MEMÓRIA DE CÁLCULO DA CONSTRUÇÃO DE UMA PONTE EM CONCRETO ARMADO PRÉ-MOLDADO - DE 12,00 METROS DE LARGURA POR 13,00 METROS DE COMPRIMENTO E 6,00 METROS DE ALTURA NO DISTRITO INDUSTRIAL NA SEDE URBANA DO MUNICIPIO NO ARROIO PORTELA.

MEMÓRIA DE CÁLCULO

MEMÓRIA DE CÁLCULO DA CONSTRUÇÃO DE UMA PONTE EM CONCRETO ARMADO PRÉ-MOLDADO - DE 12,00 METROS DE LARGURA POR 13,00 METROS DE COMPRIMENTO E 6,00 METROS DE ALTURA NO DISTRITO INDUSTRIAL NA SEDE URBANA DO MUNICIPIO NO ARROIO PORTELA.

1- CARACTERÍSTICAS

PROPRIETÁRIA: Prefeitura Municipal de Nova Palma – RS

OBRA: Ponte em concreto armado pré-moldado de 12,00M de largura por 13,00m de comprimento e 6,00 metros de altura.

PROJETO: Ponte com estrutura em concreto armado e pré-moldado.

LOCAL : Distrito Industrial - Nova Palma –RS

CLASSE: 30

COORDENADAS : **Latitude: S** 29°27’45,50’’

Longitude: W 53° 27’45,70’’

INTRODUÇÃO

O presente serviço consiste na elaboração de projeto estrutrural da Ponte sobre o Arroio Portela, situado no DISTRITO INDUSTRIAL, município de Nova Palma – RS.

A ponte tem como característica situar-se em área urbana do município, em via de acesso a ser pavimentado, o que justifica suas dimensões: largura de 12,00m, comprimento de 13,00m, ficando esta com área total de 156,00 m². Os 13 metros de comprimento são vencido por um único vão, apoiando-se nas duas cabeceiras. As cabeceiras serão executadas em cortinas de concreto armado e, além de conter o aterro, servirão de apoio para a superestrutura. A pista de rolamento terá largura de 8,00m acrescido de mais 2,00m de cada lado para os passeios público e terá guarda-rodas e guarda-corpo dos dois lados. Esta obra será executada com a utilização de vigas pré-moldadas de 70cm de altura por 25 cm de largura, em formato de duplo “T”. Com a finalidade de reduzir a altura das vigas, visando uma maior seção de

vazão, optou-se pela utilização deste sistema, optou-se pela utilização de 8 vigas principais.

Foram consideradas para elaboração do projeto básico as seguintes considerações:

- Classe 30;
- Infraestrutura em concreto fck 25MPa;.
- Mesoestrutura em concreto fck 25MPa;
- Superestrutura em concreto fck 25MPa;
- Cobrimento mínimo do concreto 2,5cm para lajes e 3,0 para pilares e vigas.

ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS PARTICULARES

Critérios de Projeto

O presente projeto foi elaborado procurando atender as Normas Brasileiras vigentes, em particular:

• ABNT NBR 7187:2003 - Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento;

• ABNT NBR 7188: 1984 - Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre – Procedimento;

• ABNT NBR 10839:1989 - Execução de obras de arte especiais em concreto armado e concreto protendido – Procedimento;

• ABNT NBR 6118:2003 – Projeto e Execução de Obras em Concreto Armado;

• ABNT NBR 6120:1980 – Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações;

• ABNT NBR 6122:1996 – Projeto e Execução de Fundação;

• ABNT NBR 7480:1996 – Barras e Fios de Aço destinados a Armaduras para Concreto Armado;

• ABNT NBR 8953:1992 – Concreto para Fins estruturais: Classificação por Grupos de Resistência.

Sem prejuízo às especificações contidas nas Normas acima relacionadas, no detalhamento do projeto executivo adotou-se:

• Cobrimento mínimo da armadura das peças em contato com água e/ou solo de 4,00cm;

• Comprimento máximo das barras de aço para armaduras de 12,00m;
• Aço CA-50.

