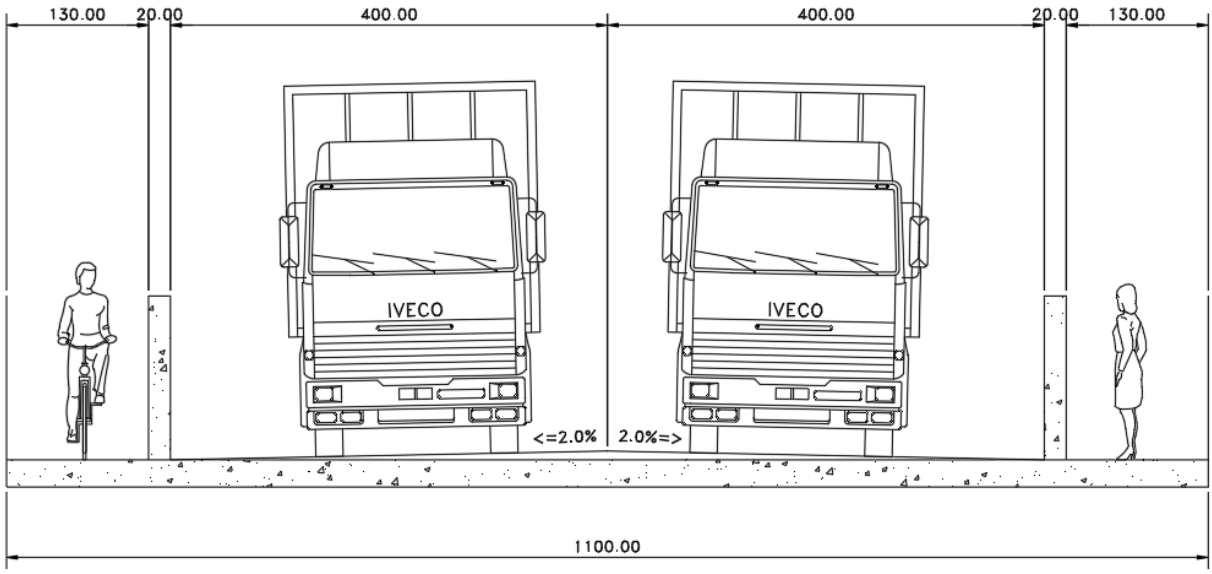


Figura 1: Dimensões da seção transversal

2.2 AÇÕES PERMANENTES E MÓVEIS NA PONTE

De acordo com a NBR 6118, ações permanentes são as que ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida da construção. As principais ações permanentes são: as cargas provenientes do peso próprio dos elementos estruturais, da pavimentação, dos revestimentos, das barreiras, dos guarda-rodas, dos guarda-corpos, e dos dispositivos de sinalização e os empuxos de terra, as forças de

protensão e as deformações impostas, isto é, provocadas por fluência e retração do concreto, por variações de temperatura e por deslocamentos de apoios.

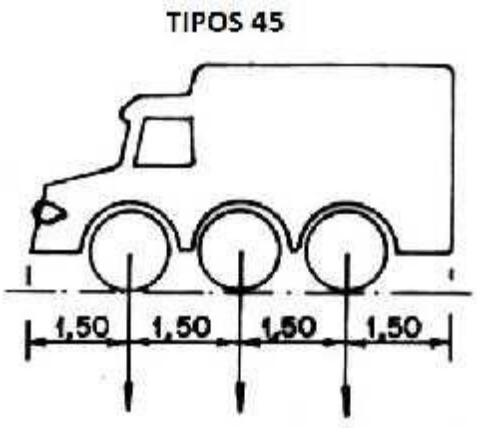
Já as cargas móveis são fixadas de acordo com o tipo de ponte e a classe da rodovia ou da ferrovia. No caso de pontes rodoviárias a NBR 7188/2003, fixa um veículo padrão, também chamado de veículo-tipo, que é classificado em três tipos.

- Classe 45: na qual a base do sistema é um veículo-tipo de 450 kN de peso total
- Classe 30: na qual a base do sistema é um veículo-tipo de 300 kN de peso total;
- Classe 12: na qual a base do sistema é um veículo-tipo de 120 kN de peso total.

2.3 TREM-TIPO

Denomina-se trem-tipo o conjunto do carregamento móvel a ser aplicado à estrutura em sua posição mais desfavorável para cada seção de cálculo e combinação de carregamento. Os Trens-tipo compõem-se de compressores, caminhões ou tráfego de veículo de pequeno porte. Neste projeto será utilizado o trem-tipo (45) ou TB-450.

A carga móvel rodoviária padrão TB-450 é definida por um veículo tipo de 450 kN, com seis rodas, P = 75 kN, três eixos de carga afastados entre si em 1,5 m, com área de ocupação de 18,0 m², circundada por uma carga uniformemente distribuída constante p = 5 kN/m², conforme Figura 2.



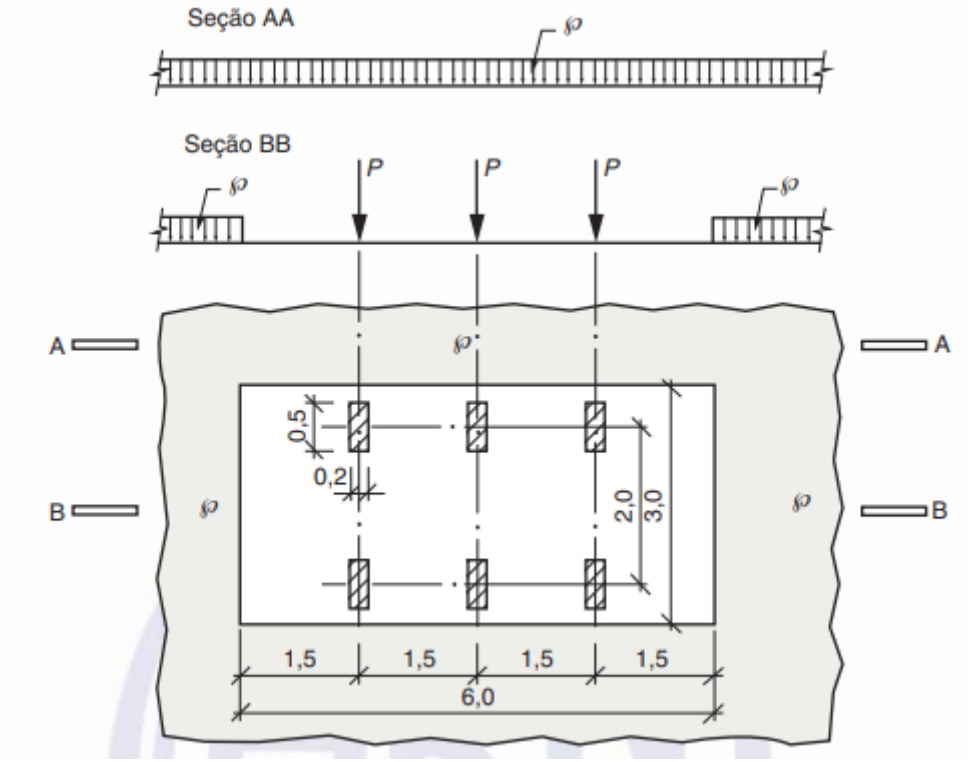


Figura 02: Veículo-tipo do projeto -TB-450 (FONTE: ABNT, 1982)

Nos passeios para pedestres das pontes e viadutos, será adotada uma carga uniformemente distribuída de 3 kN/m² na posição mais desfavorável concomitante com a carga móvel rodoviária, para verificações e dimensionamentos dos diversos elementos estruturais, assim como para verificações globais.

A carga móvel assume posição qualquer em toda a pista rodoviária com as rodas na posição mais desfavorável, inclusive acostamento e faixas de segurança. A carga distribuída será aplicada na posição mais desfavorável, independentemente das faixas rodoviárias.

A carga concentrada Q, em quilonewtons:

$$Q = P.CIV.CNF.CIA$$

E a carga distribuída q, em quilonewtons por metro quadrado:

$$q = p.CIV.CNF.CIA$$

Segundo a NBR 7188/13, para estruturas com vãos entre 10 e 200m, o coeficiente de impacto vertical (CIV) pode ser determinado tal como segue:

$$CIV = 1 + 1{,}06.\left(\frac{20}{Liv + 50}\right)$$

Onde:

Liv: Vão livre em m.

Desta forma, para a estrutura em análise:

$$CIV = 1 + 1{,}06.\left(\frac{20}{10 + 50}\right) = 1{,}35$$

Segundo a NBR 7188/13, o coeficiente do número de faixas pode ser determinado tal como segue:

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

Onde:

n: número de faixas.

Desta forma, para a estrutura em análise:

$$CNF = 1 - 0{,}05\ (2 - 2) = 1{,}00$$

Por fim, ainda segundo a NBR 7188/13, o coeficiente de impacto adicional (CIA) equivale a 1,25 para obras em concreto armado.

As ações distribuídas (p') sobre os elementos estruturais dos passeios não devem ser ponderadas pelos coeficientes de impacto vertical (CIV), coeficiente do número de faixas (CNF) e coeficiente de impacto adicional (CIA).

Desta forma, têm-se que

$$Q = 75kN.1{,}35.1{,}00.1{,}25 = 127kN$$

$$q = 5\ kN/m^2.1{,}35.1{,}00.1{,}25 = 8kN/m^2\ = 8kPa$$

A distribuição da sobrecarga definida pelo Trem Tipo TB-450 sobre a estrutura pode ser observada na Figura 3:

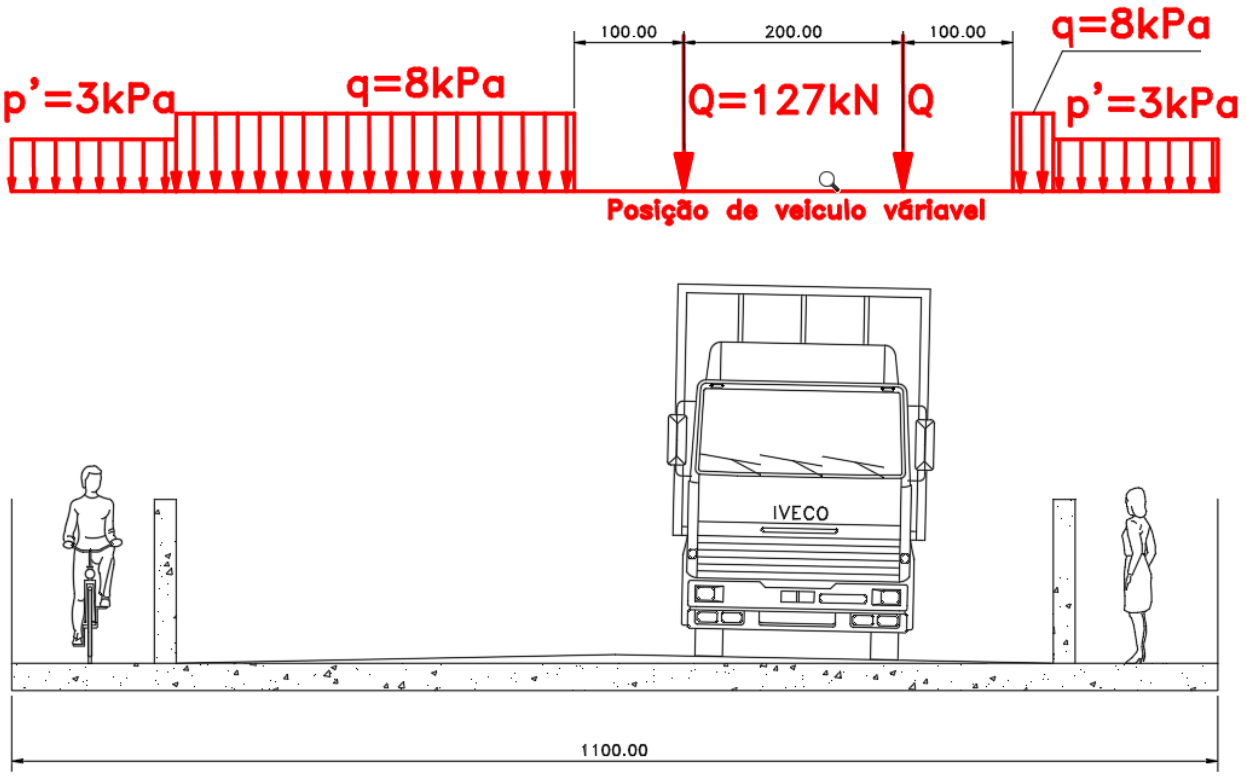


Figura 3: Distribuição de Carregamento sobre a estrutura da ponte

As forças horizontais (Hf) mínimas devido à frenagem e/ou aceleração aplicadas no nível do pavimento na posição mais desfavorável, em ocorrência simultânea com os carregamentos do trem tipo equivalem a 135 kN.

A utilização de camada de pavimento asfáltico sobre a laje de concreto implicará em sobrecarga permanente (p_{pav}) estimada tal como segue:

- $p_{pav} = \gamma_{pav}.H_{pav} + 2\ {}^{kN}/_{m^2}$
  - $p_{pav} = 26\ {}^{kN}/_{m^3}.0.20m + 2\ {}^{kN}/_{m^2}$
  - $p_{pav} = 7\ {}^{kN}/_{m^3}$

2.4 CLASSE DE AGRESSIVIDADE DO MEIO

A NBR 6118 trata da agressividade do meio no item 6.4 da seguinte forma: “A agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas”

Segundo esta norma a agressividade do Ambiente pode ser classificada tal como descrito na tabela 1:

Tabela 1: Classe de agressividade do meio (NBR 6118/14)

Classe de Agressividade Ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de Ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	FRACA	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	MODERADA	Urbana[a,b]	Pequeno
III	FORTE	Marinha[a]	Grande
		Industrial[a,b]	
IV	MUITO FORTE	Industrial[a,c]	Elevado
		Respingos de maré	

a - Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).
b - Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.
c - Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Desta forma a natureza do ambiente em análise determina uma Agressividade moderada, ou seja, Classe de Agressividade II.

Para tais situações a NBR 6118/14 determina como cobrimento nominal das estruturas em concreto armado para ambientes de Classe de Agressividade II:

- Lajes e Cortinas: 20 mm;
- Viga/Pilar: 30mm;
- Elemento estruturais em contato com o solo: 30mm

2.5 CARACTERÍSTICA DOS MATERIAIS UTILIZADOS

Segundo a NBR 6118/2014 e NBR 7187/2003 as características dos materiais utilizados devem atender com plenitude as solicitações que lhes serão impostas. No que tange uma ponte em concreto armado os materiais utilizados são:

Concreto:

- Peso específico = 24 kN/m3
- Peso específico = 25 kN/m3 (Concreto Armado)
- Concreto Classe C35, fck = 35 MPa
- Resistência característica a tração, ftk = 3,2MPa
- Coeficiente de Poisson = 0.2
- Coeficiente de dilatação térmica = 10^{-5}/°C
- Módulo de elasticidade secante: $Ecs = 34190MPa$
    - $Ecs = \alpha i . \alpha E . 5600 . fck^{1/2}$
    - $\alpha i = 0{,}8 + 0{,}2 . \frac{fck}{80} = 0{,}86$
    - $\alpha E = 1{,}2\ p/\ agregrado\ basalto$
    - $Ecs = 0{,}86 \,.\, 1{,}2 \,.\, 5600 . 35^{1/2} = 34190\ MPa$

Aço:

- Tipologia: CA-50
- Fyk = 500 MPa
- Peso específico = 78,5 kN/m^3
- Módulo de elasticidade = 2,1.108 kN/m^2
- Coeficiente de dilatação térmica = 10^{-5}/°C, para intervalos de temperatura entre – 20°C e 150°C.

Solo:

- Peso específico = 18 kN/m3
- Peso específico solo compactado = 18 kN/m3
- Ângulo de atrito interno = 30º

Pavimentação:

- Tipologia: asfáltica
- Peso específico = 26 kN/m³, já atendendo a um possível recapeamento.

2.6 CONCEPÇÃO DA ESTRUTURA

A estrutura da ponte Presidente Kennedy foi concebida por meio da utilização de aduelas ou tubos de seção retangular de concreto armado pré-moldados como abertura de forma retangular e mísulas internas nos cantos.

Estes elementos pré-moldados deverão ser colocados justapostos formando galerias contínuas para a canalização do córrego.

As principais características geométricas dos tubos de seção retangular e suas respectivas nomenclaturas estão apresentadas na figura 4. Nesta figura estão definidas as seguintes partes: laje de cobertura, laje de fundo ou base, paredes laterais e mísulas.

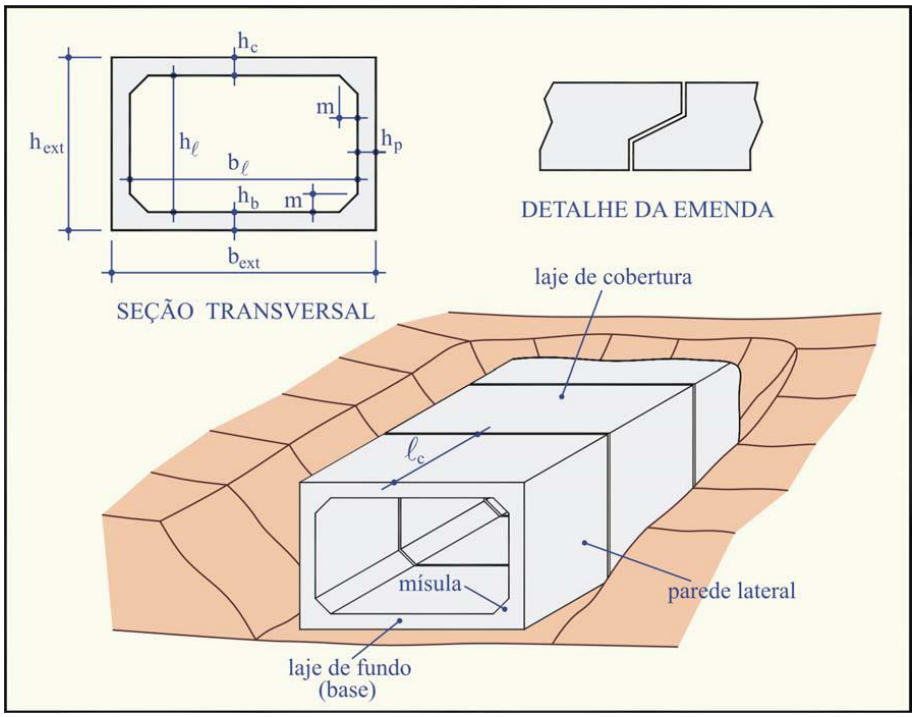


Figura 3: Características geométricas dos tubos de seção retangular em concreto armado (TRSCA)

De uma forma geral, os TSRCA estão sujeitos a pressões verticais, como por exemplo o peso do solo sobre o tubo, e horizontais, como por exemplo o empuxo do

solo nas paredes laterais. As pressões verticais são equilibradas pela reação do solo na laje de fundo. Na Figura 4 estão representadas estas pressões, bem como a reação do solo na base.

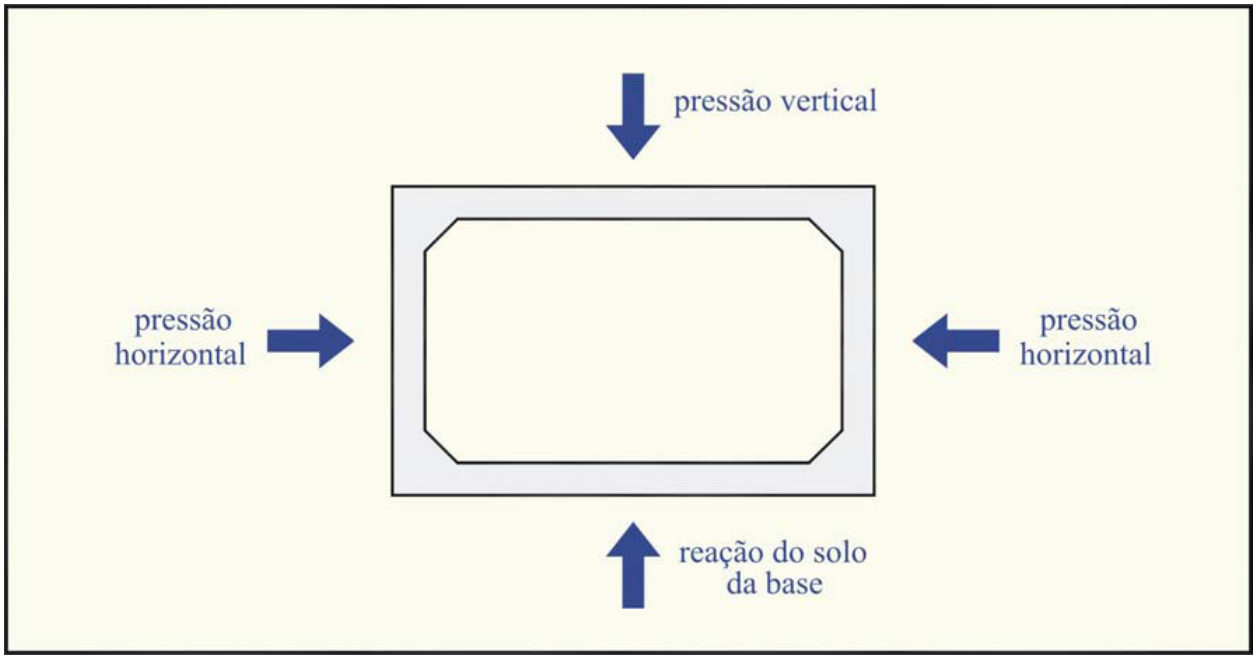


Figura 4: Pressões sobre os tubos de seção retangular

À medida que a altura de solo sobre a galeria for diminuindo, o seu comportamento passa ser próximo de uma ponte. O efeito da sobrecarga torna-se preponderante e o seu projeto possui a mesma característica do projeto das pontes. Por exemplo, as armaduras devem ser verificadas em relação ao estado limite de fadiga. Desta forma, os TSRCA devem atender as recomendações das estruturas de concreto estabelecidas na NBR-6118:2003, bem como as estabelecidas NBR-7187:2003.

2.7 CÁLCULO DAS PRESSÕES PRODUZIDAS PELO SOLO E PELA ÁGUA

2.7.1 Pressões verticais

As pressões verticais produzidas pelo solo sobre a laje de cobertura são calculadas em função da altura de solo sobre o tubo (hs) e da espessura de pavimento (hpav), conforme a Figura 5, com a expressão:

$$P_v = \gamma_{solo} h_s + \gamma_{pav} h_{pav}$$

Onde:

- γ_{solo} – peso específico do solo
- γ_{pav} – peso específico do pavimento

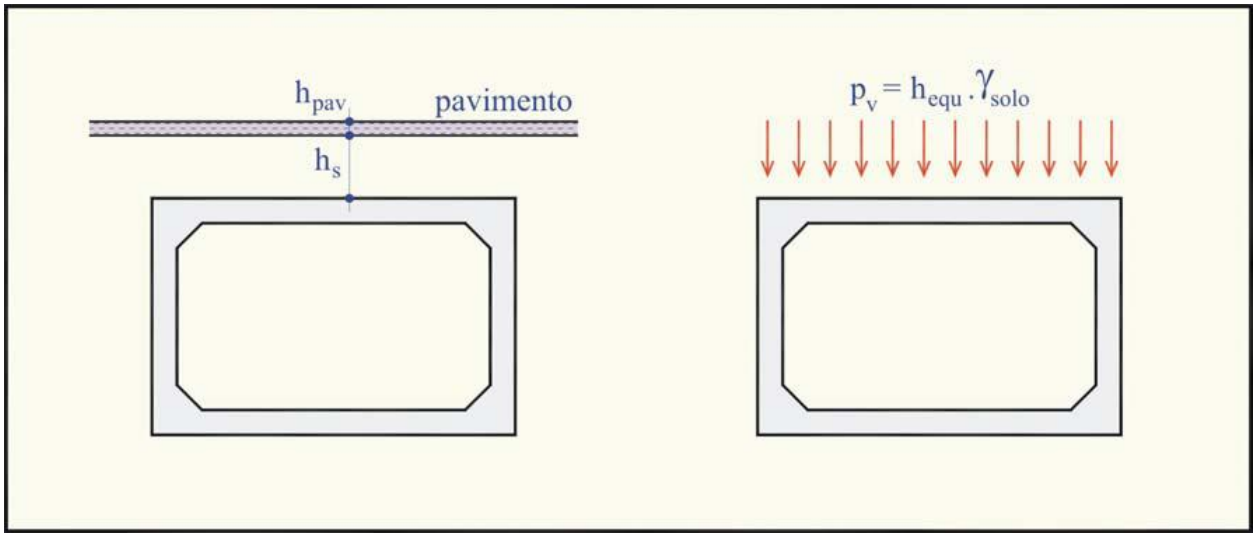


Figura 5: Alturas de solo e pavimento sobre a galeria

Além da carga do solo, considera-se as ações do peso próprio do tubo, considerando peso específico do concreto de 25 kN/m3. A pressão vertical da água pode ser desprezada.

No caso da ponte presidente Kennedy a sobrecarga devido à pavimentação já foi considerada e não hà altura de solo a ser lançada sobre a laje de topo da galeria.

Para fins de adequação do projeto as peças comercialmente disponíveis em mercado, será adotada laje maciça armada de 15cm sobre a laje de cobertura da

galeria de forma a permitir melhor distribuição dos esforços provocados pela sobrecarga do trem tipo.

2.7.2 Pressões Horizontais

A NBR 7187:2003 estabelece que, *"O empuxo de terra nas estruturas é determinado de acordo com os princípios da mecânica dos solos, em função de sua natureza (ativo, passivo ou de repouso), das características do terreno, assim como as indicações dos taludes e os paramentos. Com simplificação, pode ser suposto que o solo não tenha coesão e que não haja atrito entre o terreno e a estrutura, desde que as solicitações assim determinadas estejam a favor da segurança. O peso específico do solo úmido deve ser considerado no mínimo igual a 18 kN/m3 e o ângulo de atrito interno no máximo igual a 30º. Os empuxos ativos e de repouso devem ser considerados nas situações mais desfavoráveis..."*

Considerando solo sem coesão e ângulo de atrito interno de 30o, têm-se os seguintes valores para os coeficientes de empuxo: $k_a = 0,33$ (coeficiente de empuxo ativo) e $k_o = 0,5$ (coeficiente de empuxo em repouso). Conforme previsto na NBR 9187:2003, devem ser consideradas as situações mais desfavoráveis. Assim, em geral, considera-se o empuxo ativo quando a carga vertical for máxima e o empuxo em repouso quando a carga vertical for mínima.

Na Figura 6 estão mostradas as pressões horizontais do empuxo do solo e do empuxo da água para a ponte Presidente Kennedy.

A pressão horizontal do solo, que corresponde ao empuxo do solo nas paredes, pode ser calculada com a expressão:

$$P_h = k.P_v = k\ (\gamma_{solo} Y_s = \gamma\ p_{av} h_{pav})$$

Como não há solo de recobrimento sobre o topo da galeria as ações horizontais no topo da galeria equivalem a 0 tal como apresentado na figura 6.

Para cota 3 m de profundidade, a pressão horizontal pode ser determinada tal como abaixo:

$$P_h = k.P_v = 0,33\ .\ 18\ kN/m^3.\ 3\ m = 18kPa$$

Para considerar a saturação do solo na face externa da galeria ele terminasse de forma equivalente o diagrama de empuxo de água para profundidade de 3 m :

$$Pw = hw \cdot \gamma_w = 3m \cdot 10\ kN/m^3 = 30kPa$$

Onde coeficiente de empuxo k pode ser o coeficiente de empuxo ativo k_a ou o coeficiente de empuxo em repouso k_o.

A pressão de água no interior da galeria foi desconsiderada por representar efeito favorável à manutenção da estabilidade quanto ao carregamento do empuxo de Terra nas paredes laterais da galeria.

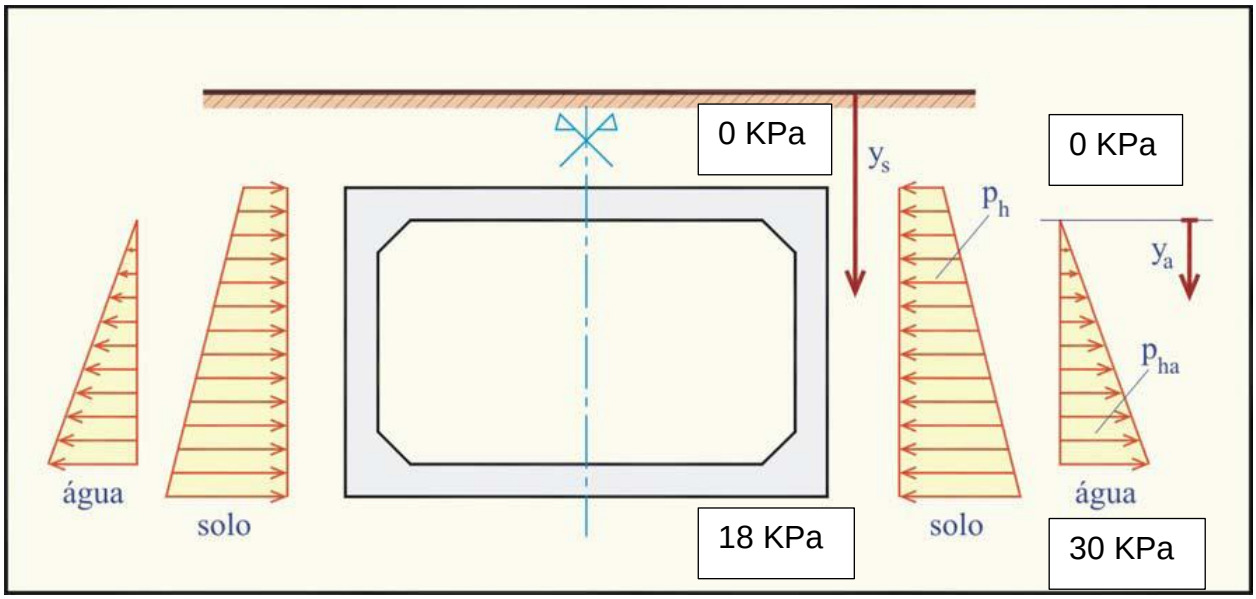


Figura 6: Pressão lateral do solo e água

2.7.3 Efeito de arqueamento

O efeito de arqueamento das pressões verticais atuantes neste dimensionamento deverá ser desprezado uma vez que não à altura de solo sobre a galeria.

2.8 CÁLCULO DAS PRESSÕES PRODUZIDAS POR SOBRECARGAS NA SUPERFÍCIE

2.8.1 Força uniformemente distribuída aplicada na superfície

As forças uniformemente distribuídas aplicadas na superfície da galeria em dimensionamento foram discutidas previamente no item referente a descrição do trem tipo utilizado para o dimensionamento, nas formas das cargas distribuídas de utilização, pavimentação, recapeamento e tráfego do trem tipo.

.

2.8.2 Força parcialmente distribuída aplicada na superfície

As forças parcialmente distribuídas aplicadas na superfície se propagam até a laje de cobertura da galeria segundo um ângulo de espraiamento que varia entre 30 e 45° conforme a rigidez do solo, tal como apresentado nas figuras 7 e 8.

Para o caso da ponte Presidente Kennedy, no entanto, como não há altura de recobrimento sobre a laje de cobertura as cargas uniformemente distribuídas em superfície incidem diretamente sobre a laje de cobertura.

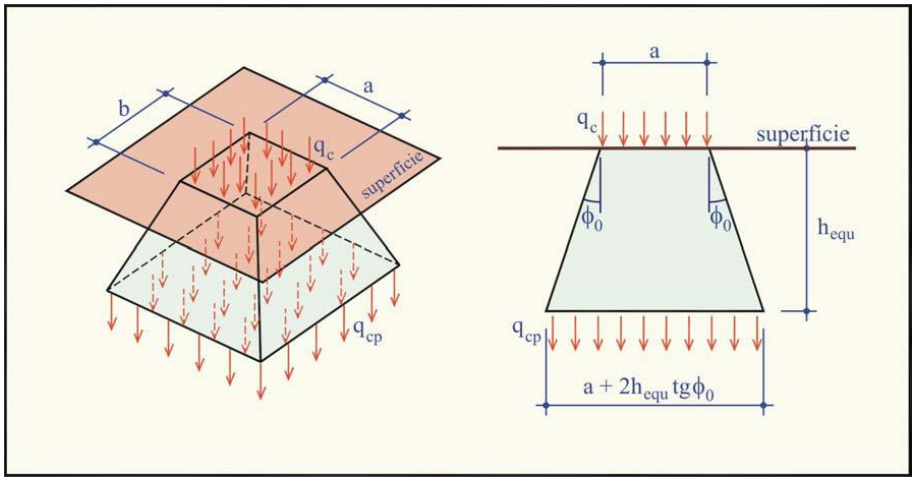


Figura 7: Propagação de forças parcialmente distribuídas aplicadas na superfície

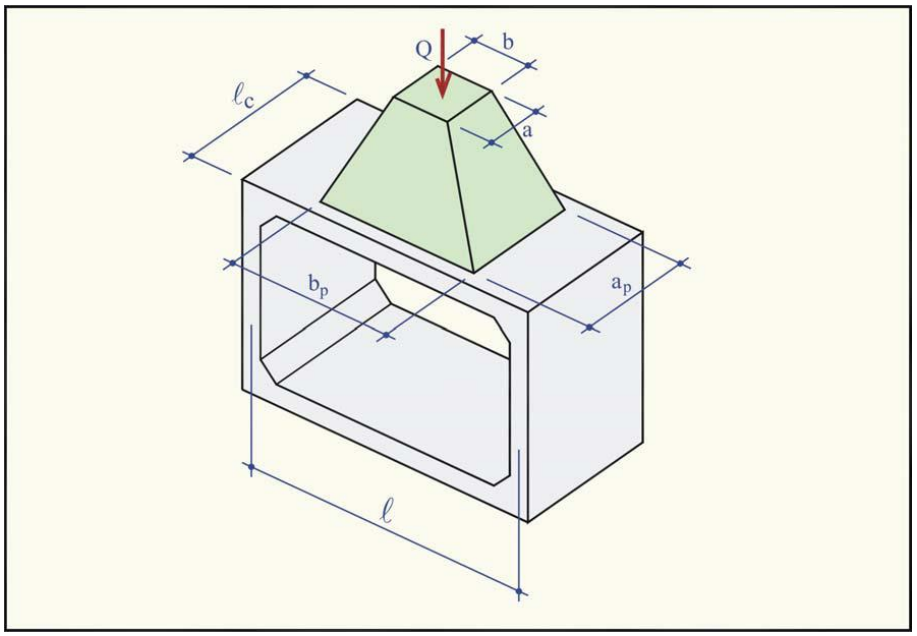


Figura 8: Distribuição de pressões sobre a galeria devido à força parcialmente distribuída aplicada na superfície de resultante Q

2.8.3 Sobrecarga Rodoviária

O veículo tipo previsto para a classe 45, utilizada neste projeto, possui um conjunto de 3 eixos com 2 rodas cada, o que resulta em 6 rodas com o mesmo peso.

Considerando o efeito de 3 rodas alinhadas igualmente espaçadas de e_e vai ocorrer uma sobreposição de efeitos na direção do eixo das linhas do tubo a partir da profundidade:

$$h_{cl} = \frac{(e_e - a_r)}{1{,}4}$$

$$h_{cl} = \frac{(1{,}5 - 0{,}2)}{1{,}4} = 0{,}93m$$

E uma sobreposição na direção perpendicular ao eixo da tubulação a partir da profundidade:

$$h_{ct} = \frac{(e_r - b_r)}{1{,}4}$$

$$h_{ct} = \frac{(2{,}0 - 0{,}5)}{1{,}4} = 1{,}07m$$

Onde e_r é a distância entre as rodas de um mesmo eixo.

Desta forma, para pronto ponte presidente Kennedy onde é estimada uma espessura de laje de cobertura de 40 cm não ocorrerá a sobreposição dos efeitos de carregamento entre diferentes rodas ou diferentes eixos do trem tipo.

Fazendo os cálculos com os valores de distância entre de eixos, distância entre rodas de um mesmo eixo e a dimensões das áreas de contacto da roda no pavimento, fornecidas na tabela 2, têm-se os seguintes valores:

Tabela 2: Características do veículo tipo rodoviário utilizaram no projeto

Item	Unidades	Tipo 45
Quantidade de eixos	Eixo	3
Peso total do veículo	kN	450
Peso de cada roda	kN	75
Área de contato da roda (1)	m2	0,20 x 0,50
Distância entre eixos	m	1,50
Distância entre centros das rodas de cada eixo	m	2,00

Se for considerada ainda a propagação até o plano médio da laje de cobertura, estes valores devem ser acrescidos ainda de h_c. Assim, praticamente todos os valores ficariam abaixo de 1,0m.

Tendo em vista que os valores estão próximos e que existe uma certa aproximação no ângulo de propagação, será considerado que a força concentrada será distribuída por meio dê uma área considerada quadrada de dimensão equivalente a (t):

$$t = \sqrt{a.b} = \sqrt{0{,}2.0{,}5} = 0{,}32\ m$$

Fazendo uma propagação da força até o plano médio da laje de cobertura, tem-se o lado da área propagada (t_p):

$$t_p = t + hc = 0{,}32m + 0{,}40m = 0{,}72\ m$$

Uma vez que a geometria estabelecida para ponte Presidente Kennedy determina um vão teórico (ℓ) de 350 cm entre os planos médios das paredes laterais configura-se a seguinte situação mais desfavorável de carregamento para força cortante (Fig. 9):

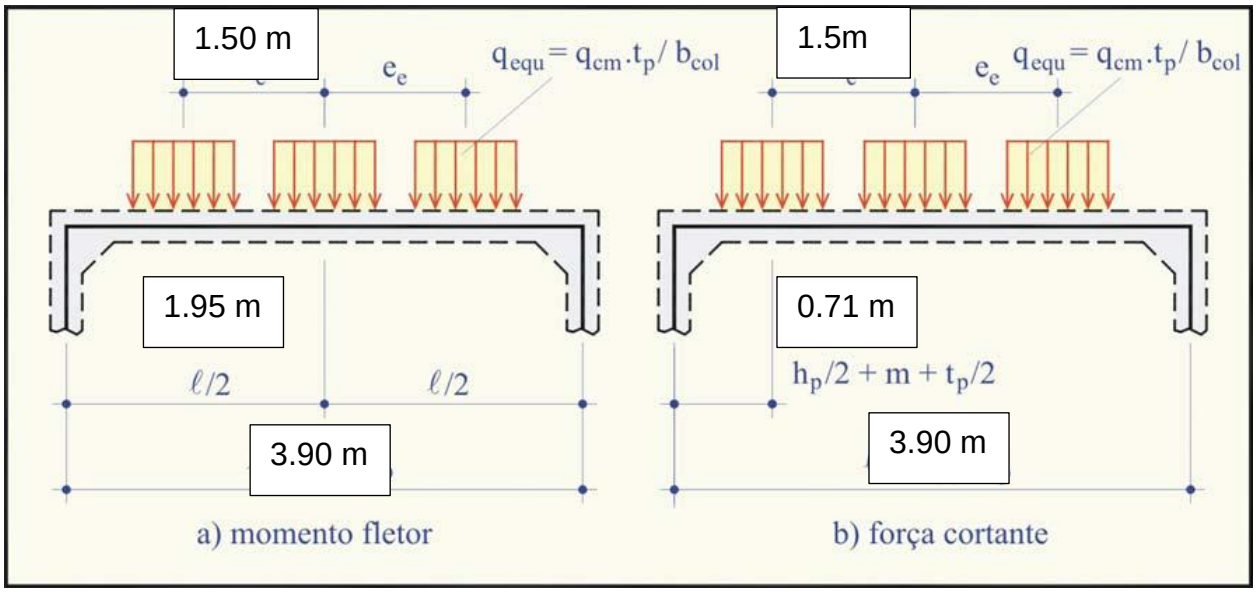


Figura 9: força parcialmente distribuída produzida por uma carga móvel

A largura colaborante para o momento fletor para uma roda no meio do vão da laje de cobertura pode ser calculada como foi visto para uma força parcialmente distribuída ponto assim conforme apresentado na figura 10, largura colaborativo vale:

$$b_{col,m} = t_p + \frac{1}{2}\left(1 - \frac{t_p}{l}\right) \leq l_c$$

$$b_{col,m} = 0{,}72\ m + \frac{1}{2}\left(1 - \frac{0{,}72}{3{,}90}\right) = 1{,}13m\ \leq l_c = 1{,}0$$

$$\therefore b_{col,m} = 1{,}0m$$

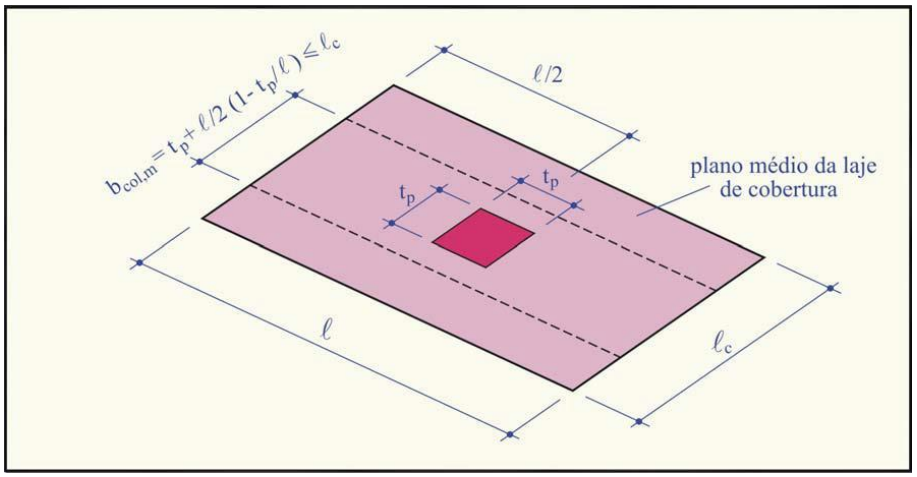


Figura 10: largura Colaborante para momento fletor

Conforme mostrado na figura 11, largura colaborante para a força cortante é calculada com a expressão:

$$b_{bol,v} = 2t_p \leq l_c$$

$$b_{bol,v} = 2\,.\,0{,}72m = 1{,}44m \leq l_c = 1{,}00m$$

$$b_{bol,v} = 1{,}00m$$

Em razão da grande predominância do efeito da roda do meio, para momento fletor, e roda junto ao apoio, para força cortante, pode-se considerar estas mesmas larguras colaborantes quando houver mais de uma roda.