SUPERESTRUTURA:

Idealização para o cálculo das solicitações

A estrutura da ponte em questão é formada por elementos verticais (vigas) e horizontais (lajes) ligados monoliticamente. Simplificou-se a estrutura decompondo-a em elementos lineares (as vigas) e de superfície (as lajes).

O cálculo do quinhão das cargas móveis que cada viga recebe é feito de forma aproximada. Após colocar as cargas móveis numa seção próxima ao meio do vão, na posição transversal mais desfavorável para a viga estudada, obteve-se o trem-tipo da mesma. Para as seções próximas aos apoios, o quinhão de carga da viga - para a mesma posição da carga móvel na seção transversal - sofre alterações. Para maior simplicidade, contudo, admite-se que o trem-tipo calculado próximo ao meio do vão não se altera ao longo da viga. As ações devido ao peso próprio são mais fáceis de distribuir entre as vigas. No caso de seção transversal com oito vigas, as vigas centrais receberão maior carregamento do que as vigas laterais. No entanto, como serão pré-moldadas, para eliminar-se o risco de troca das peças na montagem, que são idênticas, sendo as vigas laterais menos resistentes do que as vigas centrais, todas serão dimensionadas para a condição mais desfavorável.

Forma de vinculação

A superestrutura será rigidamente vinculada à mesoestrutura relativamente a alguns movimentos e a outros ficará praticamente livre. Serão impedidas translações e rotações, sendo as longarinas simplesmente apoiadas.

Dimensionamento das vigas principais:

- Solicitações devido ao peso próprio

A seguir são mostrados os cálculos para determinação do carregamento devido ao peso próprio sobre cada viga principal (ou longarina). Foram adotados para o concreto armado um peso específico **(g)** de **25 kN/m³.**

- Carregamento uniformemente distribuído
- seção transversal (meio do vão)
- guarda-rodas "meio fio"
- pavimento

Total: q = 38 kN/m

Solicitações devido à carga móvel

- Determinação do trem-tipo

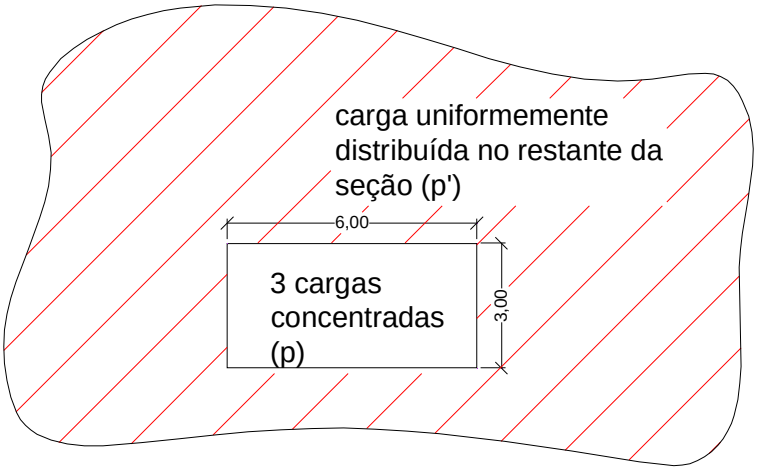
As cargas móveis podem ocupar qualquer posição sobre o tabuleiro da ponte. Assim, para cada longarina, é necessário procurar a posição do carregamento que provoque a máxima solicitação em cada uma das seções de cálculo. Esse procedimento é por demais trabalhoso e inviável de ser realizado manualmente. Dessa forma, utiliza-se do conceito de trem-tipo, o qual simplifica o carregamento sobre as longarinas e torna o processo de cálculo dos esforços menos trabalhoso. Denomina-se trem-tipo de uma longarina o quinhão de carga produzido na mesma pelas cargas móveis de cálculo, colocadas na largura do tabuleiro, na posição mais desfavorável para a longarina em estudo. Nessas condições, o trem-tipo é o carregamento de cálculo de uma longarina levando-se em consideração a geometria da seção transversal da ponte, como, por exemplo, o número e espaçamento das longarinas e a posição da laje do tabuleiro.