Assim como no caso de uma força uniformemente distribuída, estas larguras colaborantes são limitadas ao comprimento ℓ_c do tubo.

O valor da força parcialmente distribuída por unidade de área, ocasionado pela roda do Trem Tipo no plano médio, vale:

$$q_{cm} = \frac{Q}{{t_p}^2} = \frac{127kN}{(0{,}72m)^2} = 245\ kPa$$

Assim a sobrecarga uniformemente distribuída no plano médio da laje de cobertura ocasionada pelo Trem Tipo rodoviário tanto para a verificação de Momento quanto para a verificação de Força cortante será considerada tal como segue:

$$q_{equ} = q_{cm}\frac{t_p}{b_{col}} = 245kPa\frac{0{,}72m}{1{,}00m} = 176kPa$$

A pressão lateral das cargas móveis é feita considerando a propagação da carga do veículo tipo a 35°, em toda a altura das paredes laterais, multiplicada pelo coeficiente de empuxo, conforme indicado na figura 12.

Desta forma as pressões horizontais podem ser calculadas com as expressões:

$$p_{hc} = k\,(q+q_{vc})$$

e

$$p_{hb} = k\,(q+q_{vb})$$

Com:

$$q_{vc} = \frac{Q}{a_r.b_r} \qquad \text{e} \qquad q_{vb} = \frac{Q}{(a_r+Hext)\,.(b_r+Hext)}$$

Desta forma:

$$p_{hc} = 0{,}33.\left(8kPa + \frac{75kN}{0{,}20m.\,0{,}50m}\right) = 250\ kPa$$

$$p_{hb} = 0{,}33.\left(8\ kPa + \frac{127kN}{(0{,}20m + 3{,}60m).\,(0{,}50m + 3{,}60m)}\right) = 4\ kPa$$

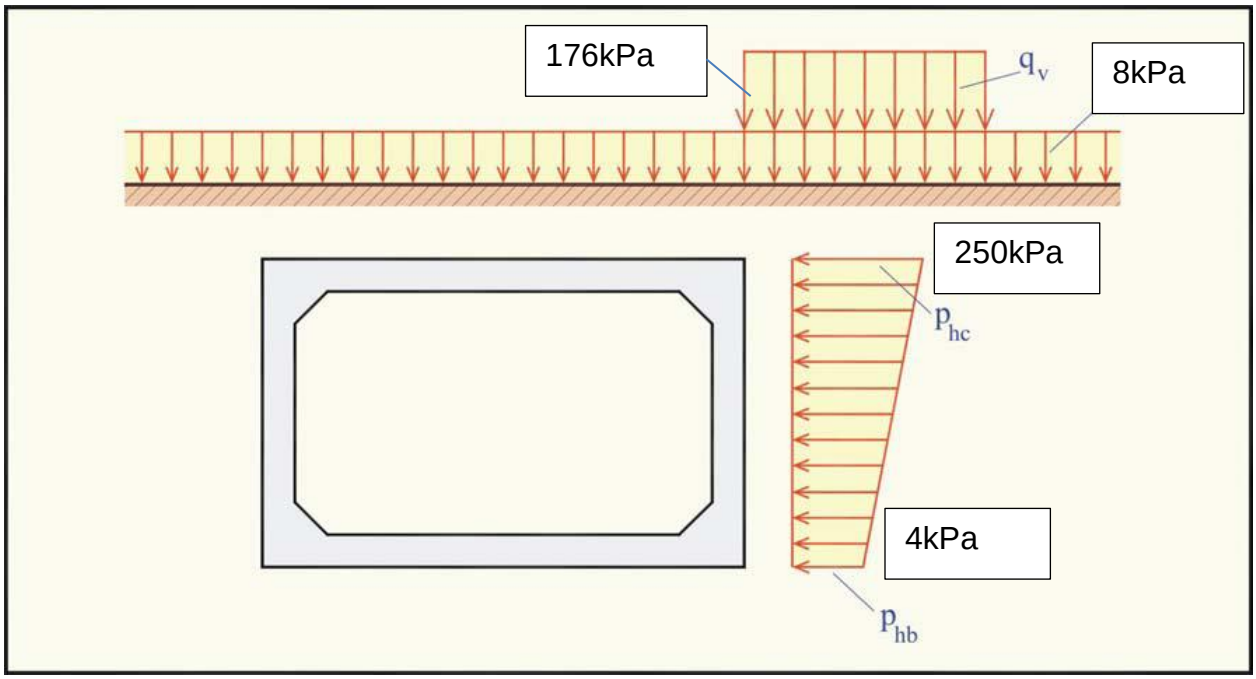


Figura 12: Pressão lateral devido à carga móvel de multidão e de veículo tipo

2.9 MODELAGEM E CONSIDERAÇÃO E DE CÁLCULO

2.9.1 Esquema Estático

O modelo para o cálculo da aduela corresponde a um pórtico plano com *n* elementos finitos. A reação do solo na base do tubo é modelada considerando apoio elástico, mediante elementos simuladores, que correspondem a molas fictícias, conforme mostrado na Figura 13:

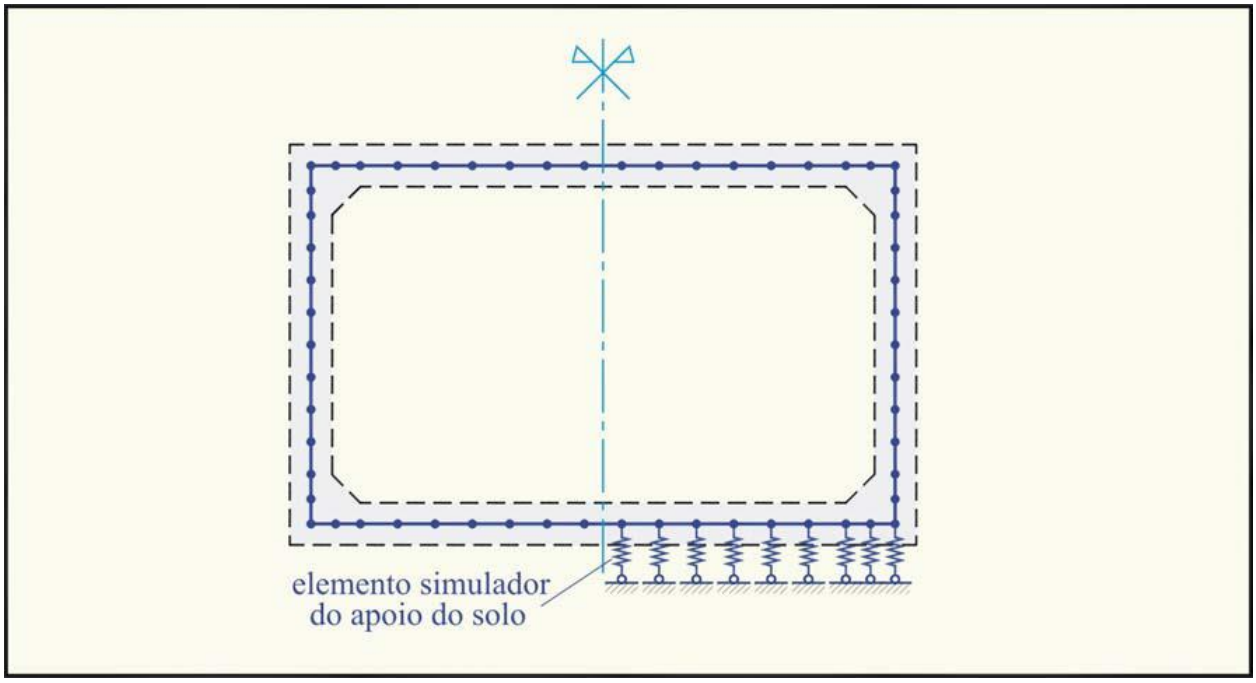


Figura 13:Modelagem da estrutura

2.9.2 Coeficiente de reação do solo

Na consideração da interação solo estrutura, a rigidez do alimento simulador do solo o que corresponde ao coeficiente da mola, é calculada em função do módulo de reação do solo (*kr*).

Para análise estrutural da ponte presidente Kennedy foi utilizado um módulo de reação de 3,1 kgf/cm^3 obtido a partir de correlação para o solo da cota de apoio prevista observado pela campanha de sondagens.

O cálculo da estrutura deve ser interativo, pois, no caso de ocorrência de tração nas molas de reação, esta configura uma hipótese sem significado físico e deve ser ignorada. A estrutura deverá ser então reprocessada retirando aquelas molas que estiverem tracionadas dado o comportamento irreal previsto para o solo

2.9.3 Consideração da não linearidade física

As estruturas de concreto deixam de apresentar comportamento linear em função da fissuração do concreto tracionado, em níveis baixos de solicitação, e plastificação do concreto ou armadura em níveis mais altos de solicitação. Uma forma simplificada de considerar a não linearidade dos alimentos reduzindo a rigidez das barras assim que elas atingirem um determinado nível de solicitações.

Para considerar a perda de linearidade utiliza se um coeficiente β de redução da rigidez normal (EI) de forma a permitir a redistribuição dos esforços quando da fissuração dos elementos de concreto da galeria.

$$(EI)_{RED} = \beta(EI)$$

Considera-se que as barras estão fissuradas e, portanto, com inércia reduzida, quando a tensão normal calculada no Estádio I, para a flexo-compressão, for maior que 1,5 vezes a resistência média de tração, conforme a expressão:

$$\sigma = \frac{M}{bh^2/6} - \frac{N}{bh} \geq 1{,}5\, f_{tk}$$

Onde:

M e *N* momento fletor e força normal na seção considerada

b e *h* as dimensões da seção transversal da barra

A resistência à tração do concreto f_{tk} pode ser estimada com a resistência à compressão f_{ck}, com a expressão da NBR-6118:2003:

$$f_{tk} = 0{,}3 f_{ck}{}^{2/3} = 0{,}3.35^{2/3}$$

2.10 SITUAÇÕES DE PROJETO E COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO DAS AÇÕES

2.10.1 Estados limites últimos

Para as verificações dos estados limites últimos por momento fletor e por força cortante consideram os seus coeficientes de ponderação para a combinação normal estabelecidos na NBR 8681:2003, conforme apresentado na tabela 3

Tabela 3: valores de coeficientes de ponderação para as ações consideradas

Ação	Efeito desfavorável	Efeito favorável
Peso próprio	1,30	1,00
Ação do solo	1,35	1,00
Ação de carga móvel	1,69*	-------
Ação de água	1,20	-------

Obs.: Segundo a NBR 7188/13

Com relação aos valores da tabela 3, vale a pena destacar que a ação da água está sendo considerada deforma trocada uma vez que se considera que o nível da água não poderá ser maior que a altura da galeria.

Para determinação da situação as críticas, são feitas as análises para as seguintes combinações:

- Situação 1: carregamento simétrico com pressão vertical máxima e pressão horizontal mínima (figura 14);
- situação 2: carregamento simétrico com pressão horizontal máxima e pressão vertical mínima (figura 15);
- situação 3: carregamento simétrico com pressão vertical máxima e pressão horizontal máxima (figura 16).

A partir dessas 3 combinar ações foram determinados os esforços máximos e mínimos solicitantes na estrutura da ponte presidente Kennedy

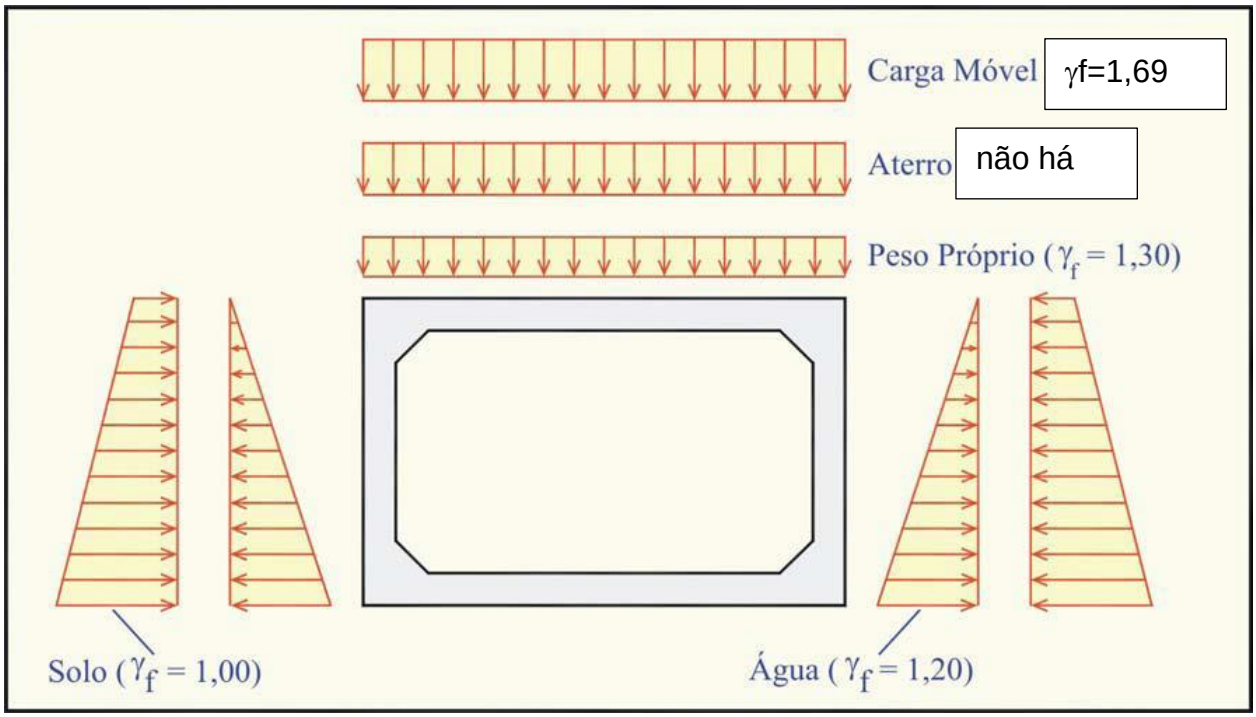


Figura 14: Carregamento simétrico com pressão vertical máxima e pressão horizontal mínima

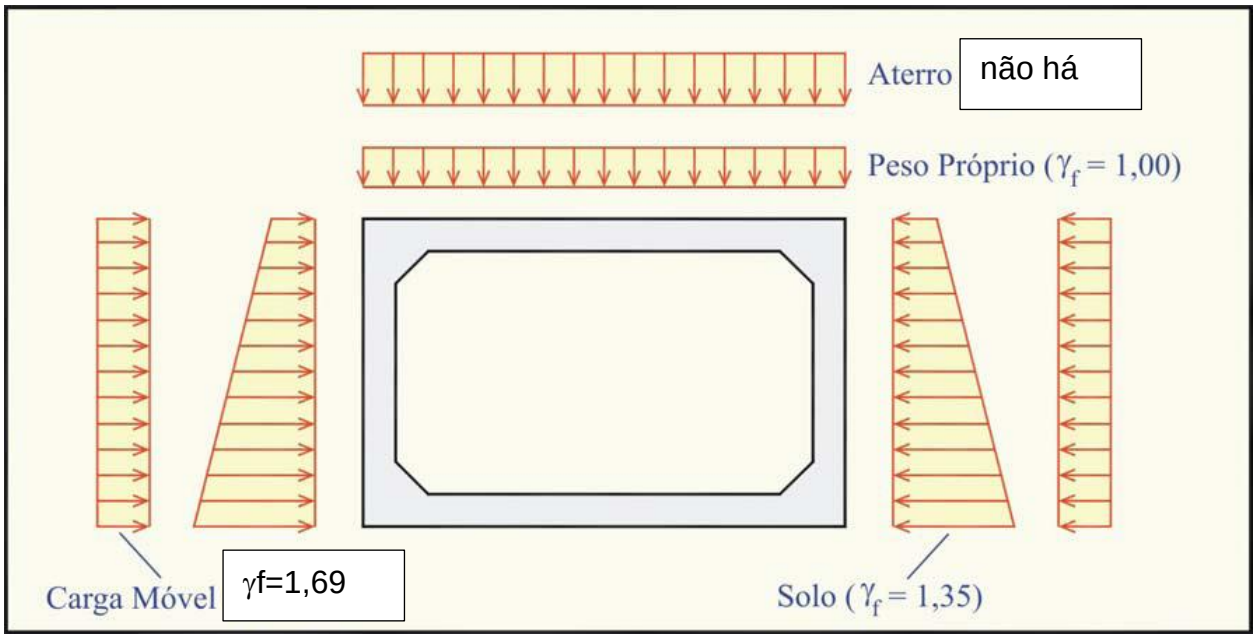


Figura 15: Carregamento simétrico com pressão horizontal máxima e pressão vertical mínima

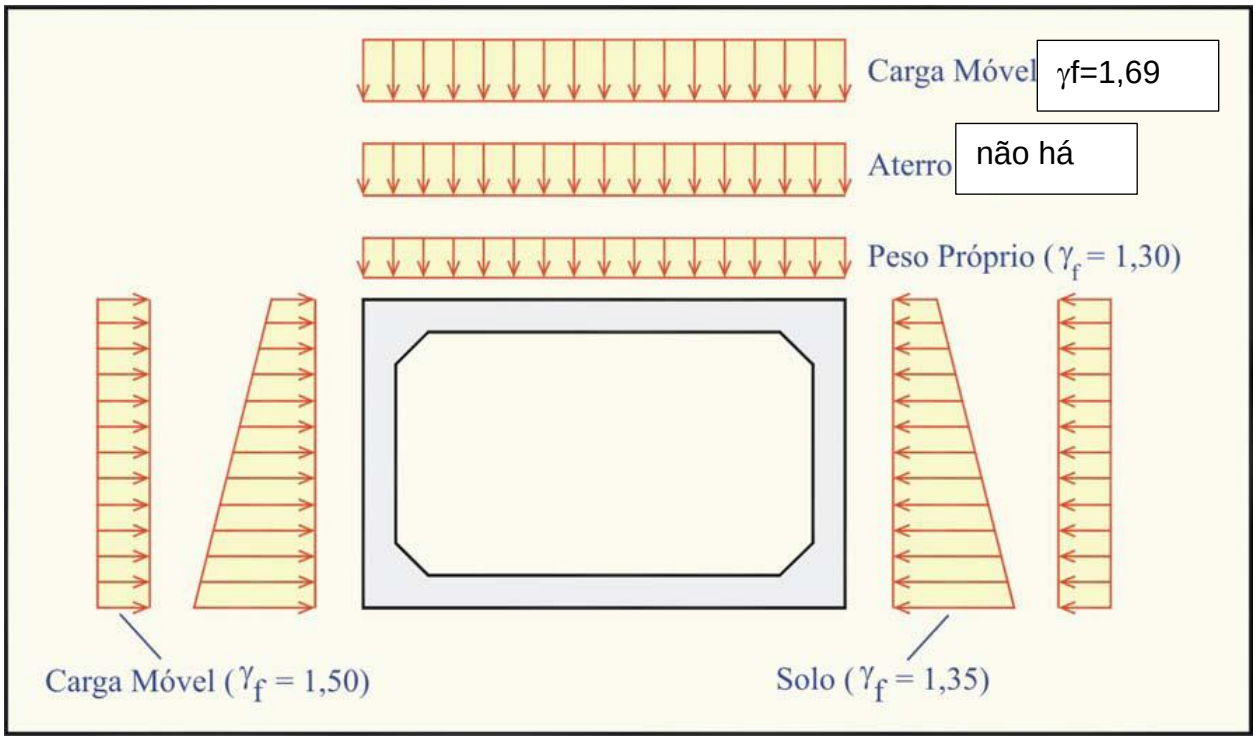


Figura 16: Carregamento simétrico com pressão vertical máxima e pressão horizontal mínima

2.10.2 Estados limites de serviço

Dentre os estados limites de serviço de estruturas de concreto armado apenas o estado limite de fissuração inaceitável tem significado nos casos de tubos de seção retangular de concreto armado.

A verificação do estado limite de fissuração inaceitável é feita com a combinação frequente das ações. Na combinação frequente das ações, a ação variável principal é a Carga móvel que é multiplicada por ser o coeficiente de ponderação. A ação máxima da água ocorre muito raramente e o seu efeito pode ser desprezado nessa verificação. O peso próprio do solo e da estrutura são ponderados $\gamma f = 1,0$.

2.10.3 Situações transitórias (manuseio das peças pré-moldadas)

A situação de transitórias correspondem a aquelas que os elementos pré-moldados estão sujeitos após o endurecimento do concreto até a colocação no local definitivo.

Por se tratar de uma situação transitória de construção, pode-se empregar os valores do coeficiente de ponderação, indicados pela NBR 8681:2003 de 1,2 para efeito desfavorável e 1,0 para efeito favorável. Assim para o manuseio dos tubos considera-se coeficientes de ponderação afetando único exclusivamente o peso próprio da galeria.

2.11 DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA

2.11.1 Concreto

O concreto deve ser dosado para ter características compatíveis com o processo de execução do tubo e deve ser objeto de controle de qualidade adequada a produção de componentes pré-fabricados.

Para garantir a durabilidade das peças de concreto a relação água cimento deverá ser inferior a 0,5, tal como preconizado pela NBR 8890: 2003 para tubos destinado às águas pluviais.

2.11.2 Armadura em telas soldadas

Os aços para armação de tubos de seção retangular em concreto armado devem atender as especificações dos aços para concreto armado conforme as normas vigentes sobre o assunto.

Dentre as vantagens da utilização de utilização de tela Eletro-soldada como armação principal em galerias pré-moldadas, destacam-se:

- Redução de tempo de mão de obra com dobra é corte;
- Redução do consumo de aço da ordem de 20%;
- Melhores condições de posicionamento na colocação da armação e de manutenção durante o processo de moldagem;
- Boas condições de aderência devido armadura transversal soldada;
- Melhor acabamento devido aos diâmetros relativamente finos dos fios empregados nas telas Eletro soldadas.

2.11.3 Cobrimento da armadura

Para garantir a proteção da armadura contra corrosão e consequentemente a durabilidade da peça faz se necessário o atendimento aos requisitos normativos quanto a cobrimento da armadura.

Para tais situações a NBR 6118/14 determina como cobrimento nominal das estruturas em concreto armado para ambientes de Classe de Agressividade II:

- Lajes e Cortinas: 20 mm;

- Viga/Pilar: 30mm;
- Elemento estruturais em contato com o solo: 30mm

2.11.4 Diretrizes de dimensionamento da armadura

Para o dimensionamento das paredes da galeria foram determinadas as áreas de aço necessárias para atender aos estados limites.

As armaduras são calculadas para o estado limite último por solicitações normais abre parentes momento fletor e força normal fecha parentes com final ainda com relação ao estado limite último, deve ser feita a verificação a fadiga e a resistência força cortante. Faz-se necessária a verificação do estado limite de fissuração inaceitável com o final.

o cálculo da armadura é feito nas seguintes posições:

- meio da laje da cobertura;
- canto superior;
- meio da parede lateral;
- canto inferior e;
- meio da laje de fundo.

A figura 17 apresenta as posições de verificação da armadura:

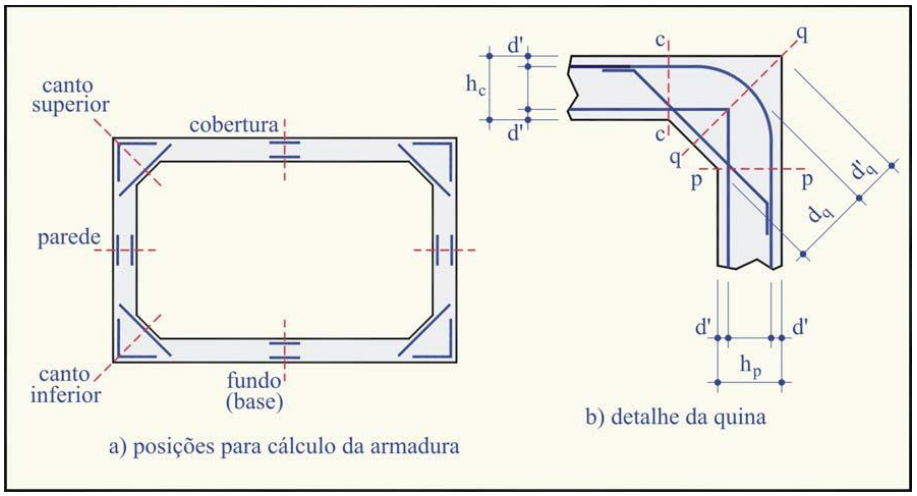


Figura 17: posições para cálculo da armadura e altura útil das seções junto a mísula

Nos cantos da galeria, altura útil da armadura sofre uma significativa mudança em função da dobra. Dessa forma no canto do da galeria são analisadas 3 seções específicas tal como apresentado na figura 17 b

No cálculo da armadura mínima empregou se a seguinte expressão fornecida pela NBR 6118: 2003:

$$A_{s,min} = 0{,}035h\frac{f_{cd}}{f_{yd}}(\frac{cm2}{cm})$$

Onde f_{cd} e f_{yd} são os valores das resistências de cálculo do concreto e da armadura respectivamente e h a espessura das lajes e paredes.

2.11.5 Verificação da fadiga da armadura

a verificação da fadiga torna-se necessária devido à significativa flutuação das tensões na armadura quando altura de solo sobre o tubo é pequena, tal como é o caso da ponte presidente Kennedy em análise.

nessa situação a laje de cobertura opera como uma super estrutura de ponte. Assim as armaduras das seções do meio da laje nas quinas devem ser verificadas a fadiga.

A verificação da fadiga nessas 2 seções deve ser feita conforme as recomendações da NBR 6118: 2003 que estabelece a seguinte condição:

$$\gamma_f \Delta\sigma\gamma s_s \leq \Delta f_{sd,fad}$$

Onde:

- $\gamma_f = 1$
- $\Delta\sigma\gamma s$ – máxima variação da tensão na armadura calculada para a combinação frequente de ações
- $\Delta f_{sd,fad}$ – resistência à fadiga da armadura.

Os valores da resistência à fadiga são fornecidos na NBR 6118:2003, considerando a resistência à fadiga das telas soldadas iguais a de barras isoladas.

Tendo em vista que as telas e as barras no meio do vão são retas e nos cantos são fortemente curvadas, recomenda se empregar os seguintes valores:

- no meio da laje de cobertura $\Delta f_{sd,fad}$ =190 MPa para diâmetros de até 16 mm
- nas quinas superiores $\Delta f_{sd,fad}$ =105 MPa para diâmetros até 20 mm

Para o cálculo da máxima variação da atenção, emprega se a combinação frequente de ações, com a expressão:

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^{n} F_{Gi,k} + \psi_{1,fad} F_{qk}$$

As ações permanentes seriam o peso próprio, a terra sobre o tubo e o empuxo de terra. As ações variáveis seriam as cargas móveis e o empuxo de terra das cargas móveis.

Considerando que a laje de cobertura corresponderia a laje do tabuleiro de ponte rodoviária, o fator de redução para a combinação frequente de fadiga vale:

$$\psi_{1fad} = 0,8$$

No cálculo da máxima variação da atenção considera-se a seguinte situação os:

a) No meio do vão:

- Tensão máxima calculada com a máxima pressão vertical e mínima pressão horizontal
- Tensão mínima calculada com a mínima pressão vertical e máxima pressão horizontal

b) Nas quinas:

- Tensão máxima calculada com a máxima carga vertical e máxima horizontal
- Tensão mínima calculada com a mínima carga vertical e mínima horizontal

No cálculo das tensões da armadura podem ser empregadas as seguintes expressões:

a) para armadura tracionada:

$$\sigma_s = \frac{1}{A_s}\left(\frac{M_{Sd}}{0{,}9d} - 0{,}35N_{Sd}\right)$$

Onde:

M_{Sd} e N_{Sd} momento fletor e força normal na seção considerada

b) Para armadura comprimida

$$\sigma_s = \alpha_e\left(\frac{M_{Sd}}{bh^2/6} - \frac{N_{Sd}}{bh}\right)$$

Onde:

- α_e relação dos módulos de elasticidade do aço e do concreto, podendo ser considerada igual a 10.

2.11.6 Verificação da Resistência a força cortante

A verificação da resistência força cortante deve ser feita para laje cobertura na seção junta mísula.

Para situações de pequena cobertura de solo sobre a laje de cobertura, o cálculo da força cortante devido à carga móvel efeito posicionando arduamente as cargas de volta e considerando a laje de cobertura como elemento isolado.

A condição necessária para que seja prescindida a armadura transversal para resistir aos esforços de tração oriundos da força cortante, é expressa por:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1}$$

Onde:

- V_{Sd} – força solicitante devidamente majorada

De acordo com a NBR 6118:2003, a resistência de projeto é dada por:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} k(1{,}2 + 40\rho_1) + 0{,}15\sigma_{cp}]b_w d$$

Onde:

$$\tau_{Rd} = 0{,}25 f_{ctd}$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,\inf} / \gamma_c$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d} \leq 0{,}02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Sd} / A_c$$

k é um coeficiente que depende da quantidade de armadura que chega ao apoio e da altura útil da seção, para a situação mais desfavorável equivale a 1,0.

Sendo:

- f_{ctd} – resistência de cálculo do concreto ao cisalhamento
- A_{s1} – área da armadura de tração que chega ao apoio e está devidamente ancorada
- N_{Sd} – força normal na seção considerada.

A verificação da resistência à força cortante deve ser feita para as duas seguintes seções:

a) na face da parede, com a altura da seção resistente incluindo a mísula e;

b) no final da mísula, com a seção resistente corresponde à altura da laje.

2.11.7 Verificação de abertura de fissuras

A verificação da abertura de fissura pode ser feita com as expressões da NBR-6118:2003, que fornece as seguintes expressões para determinar a grandeza da abertura, sendo o menor valor representante da abertura da fissura para as combinações frequentes:

$$w_a = \frac{\phi_i}{12{,}5\eta_i}\frac{\sigma_{si}}{E_{si}}\frac{3\sigma_{si}}{f_{ctm}}$$ ou ainda $$w_s = \frac{\phi_i}{12{,}5\eta_i}\frac{\sigma_{si}}{E_{si}}\left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45\right)$$

Onde:

- Φ_i – diâmetro do fio da tela soldada tracionada ou do diâmetro da barra;
- η_i – coeficiente de conformação superficial dos fios ou das barras da armadura
- tracionada;
- σ_{si} – tensão na armadura tracionada, que pode ser calculada com:

$$\sigma_s = \frac{1}{A_s}\left(\frac{M_{Sd}}{0{,}9d} - 0{,}35N_{Sd}\right)$$

Em que:

- M_{Sdi} e N_{Sdi} – momento fletor e força normal de correspondentes à combinação
- frequente de serviço;
- d – Altura útil da seção;
- A_s – área da armadura tracionada, por metro linear
- E_{si} – módulo de elasticidade do aço (210.000 MPa)
- ρ_{ri} – taxa geométrica do fio da tela soldada ou da barra, em relação a área A_{cri}

$$\rho_{ri} = A_{si} / A_{cri}$$

Com:

- A_{cri} – área do concreto de envolvimento do fio da tela soldada ou da barra, conforme definido na NBR-6118:2003;
- A_{si} – área do fio tracionado da tela soldada ou da barra.

Atualmente no Brasil, as telas soldadas só têm sido produzidas com fio nervurado, para tais situações recomenda-se utilizar η_i = 2,25 nas expressões da avaliação da abertura de fissuras, que corresponde ao caso de barra de alta aderência.

As ações permanentes seriam o peso próprio, e o empuxo de terra sobre as paredes laterais da galeria. As ações variáveis seriam as cargas móveis e o empuxo de terra das cargas móveis. A ação da água é desprezada nesta verificação.

Considerando que a carga móvel equivale à das pontes rodoviárias, o fator de redução para a combinação frequente vale:

$\Psi = 0,5$

Considera-se que a abertura máxima de fissuras equivale a 0,25mm, com base nas indicações para tubos circulares de concreto.

2.11.8 Verificação da situação de manuseio

A situação manuseio corresponde ao içamento do tubo conforme por dois pontos conforme mostrado na Figura 18

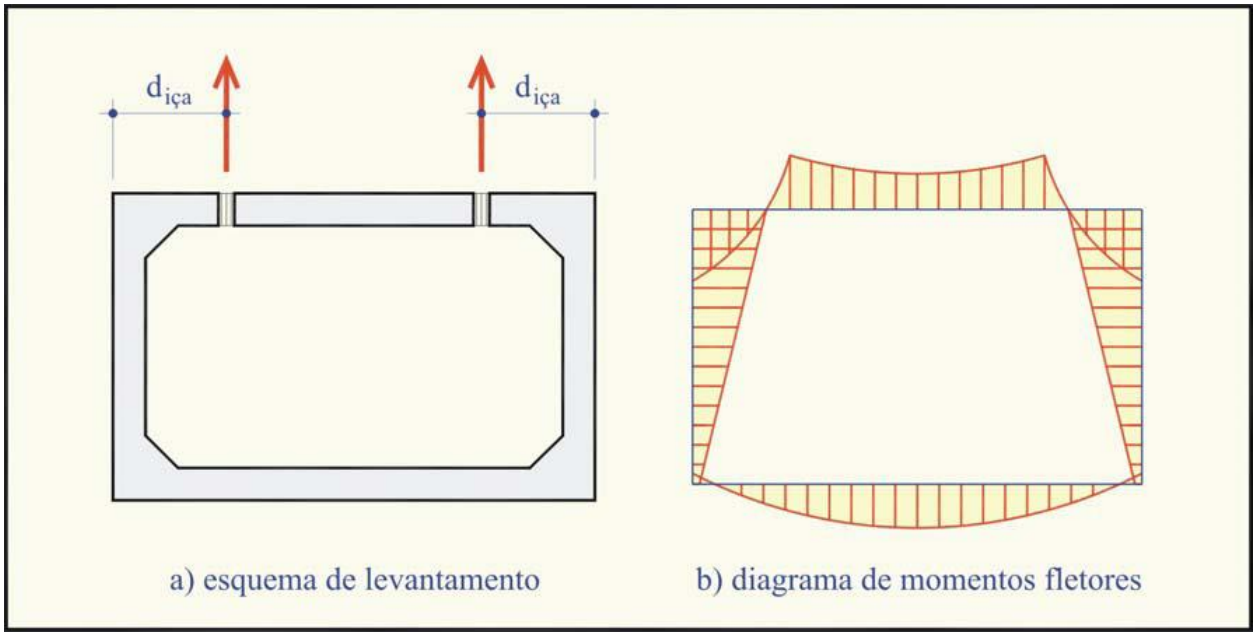


Figura 18 - Situação de manuseio: içamento da galeria

A partir dos momentos fletores pode-se calcular a armadura nas faces internas dos cantos e verificar se as armaduras existentes nas outras seções são suficientes.

Nesta análise devem ser considerados:

a) a resistência do concreto na data de levantamento;

b) coeficiente de ponderação das ações de 1,2, por se tratar de combinação de construção e;

c) coeficiente de impacto de 1,2, para considerar a movimentação do elemento.

Tendo em vista que a força de içamento é concentrada, esta armadura deve ser distribuída na respectiva largura colaborante.

3 ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS PARA EXECUÇÃO DA ESTRUTURA

3.1 ESPECIFICAÇÕES GERAIS

Os serviços de lançamento das galerias pré-moldadas deverão ser iniciados após verificação das coordenadas de locação da estrutura, níveis locais e elevações de todas as superfícies acabadas.

Estas verificações são consideradas parte do escopo da PROPONENTE, e deverão ser executadas com todo o rigor, utilizando-se instrumentos de medição apropriados.

Qualquer item que acaso tenha sido omitido nesta especificação e/ou memória de cálculo não autoriza a PROPONENTE a fazer serviços defeituosos ou de má qualidade.

Sempre que houver discordância entre estas especificações com desenhos de referência e especificações gerais, prevalecerá aquilo disposto no projeto.

Embora devam ser sempre rigorosamente obedecidos os desenhos e demais elementos do projeto, as normas e as presentes especificações, a PROPONENTE poderá, caso julgue necessário, sugerir alternativas ou modificações.

Entretanto, estas alternativas e modificações só poderão ser executadas depois de aprovadas, por escrito, pela CONTRATANTE.

Caso a PROPONENTE constate erros em qualquer um dos elementos do projeto, deverá comunicar ao representante da CONTRATANTE para a devida correção.

A PROPONENTE deverá planejar a sequencia de execução, de acordo com cronograma geral aprovado pelas partes, visando a segurança da obra, ou seja, em função da estabilidade da estrutura.

Deverá ainda programar os raios de elevação das peças (Plano de Rigging) em função da segurança do pessoal e das estruturas, bem como usar dispositivos adequados para manuseio e posicionamento das galerias.

3.2 RESPONSABILIDADES DA PROPONENTE

3.2.1 RESPONSABILIDADES GERAIS

Constituem ainda responsabilidades da PROPONENTE, exceto quando explicitamente mencionado em contrário nesta especificação:

- A PROPONENTE deverá apresentar as ART (Anotações de Responsabilidades Técnicas) devidamente preenchidas e assinadas pelos responsáveis técnicos que efetivamente participarão do lançamento da estrutura. Não serão aceitas ART de profissionais que não efetuaram os trabalhos nelas registrados.

- Montagem das estruturas em concreto armado como indicado no Contrato.

- Realizar montagem das estruturas de forma programada, obedecendo às prioridades estipuladas no cronograma de montagem de obra.

- Seguir as recomendações estabelecidas conforme NBR 6118/14, NBR 14931/04, NBR 15396/18, 12655/15.

- Todos os desenhos, especificações ou outros documentos que forem fornecidos à PROPONENTE para execução das obras, permanecerão de propriedade da CONTRATANTE não podendo a PROPONENTE fazer uso dos mesmos para outros fins que não sejam aqueles que o de construção da obra em epígrafe.

- Executar os serviços completamente, mesmo quando não mencionados explicitamente no projeto, mas que possam ser comprovados como essenciais para a montagem e para que seja obtida uma instalação de alta qualidade dentro dos melhores padrões técnicos, caso tais serviços não estiverem compreendidos no escopo inicial da PROPONENTE, orçamentos deverão ser apresentados e aprovados pelo responsável antes do inicio da execução.

- Montagem completa das Estruturas de Concreto nas prioridades determinadas pelo Cronograma Contratual.

- Fornecimento de todos os materiais de consumo e equipamentos necessários a execução, equipamentos de segurança em geral, enfim, tudo necessários ao bom desenvolvimento dos serviços.

- Fornecimento de toda mão-de-obra necessária para a execução dos serviços.

- Fornecimento dos equipamentos de levantamento e movimentação de carga, bem como seus respectivos estudos de Rigging para prévia aprovação pela CONTRATANTE.

- Disponibilizar profissionais devidamente qualificados para executar as funções requeridas a todas as etapas do empreendimento, na quantidade e na qualidade adequadas, compreendendo a execução das estruturas de concreto objeto desta especificação técnica.

- Fornecer os materiais necessários para os dispositivos provisórios da montagem.

- Todos os outros fornecimentos necessários à completa e boa execução dos serviços.

- A PROPONENTE deverá assegurar a qualidade da moldagem e lançamento dos elementos pré-moldados, assumindo a responsabilidade técnica e civil de conformidade com o disposto no código Civil Brasileiro, dando garantias com relação a materiais defeituosos, falhas de mão de obra e de métodos de execução dos serviços.

- Durante o PERÍODO DE GARANTIA, a PROPONENTE deverá reparar, ou substituir todo material que apresente deficiências, mesmo que tenha sido aceito e pago, não acarretando qualquer ônus para a CONTRATANTE.

- Para a entrega da obra a PROPONENTE deverá remover todo entulho, lixo.

- A PROPONENTE deverá inspecionar, também, todos os elementos estruturais montados. Qualquer elemento estrutural que estiver comprometido deverá ser removido e substituído, antes da inspeção final pela CONTRATANTE. Após a inspeção final e aceitação da obra pela contratante ou seu representante será emitido o Certificado de Aceitação.

3.2.2 EQUIPAMENTOS DE SEGURANÇA

A PROPONTENTE deverá providenciar equipamentos de segurança individual (EPI) conforme as normas de segurança do trabalho vigente. Deverão ser

providenciados, também, equipamentos de segurança coletiva tais como guardas-corpos, passarelas, escadas e outros que se fizerem necessários conforme o risco do trabalho a ser realizado.

3.2.3 HIGIENE E SAÚDE DO TRABALHO

Todas as instalações do canteiro de obra e serviços deverão atender às normas da CONTRATANTE, bem como as Normas e Recomendações oficiais emanadas pelo Ministério do Trabalho no que tange a Higiene e Saúde do Trabalho.