O trem-tipo, suposto constante ao longo da ponte, pode ocupar qualquer posição na direção longitudinal. Assim, para cada seção da viga estudada, é necessário determinar as posições do trem-tipo que produzem valores extremos das solicitações. Nos casos mais gerais, empregam-se as linhas de influência, diagramas que permitem definir as posições mais desfavoráveis do trem-tipo e calcular as respectivas solicitações.

Com os valores extremos das solicitações, calculados nas diversas seções de cálculo da viga, é possível traçar as envoltórias de solicitações da

carga móvel. Como os valores das envoltórias são determinados para as situações mais desfavoráveis das cargas, quaisquer outras posições do carregamento produzirão solicitações menores. Assim, se a longarina for dimensionada para os valores das envoltórias, sua segurança fica garantida para qualquer posição da carga móvel. A ponte é da classe 30, logo deve ser empregado para cálculo do trem-tipo o veículo tipo especificado pela NBR-7188 com **300 kN** de peso total.

A distribuição da carga móvel entre as longarinas depende da rigidez transversal do tabuleiro. Como a ponte em estudo é constituída por oito longarinas, a posição mais desfavorável para as solicitações é quando o veículo tipo está posicionado no centro da pista, devido a sua largura.



Representação do trem-tipo simplificado: utilizar-se-á 3 cargas concentradas espaçadas em 1,5m e carga uniformemente distribuída no restante da seção.

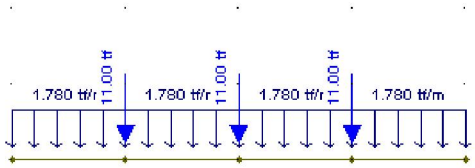
Antes de calcular as solicitações devido à carga móvel, é conveniente calcular o coeficiente de impacto e multiplicar o trem-tipo por esse coeficiente.

Dessa forma, as solicitações obtidas já estarão majoradas devido ao caráter dinâmico do carregamento móvel.

$\varphi = 1{,}4 - 0{,}007xl$ (coeficiente de impacto)

Nesta expressão, l representa o vão teórico da estrutura. Os vãos são todos iguais.

$\varphi = 1{,}4 - 0{,}007x13{,}00 = 1{,}309$ (p/ toda estrutura)



Trem-tipo simplificado: 3 cargas espaçadas em 1,5m e carga distribuída no restante de toda extensão

Cálculo do momento fletor e do esforço cortante

Para cada seção de cálculo da longarina, são traçadas as linhas de influência de momento fletor e esforço cortante e, em seguida, é posicionado o trem-tipo calculado nas posições mais desfavoráveis (ou seja, nas posições que provocam os maiores esforços), obtendo-se assim as envoltórias de momento fletor e esforço cortante. Sendo a viga dimensionada para os valores dessas envoltórias, a resistência estará garantida para qualquer posição da carga móvel sobre o tabuleiro, uma vez que as solicitações correspondentes a esta posição particular serão inferiores às que foram empregadas no dimensionamento.

Cálculo das reações de apoio

As reações de apoio provocadas pela carga móvel são obtidas com as linhas de influência de reação de apoio.

Envoltória de solicitações em serviço

Somando-se as solicitações devido ao peso próprio com as provocadas pela carga móvel, já acrescidas do efeito de impacto, obtêm-se os valores das envoltórias de solicitações, as quais são utilizadas no dimensionamento das armaduras nas diversas seções da longarina. Essas solicitações são denominadas em serviço, uma vez que elas representam as solicitações

efetivas nas vigas principais da superestrutura. Para o dimensionamento das armaduras deverá ser utilizada a combinação última recomendada pela NBR-8681, a qual majora as solicitações em serviço por coeficientes adequados.

Dimensionamento das seções transversais

São admitidos os seguintes materiais a serem empregados na construção da ponte:

· Concreto: fck = 25 MPa

· Aço CA - 50

Para o dimensionamento das seções, serão usados os coeficientes recomendados pelas NBR-8681, NBR-6118 e NBR-7187:

· Coeficientes de majoração das ações:

- Ação permanente: gg = 1,3 (ação de pequena variabilidade)

- Ação variável: gq = 1,4

- Coeficiente de minoração da resistência do concreto: gc = 1,5

- Coeficiente de minoração da resistência do aço: gs = 1,15

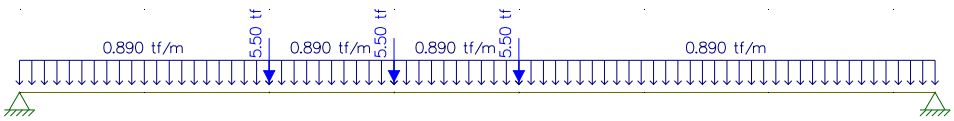
- Quando a ação permanente atuar como elemento estabilizador, adota-se gg = 1,0.