3.3 ESCOPO DE FORNECIMENTO

3.3.1 Escopo básico

O escopo de fornecimento compreende os serviços de fornecimento e lançamento de estruturas pré-moldadas e moldagem de estruturas de concreto armado in loco.

Para a execução dos serviços acima relacionados, a PROPONENTE deverá considerar de seu fornecimento, todos os recursos e atividades necessários listados abaixo, sem a eles se limitar:

- Mão de obra direta;
- Mão de obra indireta;
- Equipamentos e ferramental;
- Materiais de consumo;
- Transporte de pessoal e materiais;
- Instalação, manutenção e conservação do canteiro de obras.
- Guindaste;
- Serviços de topografia;
- Controle Tecnológico de materiais.

3.3.2 Lista de Desenhos

Nº Desenho	Descrição	Revisão
1991-20-01-00	PROJETO DE IMPLANTAÇÃO - PLANTA, SEÇÕES E DETALHES	00
1991-20-02-00	ETAPAS CONSTRUTIVAS - PLANTAS	00
1991-20-03-00	GALERIAS E MUROS ALAS - SEÇÕES, ARMAÇÕES E DETALHES	00

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Eventuais desvios de execução ou não-conformidades observados em obra deverão ser submetidos a projetista para verificação de eventuais intervenções necessárias para a garantia das hipóteses de projeto e manutenção do desempenho de Estados Limites da estrutura projetada.

Cláudio Rodrigues dos Santos

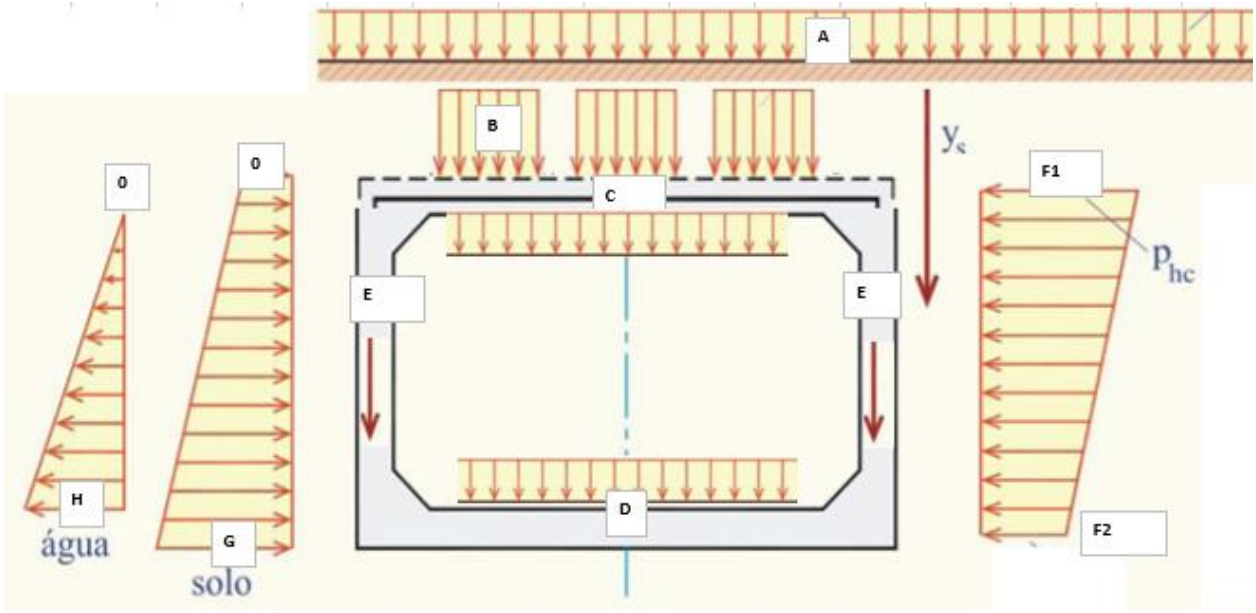
CREA: 5061291419/D

C2S ENGENHARIA

ANEXO 1:VERIFICAÇÕES DE ESTADO LIMITE ÚLTIMO

DISTRIBUIÇÃO DE CARREGAMENTOS CARACTERÍSTICOS

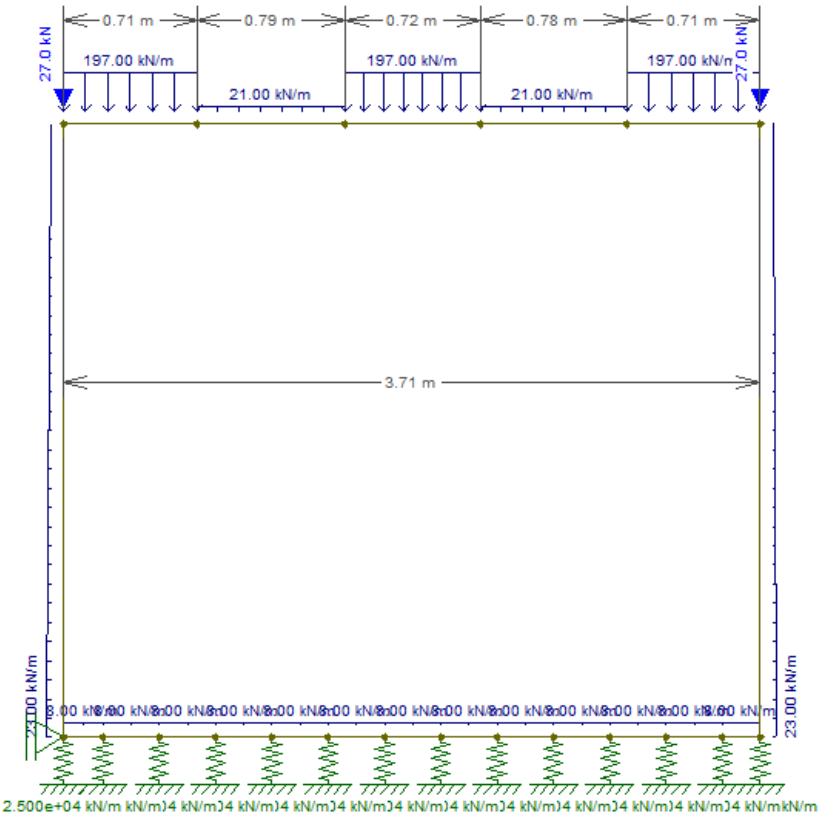
LEGENDA / CARGA				UNIDADE	EFEITO DESFAV	EEITO FAVOR.	NATUREZA	DESCRIÇÃO
A	5	-------		kPa	1,69	0,00	VERTICAL	MULTIDÃO
B	104			kPa	1,69	0,00	VERTICAL	TREM-TIPO
C	10			kPa	1,3	1,00	VERTICAL	PESO PRÓPRIO - LAJE DE COBERTURA
D	6,25			kPa	1,3	1,00	VERTICAL	PESO PRÓPRIO - LAJE DE FUNDO
E	21			kN	1,3	1,00	VERTICAL	PESO PRÓPRIO - PAREDE LATERAL
F1	250	F2	4	kPa	1,3	0,00	HORIZONTAL	EMPUXO DE SOBRECARGA
G	18	-------		kPa	1,35	1,00	HORIZONTAL	EMPUXO DE SOLO
H	30			kPa	1,2	0,00	HORIZONTAL	EMPUXO DE ÁGUA



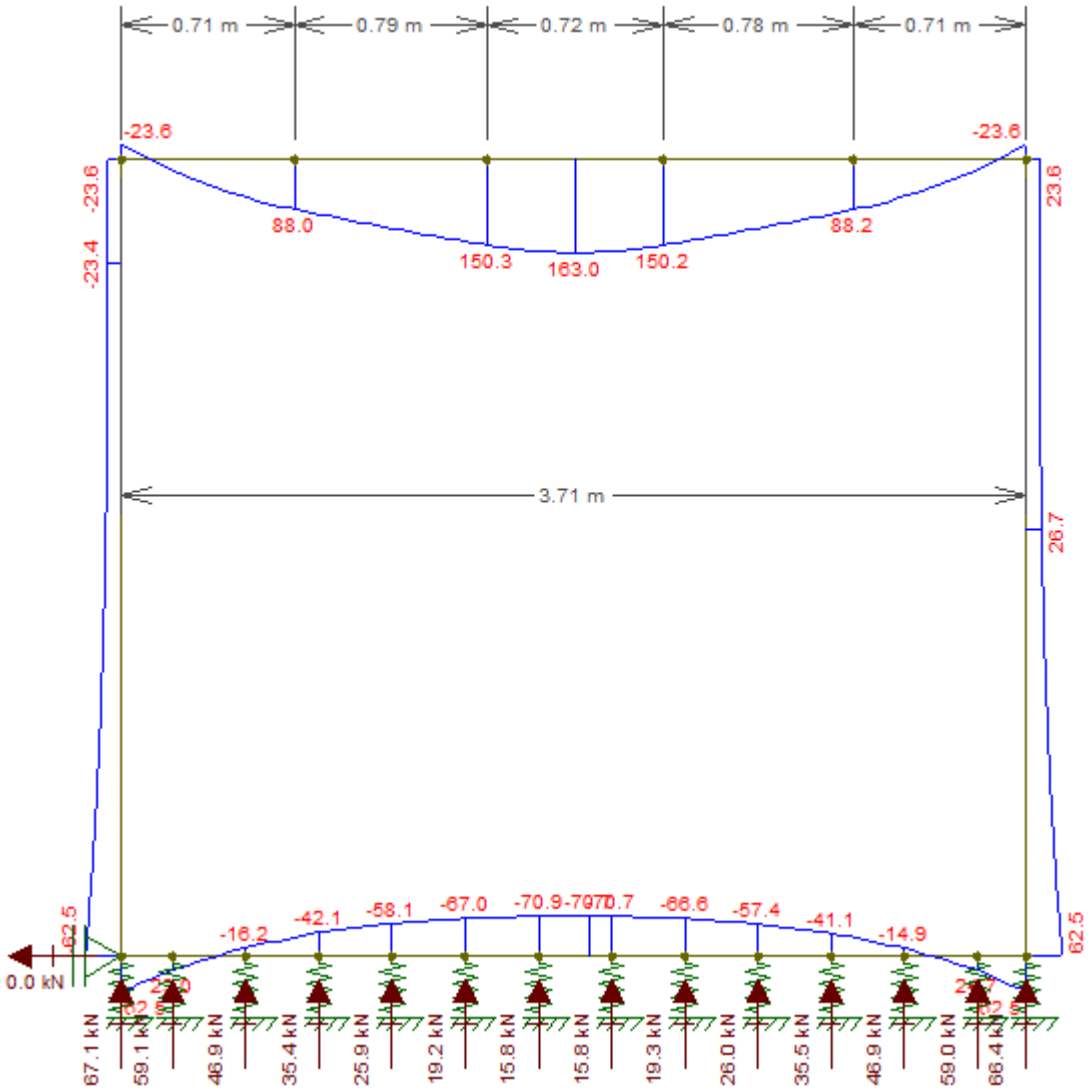
1ª SITUAÇÃO DE CÁLCULO:

Carregamento simétrico com pressão vertical máxima e pressão horizontal mínima

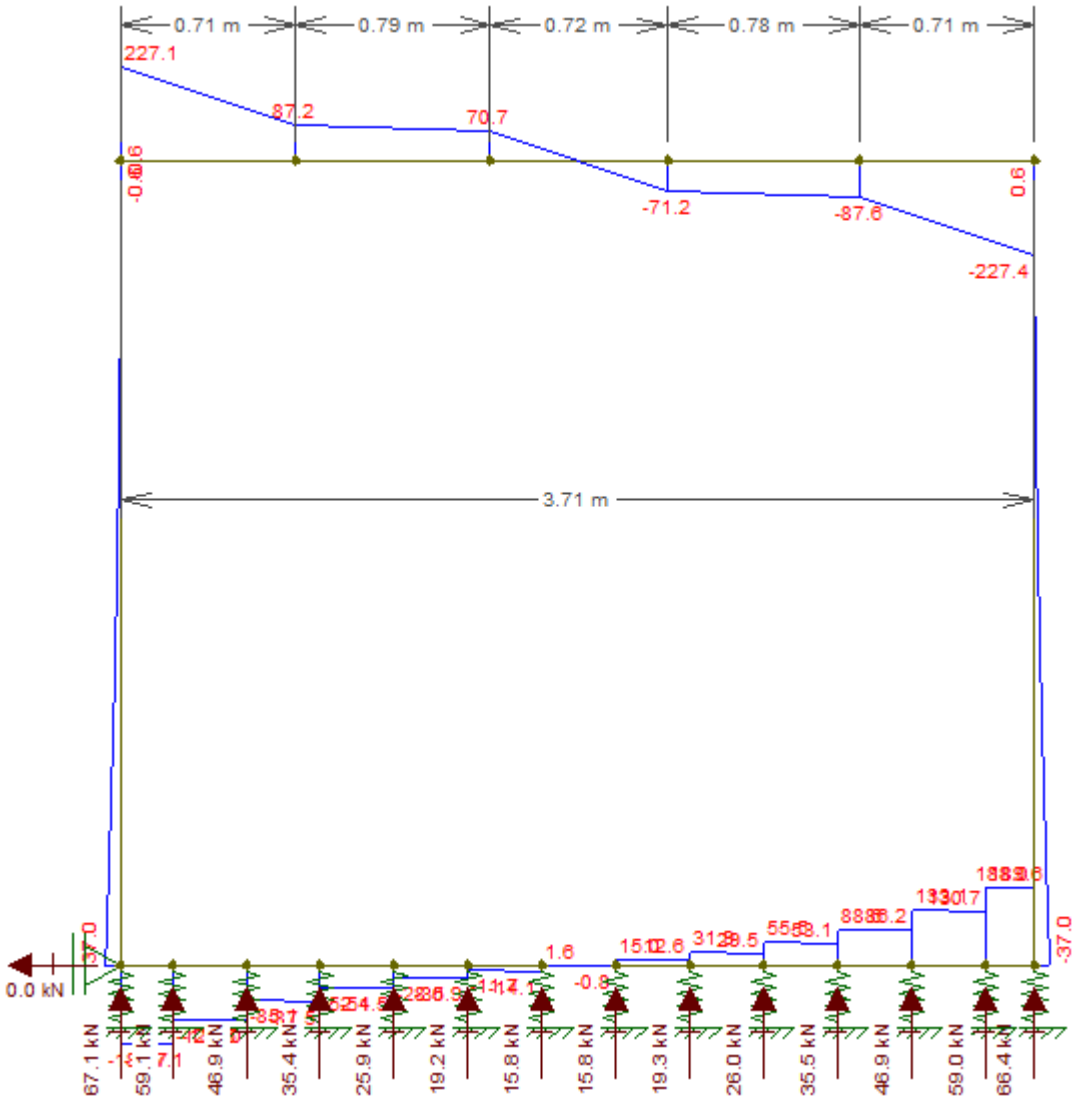
LEGENDA / CARGA				UNIDADE	EFEITO DESFAV	EEITO FAVOR.	VALOR FINAL	NATUREZA	DESCRIÇÃO
A	5			kPa	1,69		8	VERTICAL	MULTIDÃO
B	104			kPa	1,69		176	VERTICAL	TREM-TIPO
C	10	-------		kPa	1,3		13	VERTICAL	PESO PRÓPRIO - LAJE DE COBERTURA
D	6			kPa	1,3		8	VERTICAL	PESO PRÓPRIO - LAJE DE FUNDO
E	21			kN	1,3		27	VERTICAL	PESO PRÓPRIO - PAREDE LATERAL
F1	250	F2	4	kPa		0,00		HORIZONTAL	EMPUXO DE SOBRECARGA
G	18	-------		kPa		1,00	18	HORIZONTAL	EMPUXO DE SOLO
H	30			kPa		0,00	0	HORIZONTAL	EMPUXO DE ÁGUA



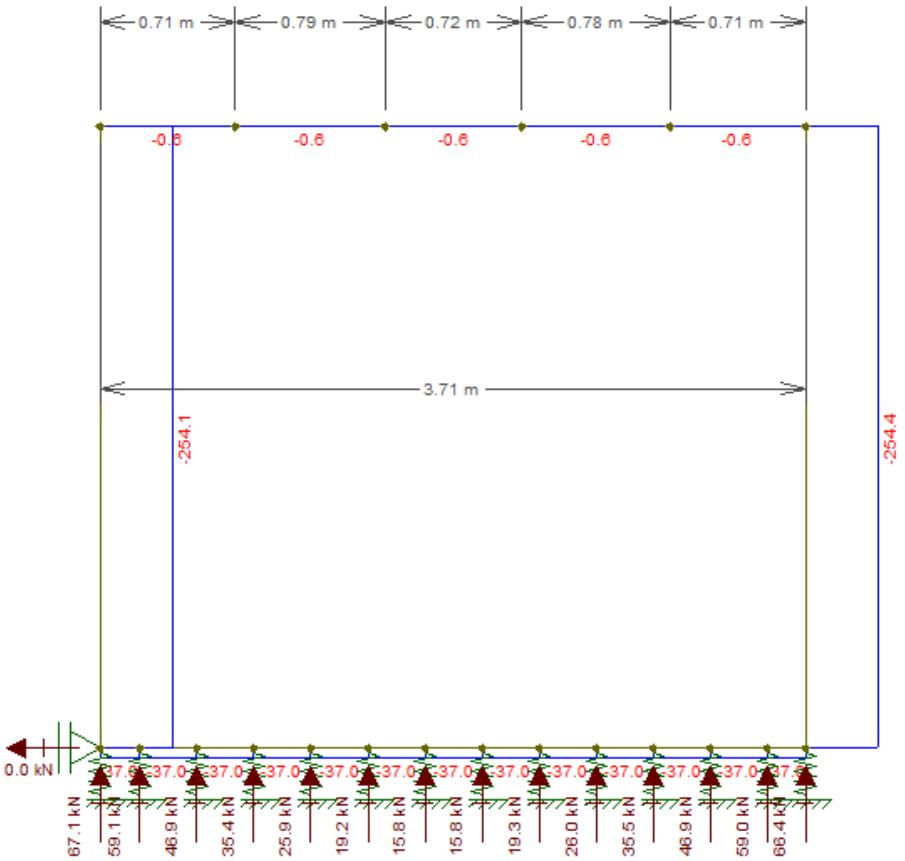
1ª Situação de cálculo: Esquema Estático e Carregamento



1ª Situação de cálculo: Diagrama de Momento Fletor



1ª Situação de cálculo: Diagrama de Força Cortante



1ª Situação de cálculo: Diagrama de Esforço Normal

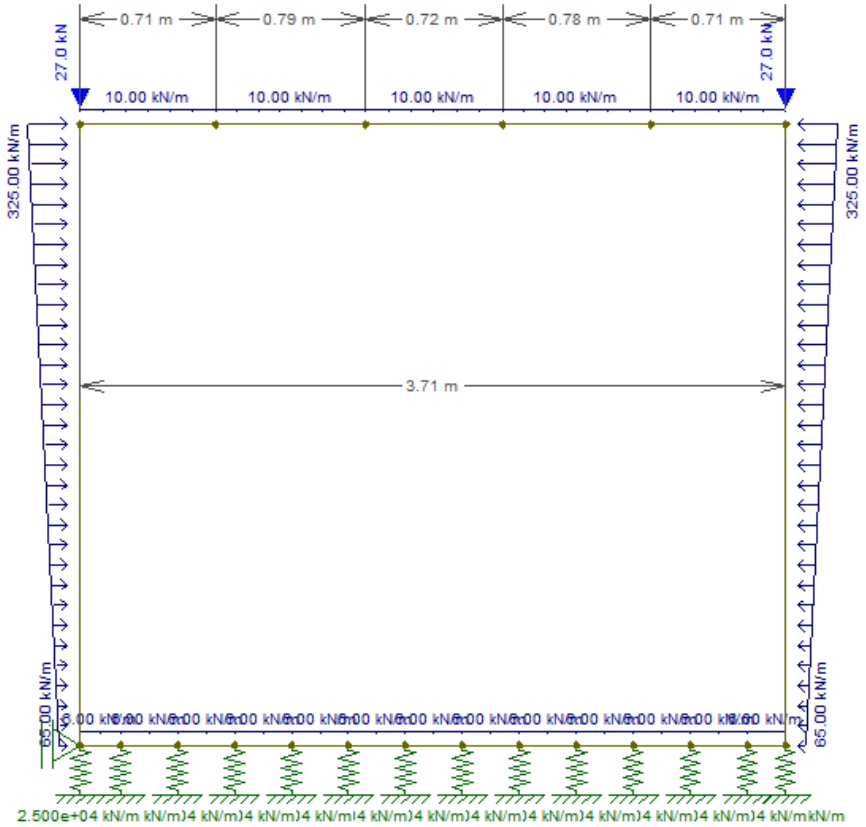
Tabela: Resumo de Esforços para 1ª situação de cálculo

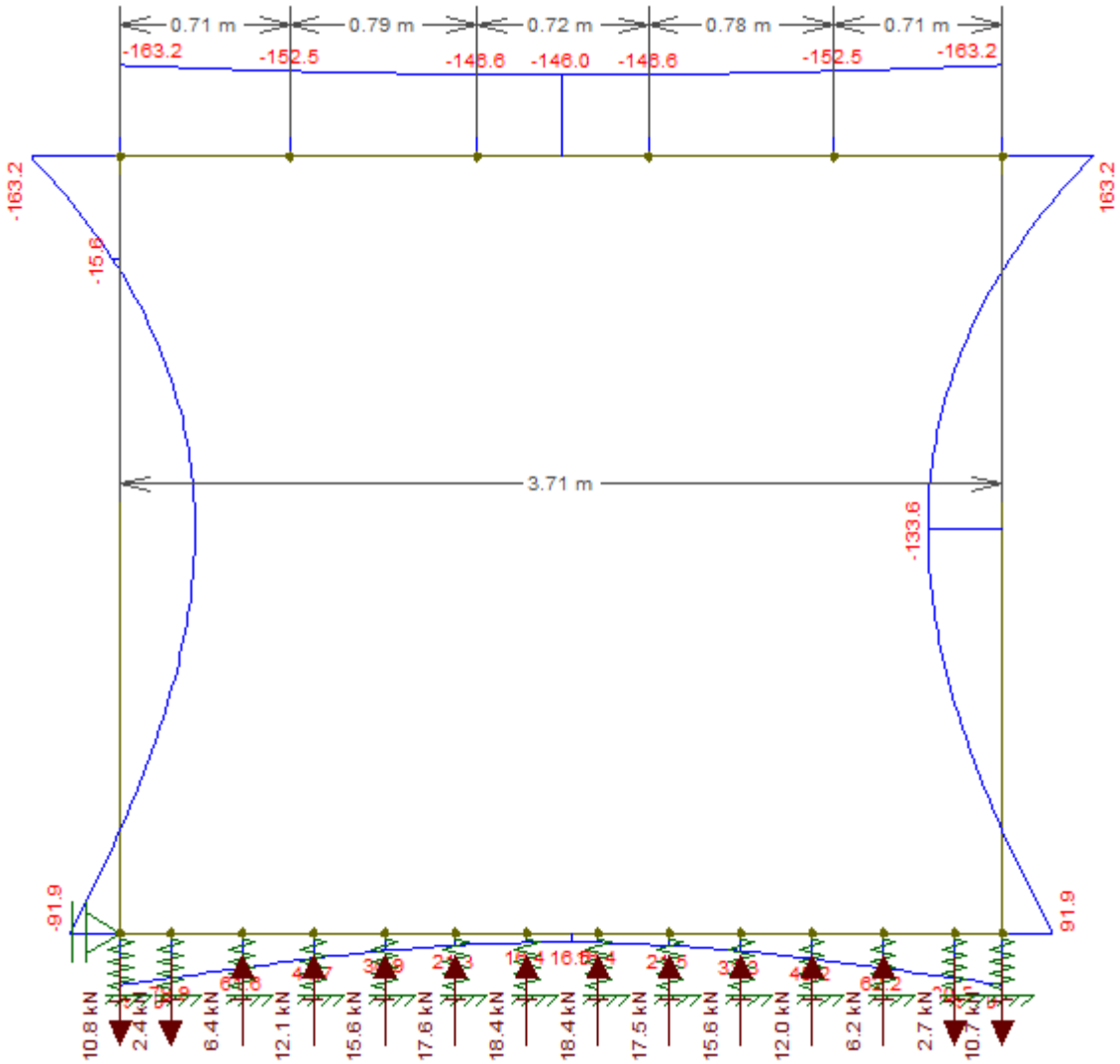
Elemento	**Momento Fletor**		**Força Cortante**	**Esforço Normal**
	Posição positiva	Posição Negativa		
Laje de Cobertura	163 kN.m	-24 kN.m	227 kN	0 kN
Parede Lateral	-------	-63 kN.m	37 kN	254 kN
Laje de fundo	62 kN.m	-71 kN.m	189 kN	37 kN

2ª SITUAÇÃO DE CÁLCULO:

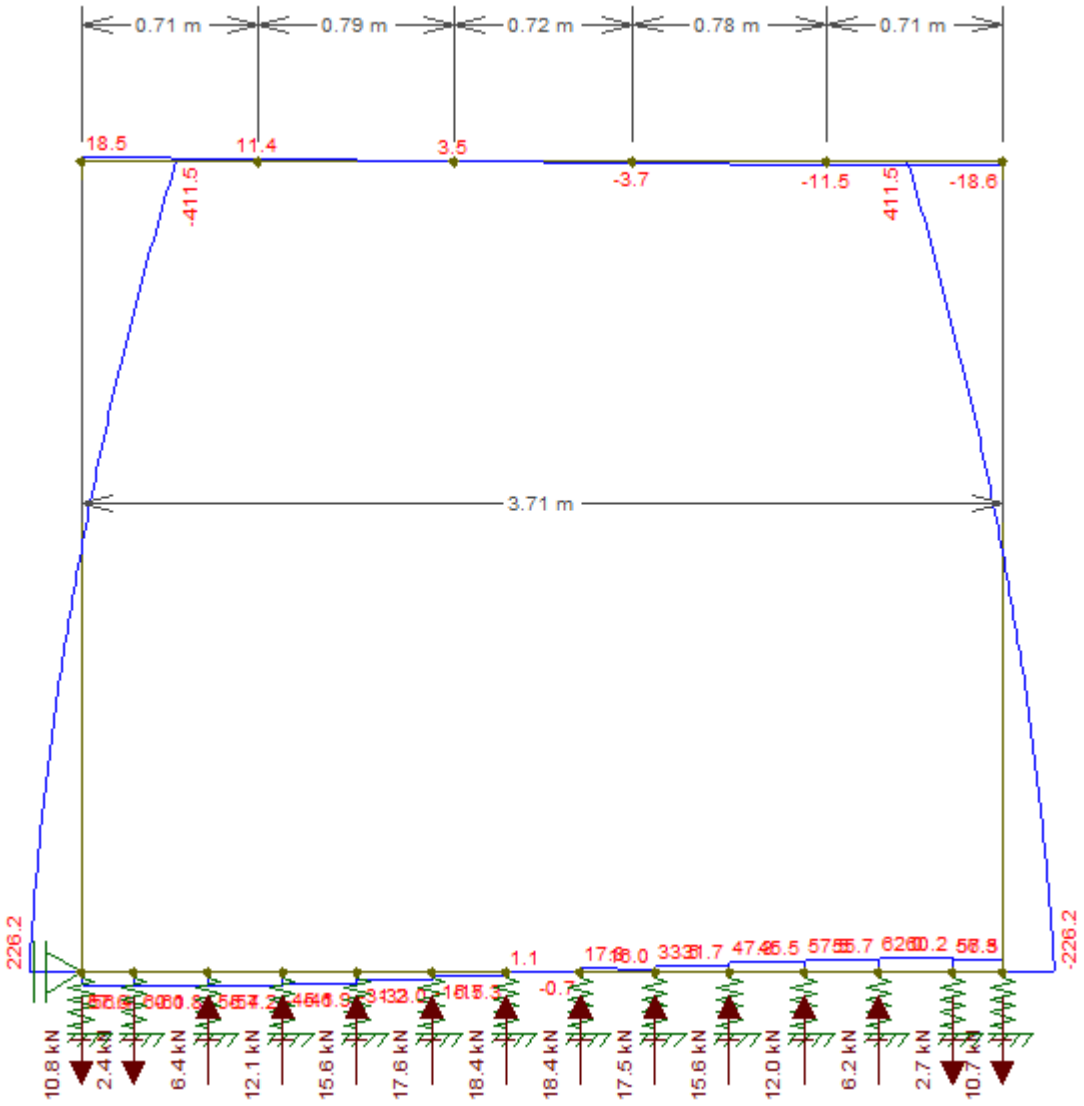
Carregamento simétrico com pressão horizontal máxima e pressão vertical mínima

LEGENDA / CARGA				UNIDADE	EFEITO DESFAV	EEITO FAVOR.	VALOR FINAL	NATUREZA	DESCRIÇÃO
A	5	-------		kPa		0,00	0	VERTICAL	MULTIDÃO
B	104			kPa		0,00	0	VERTICAL	TREM-TIPO
C	10			kPa		1,00	10	VERTICAL	PESO PRÓPRIO - LAJE DE COBERTURA
D	6			kPa		1,00	6	VERTICAL	PESO PRÓPRIO - LAJE DE FUNDO
E	21			kN		1,00	21	VERTICAL	PESO PRÓPRIO - PAREDE LATERAL
F1	250	F2	4	kPa	1,3			HORIZONTAL	EMPUXO DE SOBRECARGA
G	18	-------		kPa	1,35		24	HORIZONTAL	EMPUXO DE SOLO
H	30			kPa	1,2		36	HORIZONTAL	EMPUXO DE ÁGUA

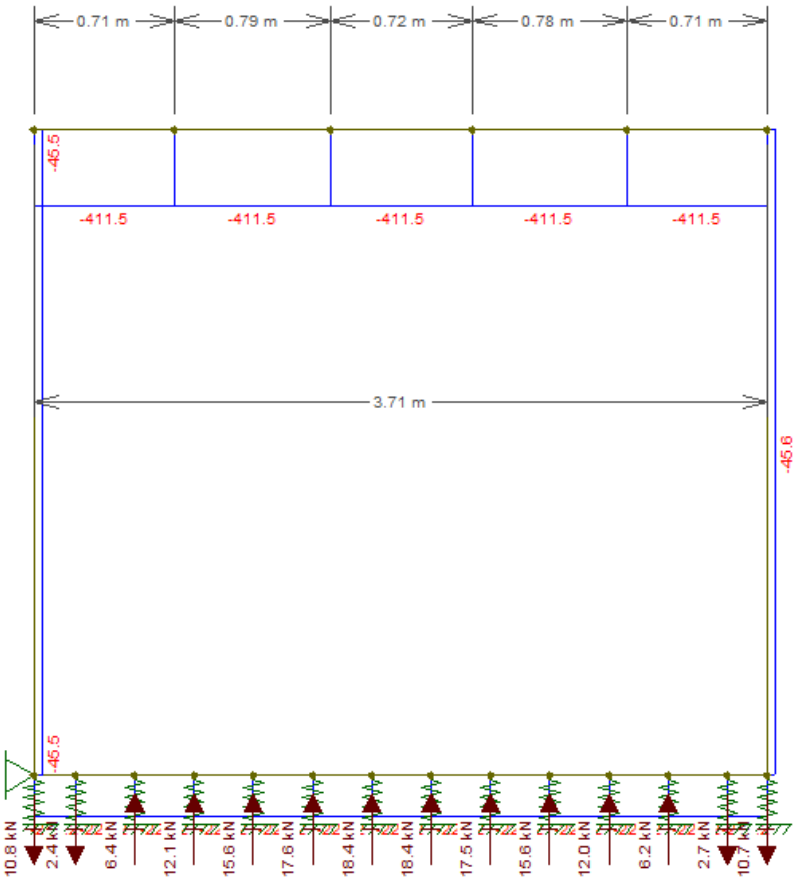

0.71 m
0.79 m
0.72 m
0.78 m
0.71 m
27.0 kN
27.0 kN
10.00 kN/m
10.00 kN/m
10.00 kN/m
10.00 kN/m
10.00 kN/m
325.00 kN/m
325.00 kN/m
3.71 m
65.00 kN/m
65.00 kN/m
2.500e+04 kN/m kN/m)4 kN/m)4 kN/m)4



2ª Situação de cálculo: Diagrama de Momento Fletor



2ª Situação de cálculo: Diagrama de Força Cortante



2ª Situação de cálculo: Diagrama de Esforço Normal

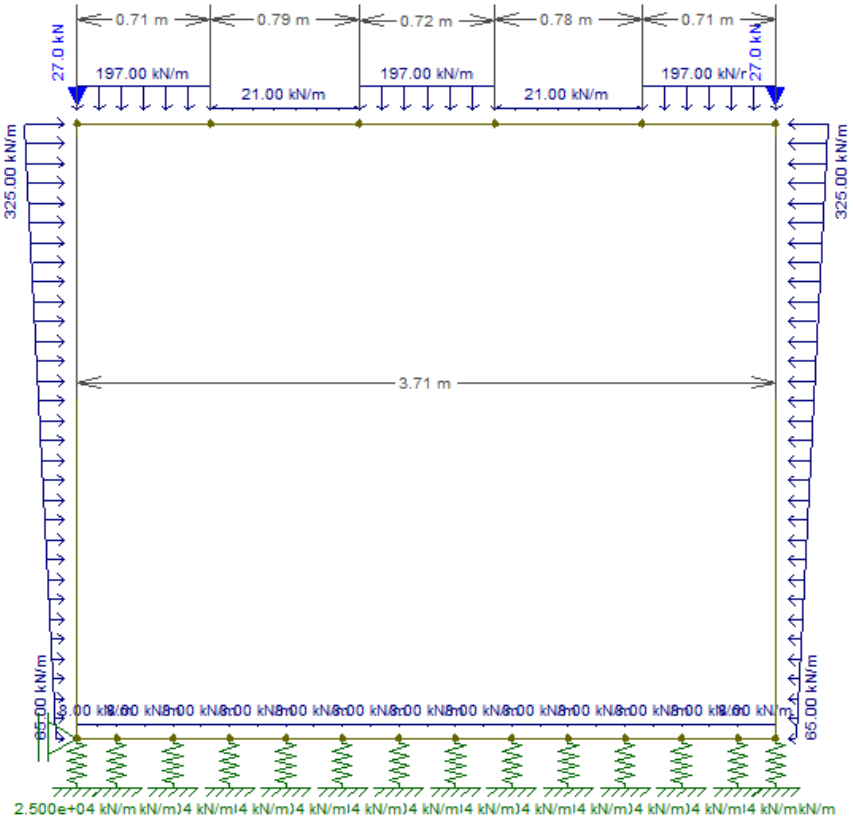
Tabela: Resumo de Esforços para 2ª situação de cálculo

Elemento	Momento Fletor		Força Cortante	Esforço Normal
	Posição positiva	Posição Negativa		
Laje de Cobertura	-------	-163 kN.m	18 kN	412 kN
Parede Lateral	163 kN.m	-134 kN.m	412 kN	46 kN
Laje de fundo	92 kN.m	-------	62 kN	226 kN

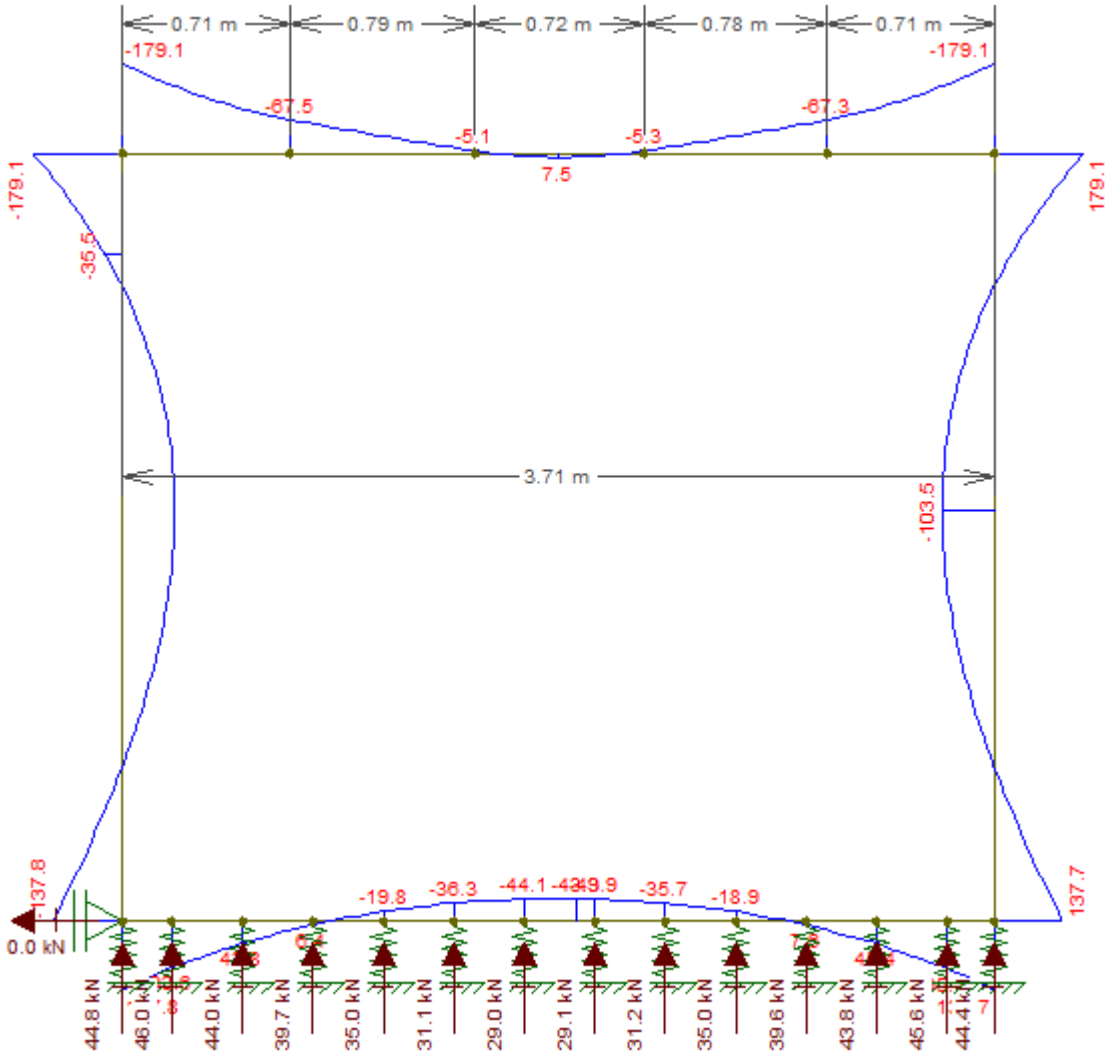
3ª SITUAÇÃO DE CÁLCULO:

Carregamento simétrico com pressão vertical máxima e pressão horizontal máxima

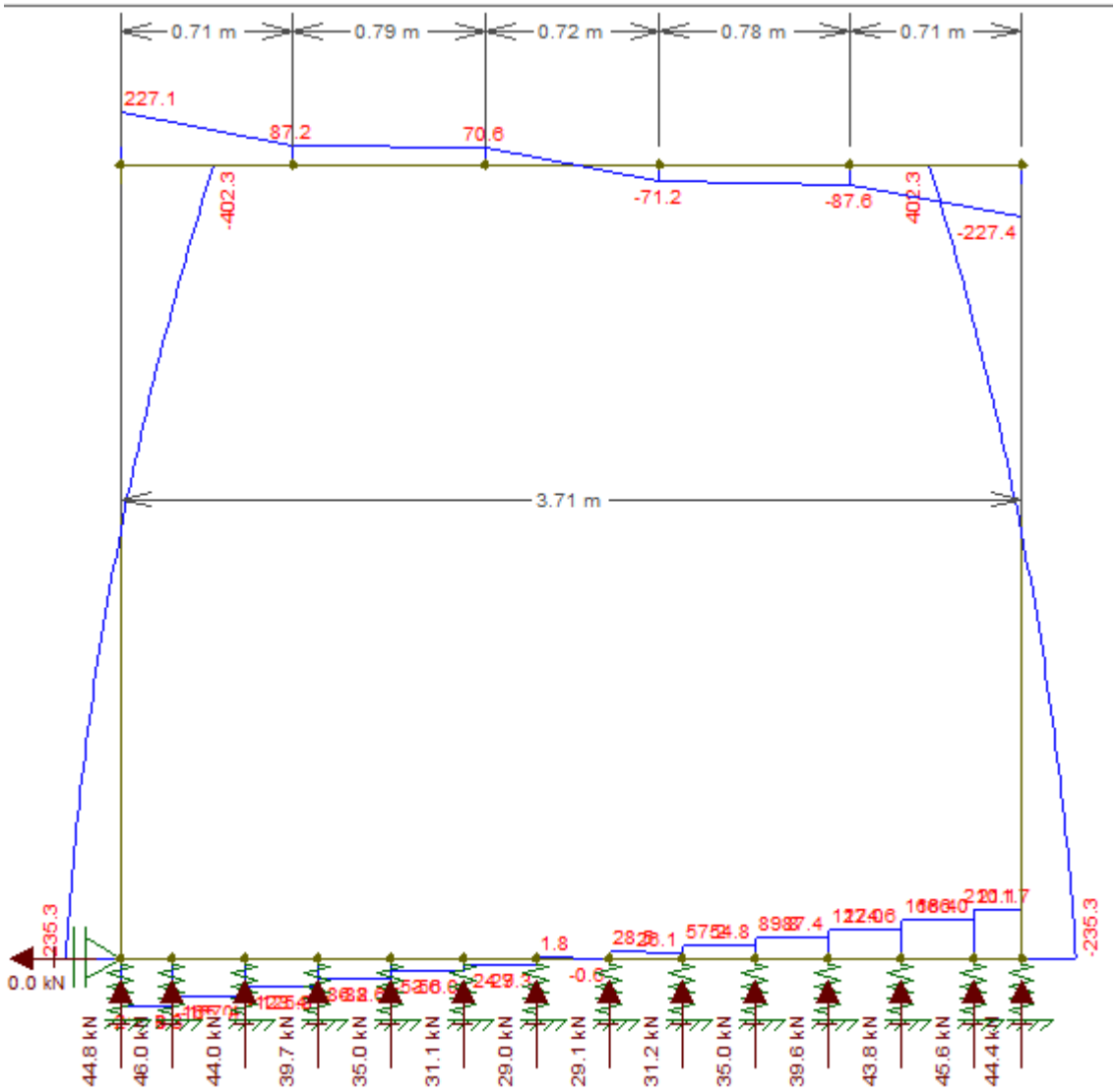
LEGENDA / CARGA				UNIDADE	EFEITO DESFAV	EEITO FAVOR.	VALOR FINAL	NATUREZA	DESCRIÇÃO
A	5	-------		kPa	1,69		8	VERTICAL	MULTIDÃO
B	104			kPa	1,69		176	VERTICAL	TREM-TIPO
C	10			kPa	1,3		13	VERTICAL	PESO PRÓPRIO - LAJE DE COBERTURA
D	6			kPa	1,3		8	VERTICAL	PESO PRÓPRIO - LAJE DE FUNDO
E	21			kN	1,3		27	VERTICAL	PESO PRÓPRIO - PAREDE LATERAL
F1	250	F2	4	kPa	1,3			HORIZONTAL	EMPUXO DE SOBRECARGA
G	18	-------		kPa	1,35		24	HORIZONTAL	EMPUXO DE SOLO
H	30			kPa	1,2		36	HORIZONTAL	EMPUXO DE ÁGUA