Dimensionamento à flexão

As seções submetidas à momento fletor positivo comportam-se como viga “T”, sendo a mesa representada pela laje do tabuleiro que contribui na resistência à flexão da seção.

Vigas (transversinas):

Simplifica-se o cálculo considerando-se apenas metade do carregamento do trem-tipo incidindo em cada uma das vigas principais centrais. O dimensionamento vale para todas as vigas, pois sendo pré-moldadas e de mesma dimensão e formas, haveria o risco de troca das peças caso fossem adotadas ferragens diferentes. Assim sendo, adotar-se-á a situação mais desfavorável para todas as vigas.



composição de cargas nas vigas (trem-tipo)

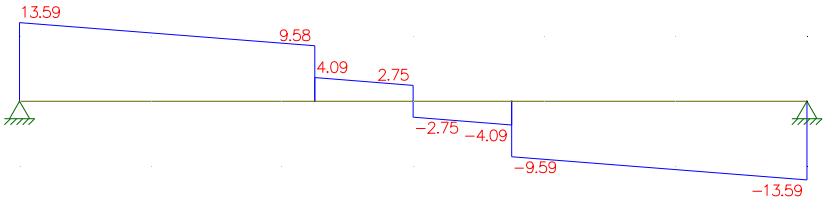


Diagrama esforço cortante

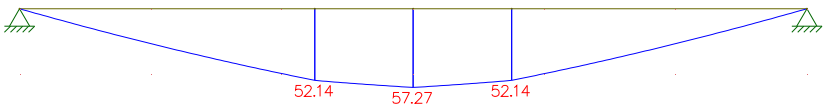
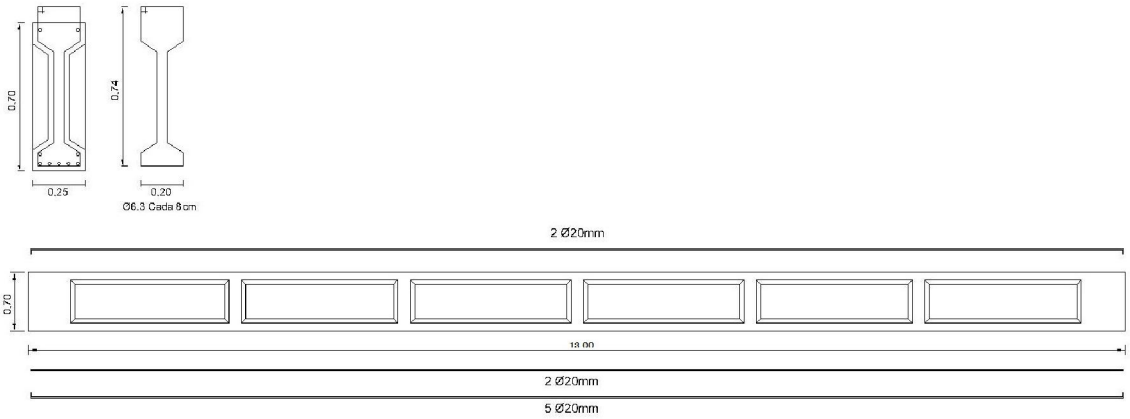


Diagrama momento fletor

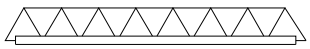
Usando programas de cálculo e inserindo os valores obtidos na fórmula para obtenção da armadura necessária, tem-se:

$$As = \frac{ks.Md}{d} = \mathbf{22,05cm^2}$$



Laje do tabuleiro

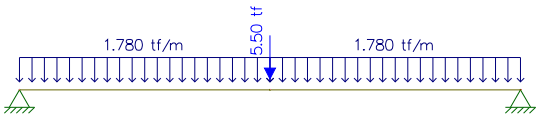
A laje do tabuleiro será pré-moldada, com capeamento de concreto e malha de aço, conforme segue:



Detalhe Treliças Laje da Ponte
(Seção de concreto - 4cm altura e 20cm largura)

Dimensionamento da laje

Neste item é detalhado o dimensionamento da laje do tabuleiro da ponte. Ela é formada por sete lajes apoiadas sobre oito longarinas. Como as transversinas são desligadas da laje, esta será considerada armada apenas em uma direção com ly/lx = ¥.



Carregamentos sobre a laje tabuleiro (metade da carga concentrada do trem-tipo – para cada metro)

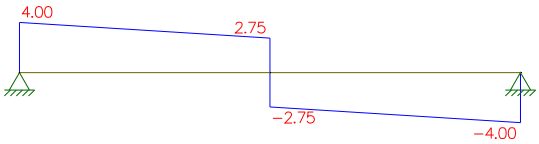


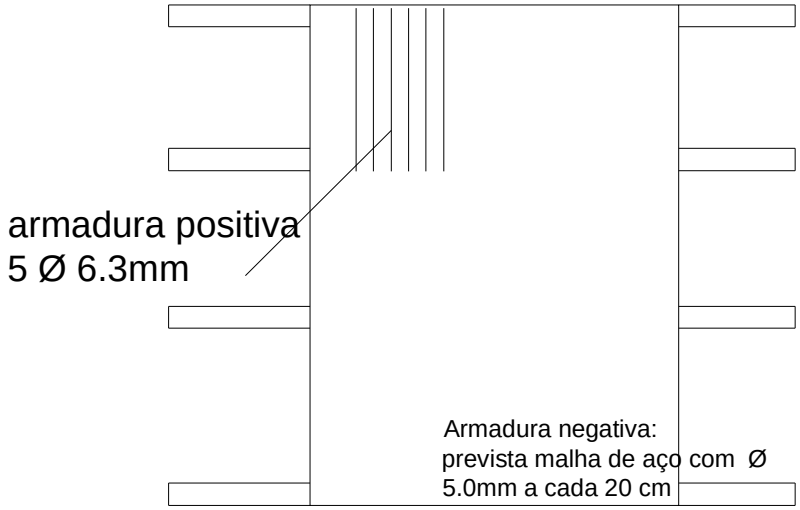
Diagrama esforço cortante



Diagrama momento fletor

Usando programas de cálculo e inserindo os valores obtidos na fórmula para obtenção da armadura necessária, tem-se:

$$As = \frac{ks.Md}{d}$$ **As=1,51cm²**



Ferragem adotada para a laje tabuleiro

3. MESOESTRUTURA

A mesoestrutura será constituída pelas cortinas de concreto nas margens, com a função de transmitir os esforços da superestrutura para a infraestrutura (fundações). As oito vigas foram adotadas para possibilitar a altura livre do vão. A ponte terá como sistema estrutural principal, pórticos, com a ligação entre a superestrutura e a mesoestrutura monolítica, formando um nó rígido.

Esforços atuantes nas cortinas de concreto

As cortinas de concreto estão submetidas a esforços verticais e horizontais.

Os esforços verticais são produzidos por:

- Reação do carregamento permanente sobre a superestrutura (Rg).

- Reação da carga móvel sobre a superestrutura (Rq). Como a carga móvel assume várias posições, determina-se uma reação máxima e uma reação mínima, a qual pode ser negativa.
- Peso próprio da cortina e das vigas de travamento.
- Reação vertical nas cortinas provocada pelo efeito de tombamento da superestrutura devido ao vento incidindo na direção transversal.

Os **esforços horizontais** que atuam nas cortinas são:

a) Esforços longitudinais

- Frenagem ou aceleração da carga móvel sobre o tabuleiro.
- Empuxo de terra e sobrecarga nas cortinas.
- Componente longitudinal do vento incidindo na superestrutura.

b) Esforços transversais

- Vento incidindo na superestrutura.

c) Esforços parasitários

- Variação de temperatura do vigamento principal.
- Retração do concreto do vigamento principal..

d) Esforços que atuam diretamente nas cortinas

- Empuxo de terra.
- Pressão do vento.
- Pressão de água.