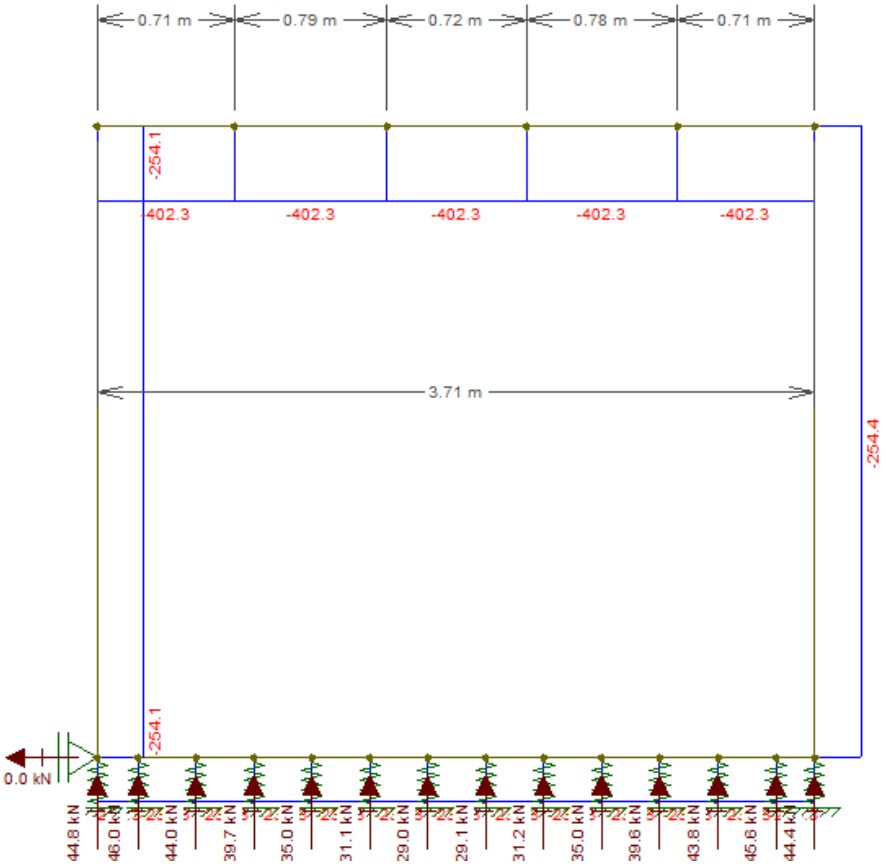
3ª Situação de cálculo: Esquema Estático e Carregamento



3ª Situação de cálculo: Diagrama de Momento Fletor



3ª Situação de cálculo: Diagrama de Força Cortante



3ª Situação de cálculo: Diagrama de Esforço Normal

Tabela: Resumo de Esforços para 3ª situação de cálculo

Elemento	**Momento Fletor**		**Força Cortante**	**Esforço Normal**
	Posição positiva	Posição Negativa		
Laje de Cobertura	8 kN.m	-179 kN.m	227 kN	402 kN
Parede Lateral	179 kN.m	-104 kN.m	402 kN	254 kN
Laje de fundo	138 kN.m	-44 kN.m	212 kN	235 kN

ANEXO 2:ESFORÇOS MÁXIMOS PARA VERIFICAÇÃO DE ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Elemento	**Momento Fletor, máx**		**Força Cortante, máx**	**Esforço Normal, máx**
	Posição positiva	Posição Negativa		
Laje de Cobertura	163 kN.m	-146 kN.m	227 kN	412 kN
Parede Lateral	179 kN.m	-134 kN.m	412 kN	254 kN
Laje de fundo	138 kNm	-134 kN.m	212 kN	235 kN

ANEXO 3:DIMENSIONAMENTO DE ARMAÇÕES EM TELA ELETROSOLDADA

Elemento	Posição	h (cm)	b (cm)	d (cm)	Msd (kN.m)	Nsd (kN)	Tela adotada	Reforço	Area de aço (cm2/m)	Tensão no aço (MPa)	Area de aço min (cm2)
Laje de Cobertura	interna	40	100	36,5	163	0	Q785		7,09	700	0,113
	externa	40	100	36,5	146	411	Q785		7,09	424	0,113
Parede Lateral	interna	25	100	21,5	134	45,6	Q785	10 f 6,3mm cd 20	17,00	398	0,07
	externa	25	100	21,5	26,7	254	Q246		2,83	174	0,07
Laje de fundo	interna	25	100	21,5	71	37	Q785		8,51	416	0,07
	externa	25	100	21,5	16	226	Q246		2,83	13	0,07

ANEXO 3:VERIFICAÇÃO DE FADIGA DA ARMADURA NA LAJE DE COBERTURA

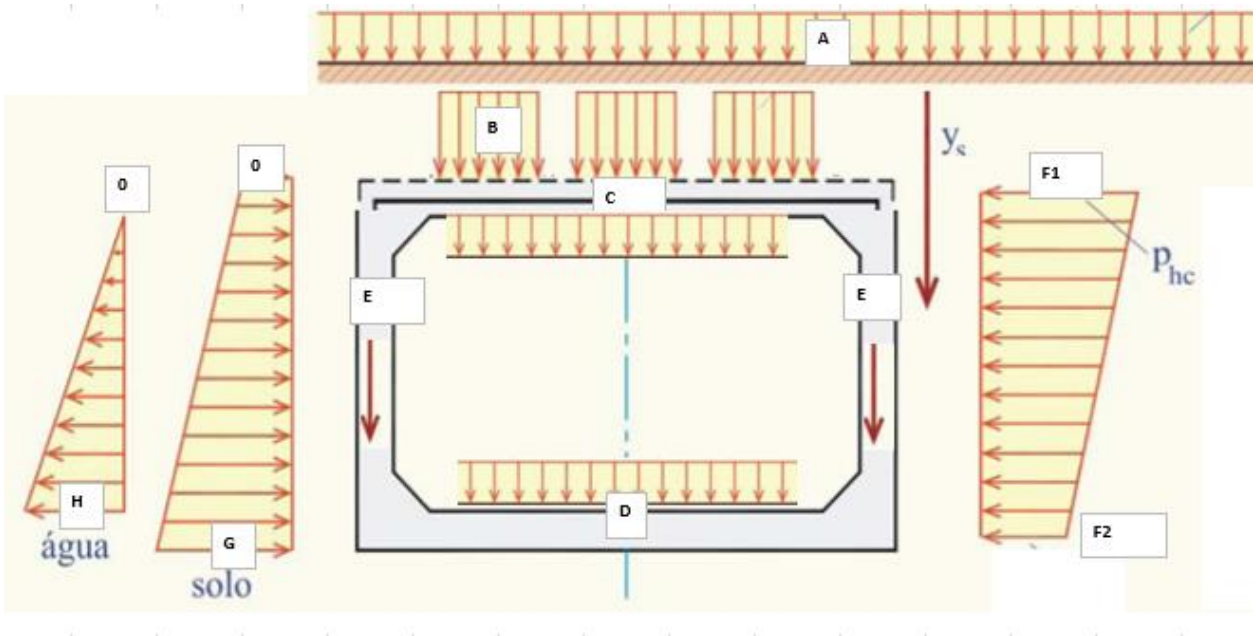
Situação de Verificação de estado de utilização:

a) No meio do vão:

- VF1 - Tensão máxima calculada com a máxima pressão vertical e mínima pressão horizontal
- VF2 - Tensão mínima calculada com a mínima pressão vertical e máxima pressão horizontal

b) Nas quinas:

- QF1- Tensão máxima calculada com a máxima carga vertical e máxima horizontal
- QF2 - Tensão mínima calculada com a mínima carga vertical e mínima horizontal



SITUAÇÃO FINAL DE FADIGA

Conclusão: Uma vez que será utilizada seção de topo composta com laje adicional de cobertura (esp: 15cm) e que tal estrutura complementar permitirá a redistribuição dos esforços provocados pelo tráfego. As variações de tensões da laje de topo estarão dentro dos limites aceitáveis para a resistência a fadiga.

ANEXO 4:VERIFICAÇÃO DE NECESSIDADE DE ARMADURA PARA ESFORÇO CORTANTE

Condição a ser verificada: $V_{Sd} \leq V_{Rd1}$

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} k(1{,}2 + 40\rho_1) + 0{,}15\sigma_{cp}]b_w d$$

Elemento	h (cm)	b (cm)	Area de aço (cm2)	fctd	ρ1	Nsd (kN)	σcp (MPa)
Laje de Cobertura	40	100	7,09	2,29	0,002	0	0,00
Parede Lateral	25	100	17	2,29	0,007	46	0,18
Laje de fundo	25	100	8,51	2,29	0,003	235	0,94

Elemento	Solicitação	Resistência	Verificação
	Vsd (kN)	Vrd (kN)	
Laje de Cobertura	227	360	ok!
Parede Lateral	412	436	ok!
Laje de fundo	212	453	ok!

Conclusão: Não é necessária armação complementar para combater o esforço cortante.

ANEXO 5:VERIFICAÇÃO DO LIMITE DE ABERTURA DE FISSURA

Verificação de Estado Limite de Utilização: Abertura de Fissuras

Estimativa da abertura de fissuras:

$$w_a = \frac{\phi_i}{12{,}5\eta_i}\frac{\sigma_{si}}{E_{si}}\frac{3\sigma_{si}}{f_{ctm}}$$

ou ainda

$$w_s = \frac{\phi_i}{12{,}5\eta_i}\frac{\sigma_{si}}{E_{si}}\left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45\right)$$

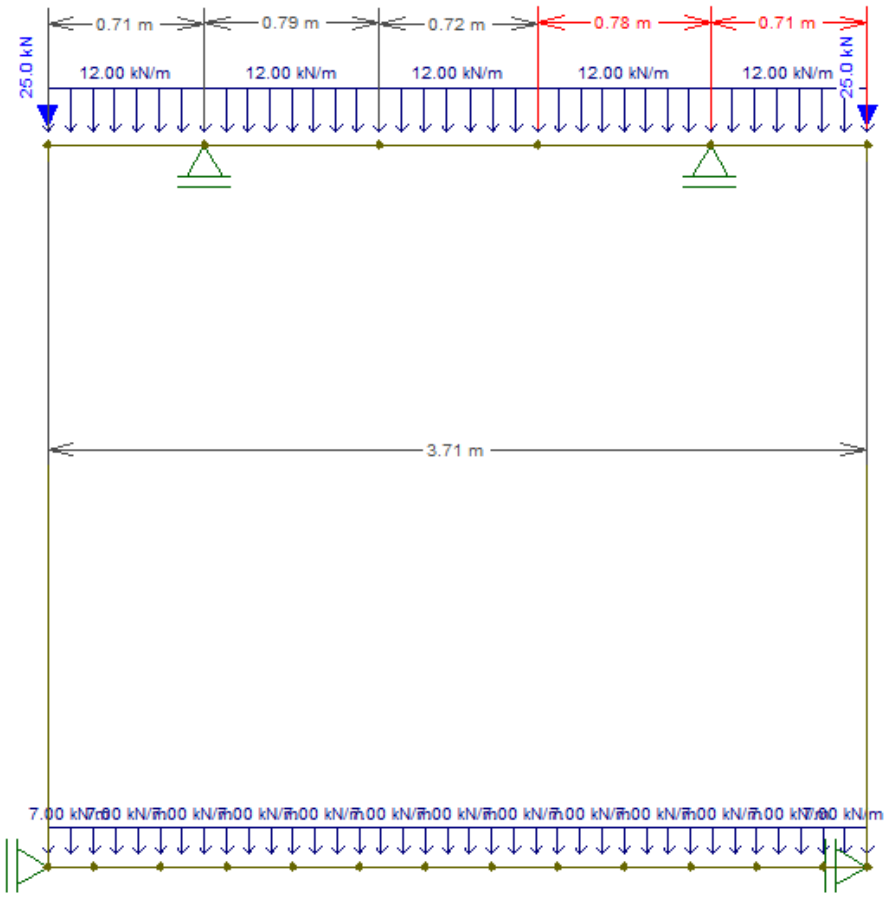
Elemento	Posição	h (cm)	b (cm)	d (cm)	Msd (kN. m)	Nsd (kN)	Tela adotada	Reforço	Area de aço (cm2)	Tensão no aço (MPa)
Laje de Cobertura	interna	40	100	36,5	0	153	Q785	-------	7,088	-76
	externa	40	100	36,5	67	153	Q785		7,088	212
Parede Lateral	interna	25	100	21,5	39	101	Q785	ϕ 6,3mm cd 20	17,004	98
	externa	25	100	21,5	0	101	Q246		2,827	-125
Laje de fundo	interna	25	100	21,5	18	87	Q785		8,5	74
	externa	25	100	21,5	0	87	Q246		2,827	-108

Elemento	Posição	Tensão no aço (MPa)	ϕi (mm)	ηi p/ barra de alta aderência	ρri	fctm p / C35 (MPa)	Esi (MPa)	wa (mm)	ws (mm)	w abertura de fissura (mm)	Limite máximo de abertura de fissura (mm)	verificação
Laje de Cobertura	interna	-76	10	2,25	0,001	3,2	210.000	0,01	0,00	0,00	0,25	ok!
	externa	150	10	2,25	0,001	3,2	210.000	0,04	0,73	0,04	0,25	ok!
Parede Lateral	interna	98	10	2,25	0,003	3,2	210.000	0,02	0,20	0,02	0,25	ok!
	externa	-125	5,6	2,25	0,001	3,2	210.000	0,01	0,00	0,00	0,25	ok!
Laje de fundo	interna	74	10	2,25	0,002	3,2	210.000	0,01	0,30	0,01	0,25	ok!
	externa	-367	5,6	2,25	0,001	3,2	210.000	0,12	0,00	0,00	0,25	ok!

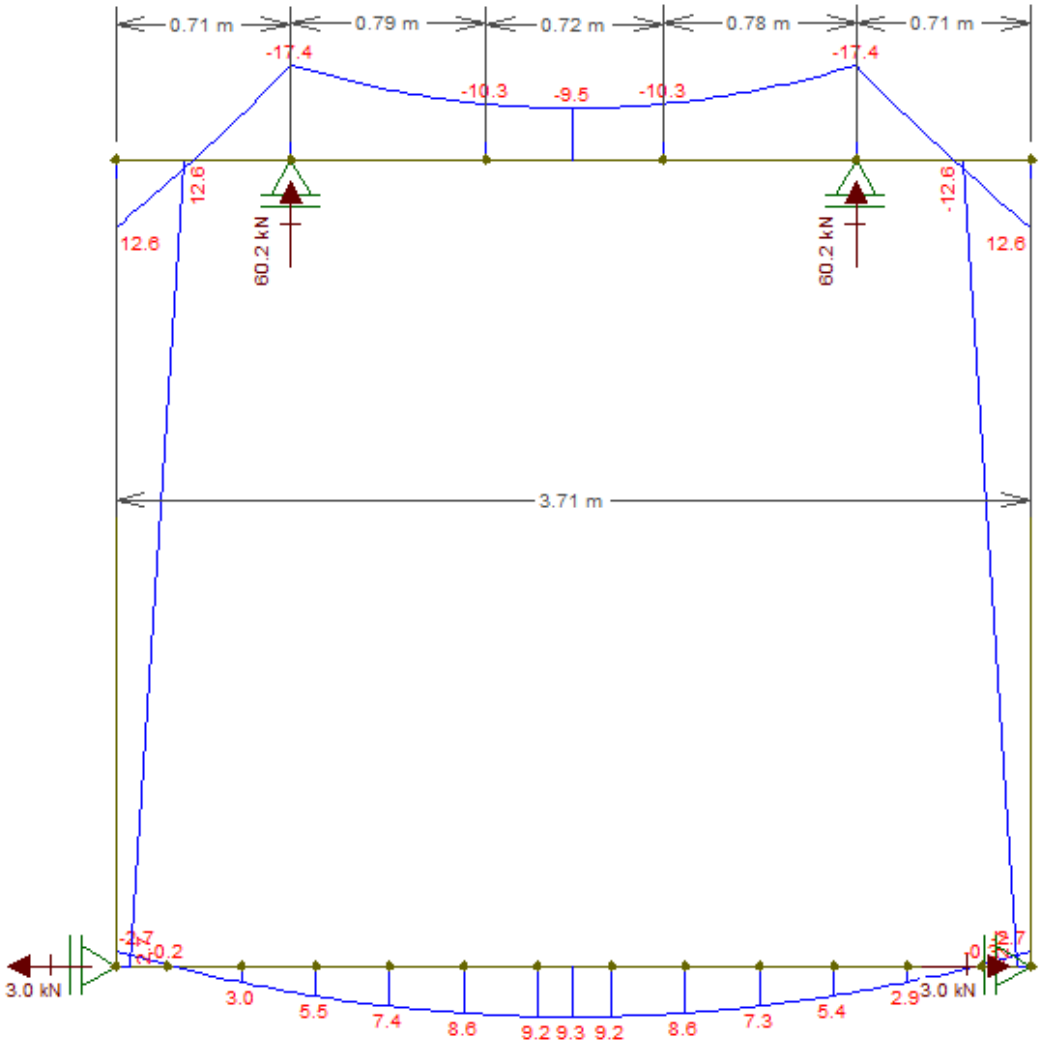
Conclusão: A abertura de fissuras atende aos critérios estabelecidos pela NBR 6118

ANEXO 6:VERIFICAÇÃO DA SITUAÇÃO DE MANUSEIO E TRANSPORTE

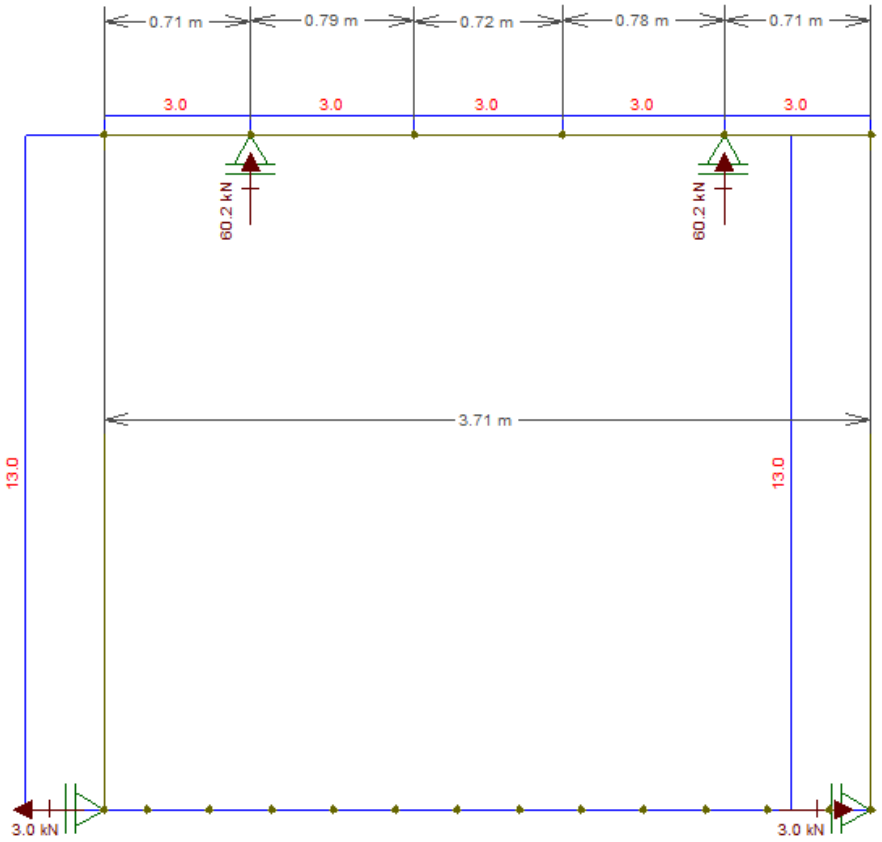
LEGENDA / CARGA				UNIDADE	EFEITO DESFAV	EEITO FAVOR.	VALOR FINAL	NATUREZA	DESCRIÇÃO
A	5			kPa		0,00	0	VERTICAL	MULTIDÃO
B	104			kPa		0,00	0	VERTICAL	TREM-TIPO
C	10	-------		kPa	1,20		12	VERTICAL	PESO PRÓPRIO - LAJE DE COBERTURA
D	6			kPa	1,20		7	VERTICAL	PESO PRÓPRIO - LAJE DE FUNDO
E	21			kN	1,20		25	VERTICAL	PESO PRÓPRIO - PAREDE LATERAL
F1	250	F2	4	kPa		0,00		HORIZONTAL	EMPUXO DE SOBRECARGA
G	18	-------		kPa		0,00	0	HORIZONTAL	EMPUXO DE SOLO
H	30			kPa		0,00	0	HORIZONTAL	EMPUXO DE ÁGUA



Verificação de Estado Limite de Utilização: Transporte e Manuseio – Esquema estático e carregamento



Verificação de Estado Limite de Utilização (Transporte e Manuseio): Digrama de Momento Fletor



Verificação de Estado Limite de Utilização (Transporte e Manuseio): Digrama de Esforço Normal

Tabela de Verificação de Tensão no aço para situação de manuseio

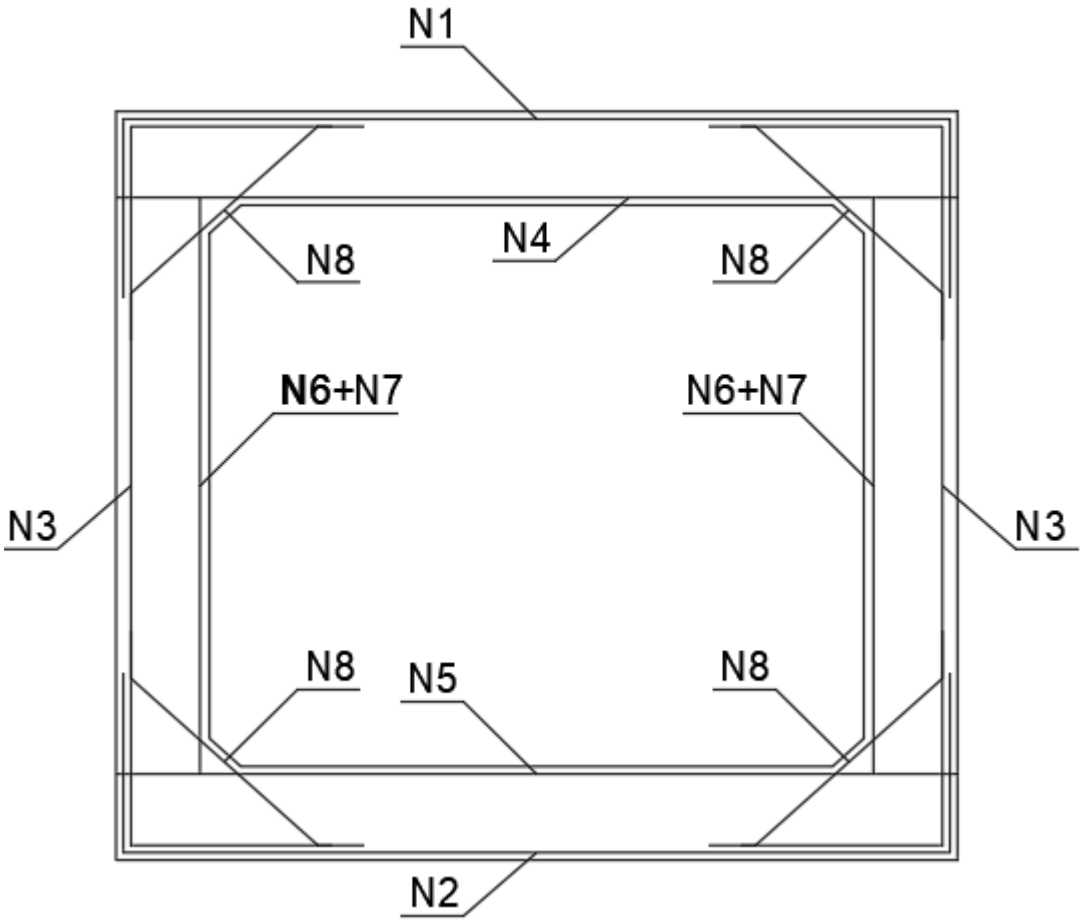
Elemento	Posição	h (cm)	b (cm)	d (cm)	Msd (kN.m)	Nsd (kN)	Tela adotada	Reforço	Area de aço (cm2/m)	Tensão no aço (MPa)
Laje de Cobertura	interna	50	100	46,5	0	3	Q785		7,09	-1
	externa	50	100	46,5	17	3	Q785		7,09	56
Parede Lateral	interna	25	100	21,5	13	13	Q785	10 f 6,3mm cd 20	17,00	37
	externa	25	100	21,5	0	13	Q246		2,83	-16
Laje de fundo	interna	25	100	21,5	0	0	Q785		8,51	0
	externa	25	100	21,5	9,2	0	Q246		2,83	168

Conclusão: A área de aço utilizada oferece resistência suficiente para as situações de transporte e manuseio

ANEXO 7:DISPOSIÇÃO FINAL DE ARMADURA

Verificados os estados limites últimos e de utilização (Ruptura, fadiga, força cortante, abertura de fissuras, situações acidentais de manuseio) Faith a definição da armadura da seção da galeria de concreto por meio da utilização de telas eletro-soldadas.

Para garantir o que a redistribuição de esforços devido a eventual perda de linearidade possa ser resistida pela seleção e análise, optasse por uniformizar as telas Eletro soldadas utilizadas, com eventual inclusão de reforço nas regiões mais carregadas tal como segue abaixo:


N1
N8
N4
N8
N6+N7
N6+N7
N3
N3
N8
N5
N8
N2

Galeria Pré-moldada

POSIÇÃO	Ø mm	NÚM. PEÇAS	COMPRIMENTO m	AREA m2	FORMA L=cm	AREA / COMPRIMENTO TOTAL m2 ou m	PESO kg/m2	PESO kgf
1	Q785	1	6.43	6.43	100 — 443 — 100	6.43	12.46	80.12
2	Q785	1	6.43	6.43	100 — 443 — 100	6.43	12.46	80.12
3	Q785	2	5.93	5.93	100 — 393 — 100	11,86	12.46	147,78
4	Q785	1	4.43	4.43	443	4.43	12.46	55.20
5	Q785	1	4.43	4.43	443	4.43	12.46	55.20
6	Q785	2	3.08	3.08	308	6.16	12.46	76.75
7	6,3	5	4.43	—	443	22.15	0.24	5.32
8	6,3	5	4.43	—	443	22.15	0.24	5.32
9	6,3	10	3.08	—	308	30.80	0.24	7.39
10	10	40	1.85	—	25 — 135 — 25	74.0	0.62	45.88
					Quantidades p / 12 m de Galerias Duplas Ø6,3	1802.40	0.24	432.58
					Ø10	1776.00	0.62	1101.12
					Q785	953.76	12.46	11883,85
CA-50A							Peso total	13417.55
							Peso total com perdas (10.00%)	14759.30
							Galerias Pré-moldadas Concreto C35:	181m3

ANEXO 8: PLANILHA ORÇAMENTÁRIA, CÁLCULO DE BDI E CRONOGRAMA FÍSICO FINANCEIRO

DETALHAMENTO DO BDI

Item	Descrição dos Serviços	% PV	% CD
1	**ADMINISTRAÇÃO CENTRAL**		**4,00**
1.1	ESCRITÓRIO CENTRAL		
1.2	VIAGENS		
1.3	OUTROS		
2	**IMPOSTOS E TAXAS**	**7,65**	
2.1	ISS	4,00	
2.2	PIS	0,65	
2.3	Cofins	3,00	
3	**TAXA DE RISCO**		**2,27**
3.1	SEGURO		0,41
3.2	RISCO		1,46
3.2	GARANTIA		0,40
4	**DESPESAS FINANCEIRAS**		**0,94**
5	**LUCRO**		**7,14**
	BDI - CALCULADO		**24,45**
BDI (CALCULADO):		**24,45**	

RESPONSÁVEL: Engº Cláudio Rodrigues dos Santos
CREA: 5061291419/D

				BDI	24,45%	
CÓDIGO SINAPI nov/2019	**DESCRIÇÃO**	**UN**	**QTDE**	**CUSTO UNITÁRIO SEM BDI**	**CUSTO UNIT. COM BDI**	**CUSTO TOTAL COM BDI**
	1 - PONTE PRESIDENTE KENNEDY					
	SERVIÇOS PRELIMINARES					
	PREPARO DO TERRENO					
74209/1	PLACA DE OBRA EM CHAPA DE ACO GALVANIZADO	M2	1,00	R$ 384,19	R$ 478,12	R$ 478,12
97629	DEMOLIÇÃO DE MURO GABIÃO, DE FORMA MECANIZADA, SEM REAPROVEITAMENTO. AF_12/2017	M3	20,00	R$ 121,69	R$ 151,44	R$ 3.028,86
97636	DEMOLIÇÃO PARCIAL DE PAVIMENTO ASFÁLTICO, DE FORMA MECANIZADA, SEM REAPROVEITAMENTO. AF_12/2017	M2	41,00	R$ 10,51	R$ 13,08	R$ 536,27
72898	CARGA E DESCARGA MECANIZADAS DE ENTULHO EM CAMINHAO BASCULANTE 6 M3	M3	146,00	R$ 3,54	R$ 4,41	R$ 643,21
97914	TRANSPORTE COM CAMINHÃO BASCULANTE DE 6 M3, EM VIA URBANA PAVIMENTADA, DMT ATÉ 30 KM (UNIDADE: M3XKM). AF_01/2018	M3XKM	10.584,00	R$ 1,30	R$ 1,62	R$ 17.123,32
	MOVIMENTO DE TERRA					
	ESCAVAÇÃO EM GERAL					
74151/1	ESCAVACAO E CARGA MATERIAL 1A CATEGORIA, UTILIZANDO TRATOR DE ESTEIRAS DE 110 A 160HP COM LAMINA, PESO OPERACIONAL * 13T E PA CARREGADEIRA COM 170 HP.	M3	541,88	R$ 2,84	R$ 3,53	R$ 1.915,19
72888	CARGA, MANOBRAS E DESCARGA DE AREIA, BRITA, PEDRA DE MAO E SOLOS COM CAMINHAO BASCULANTE 6 M3 (DESCARGA LIVRE)	M3	541,88	R$ 0,89	R$ 1,11	R$ 600,18
93588	TRANSPORTE COM CAMINHÃO BASCULANTE DE 10 M3, EM VIA URBANA EM LEITO NATURAL (UNIDADE: M3XKM). AF_04/2016, EMPOLAMENTO DE 30%, DMT=400M	M3XKM	3.522,19	R$ 1,46	R$ 1,82	R$ 6.399,71
	ESTABILIZAÇÃO DE FUNDAÇÃO					
6454	FORNECIMENTO E LANCAMENTO DE PEDRA DE MAO - ESTABILIZAÇÃO DE FUNDAÇÃO	M3	59,00	R$ 178,50	R$ 222,14	R$ 13.106,45
72888	CARGA, MANOBRAS E DESCARGA DE AREIA, BRITA, PEDRA DE MAO E SOLOS COM CAMINHAO BASCULANTE 6 M3 (DESCARGA LIVRE) -ESTABILIZAÇÃO DE FUINDAÇÃO	M3	59,00	R$ 0,89	R$ 1,11	R$ 65,35
93588	TRANSPORTE COM CAMINHÃO BASCULANTE DE 10 M3, EM VIA URBANA EM LEITO NATURAL (UNIDADE: M3XKM). AF_04/2016, EMPOLAMENTO DE0%, DMT=5KM DRENOS, TRANSIÇÕES E ENROCAMENTO	M3XKM	295,00	R$ 1,46	R$ 1,82	R$ 536,01

				BDI	24,45%	
CÓDIGO SINAPI nov/2019	**DESCRIÇÃO**	**UN**	**QTDE**	**CUSTO UNITÁRIO SEM BDI**	**CUSTO UNIT. COM BDI**	**CUSTO TOTAL COM BDI**
	1 - PONTE PRESIDENTE KENNEDY					
	ESTRUTURA DE MUROS ALAS					
95241	LASTRO DE CONCRETO MAGRO, APLICADO EM PISOS OU RADIERS, ESPESSURA DE 5 CM. AF_07/2016	M2	51,00	R$ 21,23	R$ 26,42	R$ 1.347,46
34495	CONCRETO USINADO BOMBEAVEL, CLASSE DE RESISTENCIA C35, COM BRITA 0 E 1, SLUMP = 100 +/- 20 MM, EXCLUI SERVICO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)	M3	44,00	R$ 272,28	R$ 338,85	R$ 14.909,51
34441	ACO CA-50, 12,5 MM, DOBRADO E CORTADO	KG	501,55	R$ 4,48	R$ 5,58	R$ 2.796,32
34443	ACO CA-50, 16 MM, DOBRADO E CORTADO	KG	523,96	R$ 4,48	R$ 5,58	R$ 2.921,27
92921	ARMAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO, EXCETO VIGAS, PILARES, LAJES E FUNDAÇÕES, UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 12,5 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	501,55	R$ 6,39	R$ 7,95	R$ 3.988,50
92922	ARMAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO, EXCETO VIGAS, PILARES, LAJES E FUNDAÇÕES, UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 16,0 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	523,96	R$ 5,79	R$ 7,21	R$ 3.775,47
100349	CONCRETAGEM DE CORTINA DE CONTENÇÃO, ATRAVÉS DE BOMBA -LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO. AF_07/2019	M3	21,00	R$ 358,88	R$ 446,63	R$ 9.379,15
97096	CONCRETAGEM DE RADIER, PISO OU LAJE SOBRE SOLO, FCK 30 MPA, PARA ESPESSURA DE 20 CM - LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO. AF_09/2017	M3	23,00	R$ 337,91	R$ 420,53	R$ 9.672,17
	ESTRUTURA DE GALERIAS DE CONCRETO					
COTAÇÃO EM MERCADO	ADUELA/GALERIA DE CONCRETO ARMADO, SECAO RETANGULAR 3.50 X 3.00 M (L X A), C = 1.00 M, E = 25 CM	UN	24	R$ 3.100,00	R$ 3.857,95	R$ 92.590,80
	ESTRUTURA DE LAJE DE COBERTURA					
11145	CONCRETO USINADO BOMBEAVEL, CLASSE DE RESISTENCIA C35, COM BRITA 0 E 1, SLUMP = 100 +/- 20 MM, INCLUI SERVICO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)	M3	15	R$ 312,42	R$ 388,81	R$ 5.832,10
34439	ACO CA-50, 10,0 MM, DOBRADO E CORTADO	KG	1218	R$ 5,06	R$ 6,30	R$ 7.669,95
92787	ARMAÇÃO DE LAJE DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UMA EDIFICAÇÃO TÉRREA OU SOBRADO UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 10,0 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	1218	R$ 7,23	R$ 9,00	R$ 10.959,24
99434	CONCRETAGEM DE LAJES EM EDIFICAÇÕES MULTIFAMILIARES FEITAS COM SISTEMA DE FÔRMAS MANUSEÁVEIS, COM CONCRETO USINADO BOMBEÁVEL FCK 25 MPA - LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO (EXCLUSIVE BOMBA LANÇA). AF_06/2015	M3	15	R$ 399,34	R$ 496,98	R$ 7.454,68

				BDI	**24,45%**	
CÓDIGO SINAPI nov/2019	**DESCRIÇÃO**	**UN**	**QTDE**	**CUSTO UNITÁRIO SEM BDI**	**CUSTO UNIT. COM BDI**	**CUSTO TOTAL COM BDI**
	1 - PONTE PRESIDENTE KENNEDY					
	REATERRO					
96386	EXECUÇÃO E COMPACTAÇÃO DE ATERRO COM SOLO PREDOMINANTEMENTE ARENOSO - EXCLUSIVE ESCAVAÇÃO, CARGA E TRANSPORTE E SOLO. AF_09/2017 - MACIÇO DA BARRAGEM	M3	285,00	R$ 5,83	R$ 7,26	R$ 2.067,80
72888	CARGA, MANOBRAS E DESCARGA DE AREIA, BRITA, PEDRA DE MAO E SOLOS COM CAMINHAO BASCULANTE 6 M3 (DESCARGA LIVRE)	M3	285,00	R$ 0,89	R$ 1,11	R$ 315,67
93588	TRANSPORTE COM CAMINHÃO BASCULANTE DE 10 M3, EM VIA URBANA EM LEITO NATURAL (UNIDADE: M3XKM). AF_04/2016, EMPOLAMENTO DE 30%, DMT=400M	M3XKM	1.852,50	R$ 1,46	R$ 1,82	R$ 3.365,94
	RECOMPOSIÇÃO DE PAVIMENTO					
96396	EXECUÇÃO E COMPACTAÇÃO DE BASE E OU SUB BASE COM BRITA GRADUADA SIMPLES - EXCLUSIVE CARGA E TRANSPORTE. AF_09/2017	M3	36,20	R$ 90,99	R$ 113,24	R$ 4.099,18
95995	CONSTRUÇÃO DE PAVIMENTO COM APLICAÇÃO DE CONCRETO BETUMINOSO USINADO A QUENTE (CBUQ), CAMADA DE ROLAMENTO, COM ESPESSURA DE 5,0 CM - EXCLUSIVE TRANSPORTE. AF_03/2017	M3	9,05	R$ 927,96	R$ 1.154,85	R$ 10.451,36
94263	EXECUÇÃO DE SARJETA DE CONCRETO USINADO, MOLDADA IN LOCO EM TRECHO CURVO, 30 CM BASE X 15 CM ALTURA. AF_06/2016	M	36,00	R$ 49,74	R$ 61,90	R$ 2.228,45
				TOTAL		R$ 194.608,73
				TOTAL C/ BDI		R$ 240.257,70

RESPONSÁVEL: Engº Cláudio Rodrigues dos Santos
CREA: 5061291419/D

CRONOGRAMA FÍSICO FINANCEIRO

PROPRIETÁRIO	PREFEITURA MUNCIPAL DE BARRINHA
OBRA:	Ponte de galeria de concreto pré-moldada com 12,00 m de vão total x 10,00 m de largura e 3,00 m de altura. Classe 45
LOCAL:	Av. Presidente Kennedy - Barrinha - SP
ART nº:	28027230200536178

CRONOGRAMA FÍSICO FINANCEIRO

ITEM	SERVIÇOS	VALOR TOTAL	1ª ETAPA	%	2ª ETAPA	%	3ª ETAPA	%	TOTAL	%
1	SERVIÇOS INICIAIS	R$ 21.809,79	R$ 21.809,79	100,00%					R$ 21.809,79	100,00%
2	MOVIMENTO DE TERRA	R$ 8.915,08	R$ 8.915,08	100,00%					R$ 8.915,08	100,00%
3	INFRAESTRUTURA	R$ 13.707,81	R$ 13.707,81	100,00%					R$ 13.707,81	100,00%
4	MESOESTRTURUA (MUROS ALAS E GALERIAS)	R$ 141.380,65			R$ 141.380,65	100,00%			R$ 141.380,65	100,00%
5	RECOMPOSIÇÕES DE TERRENO E LAJE DE COBERTURA	R$ 37.665,38					R$ 37.665,38	100,00%	R$ 37.665,38	100,00%
6	SUPERESTRUTURA (PISTA DE ROLAMENTO)	R$ 16.778,99					R$ 16.778,99	100,00%	R$ 16.778,99	100,00%
PARCELA			R$ 44.432,68	18,49%	R$ 141.380,65	58,85%	R$ 54.444,37	22,66%	R$ 240.257,70	100,00%
PARCELA ACUMULADA			R$ 44.432,68	18,49%	R$ 185.813,33	77,34%	R$ 240.257,70	100,00%		

RESPONSÁVEL: Engº Cláudio Rodrigues dos Santos
CREA: 5061291419/D