Para o dimensionamento, combinam-se os valores máximo e mínimo das reações verticais da superestrutura com os valores dos esforços horizontais compatíveis. Assim, a reação vertical máxima **(Rg + Rq+)** é combinada com o maior valor da força longitudinal na superestrutura e com a ação do vento transversal sobre a ponte carregada. A reação vertical mínima, por sua vez, é combinada com a força longitudinal devido à frenagem do veículo tipo sobre o tabuleiro e com e esforço do vento transversal incidindo sobre a ponte descarregada.

Influência da posição das cargas sobre o tabuleiro na distribuição dos esforços longitudinais

O cálculo da distribuição do esforço longitudinal nas cortinas é feito admitindo que o esforço horizontal seja aplicado no eixo de simetria do tabuleiro. No caso da ponte rodoviária, admite-se que o veículo tipo, ao freiar, esteja circulando no centro da pista de rolamento.

Distribuição, nas cortinas, dos esforços transversais que atuam na Superestrutura

Devido à grande rigidez que as lajes concedem, no plano horizontal, ao tabuleiro da ponte, este pode ser considerado, sob a ação de esforços transversais, como uma placa sobre apoios elásticos. Quando esses esforços incidem no tabuleiro, este se desloca horizontalmente solicitando as cortinas. Se o deslocamento for apenas uma translação na direção horizontal, o problema é análogo ao de distribuição de esforços longitudinais, ou seja, cada eixo recebe um quinhão de carga proporcional à sua rigidez na direção transversal. Neste caso, a rigidez transversal de cada cortina (ou eixo) deve ser calculada levando em conta a existência de vigas transversais ligando as cortinas que formam, assim, pórticos nessa direção. Para tanto, a rigidez pode ser calculada como o inverso do deslocamento do topo do pórtico quando nesta posição é aplicada uma força unitária.

Definição da estrutura

A mesoestrutura da ponte é constituída por duas cortinas de concreto nas cabeceiras da mesma. Como elas são maciças, formam pórticos planos nessa direção. Para a infraestrutura foram adotadas sapatas engastadas na rocha. O diâmetro do fuste das sapatas foi pré-dimensionado em 1,50 m. Quanto aos materiais, serão empregados o aço CA-50, concreto com f_{ck} = 25 MPa nas cortinas e nas sapatas.

Dimensionamento das cortinas de concreto

O dimensionamento das cortinas consiste, geralmente, em:

- Verificar se as dimensões admitidas para a seção de concreto são satisfeitas.

- Determinar a área e a distribuição das armaduras longitudinais, transversais e de introdução dos esforços (armaduras locais nos pontos de aplicação de forças concentradas).

Os esforços longitudinais, provenientes do tabuleiro, aplicam-se no topo das cortinas, na ligação com a viga principal. Os momentos fletores, associados com a transferência desses esforços da pista de rolamento ou do eixo da viga para o nível do topo das cortinas, são, em geral, de importância secundária, produzindo pequenas variações nas reações de apoio. Os esforços transversais, provenientes do tabuleiro, são também transferidos para o nível do topo das cortinas, produzindo um binário equilibrado pelas reações no topo destas. Essas reações são adicionadas às reações verticais provenientes da viga principal. As cortinas são dimensionadas à flexão composta oblíqua, levando-se em conta os efeitos de segunda ordem (flambagem). Dado à complexidade da solução, frequentemente recorre-se a processos aproximados, permitidos em normas, e cuja aplicabilidade é demonstrada através de cálculos comparativos.

Dimensionamento:

Para efeitos de dimensionamento, considerar-se-á a estabilidade global da estrutura, desconsiderando a força de estabilidade gerada pela longarina apoiada sobre a estrutura por se tratar de uma estrutura pré-moldada, sendo de difícil mensuração o valor de sua resistência por atrito.

Os esforços solicitantes são obtidos considerando o solo local, com características:

- solo arenoso

-Ø=30º

-c=10KN/m²

- $\gamma = 19 KN/m^2$

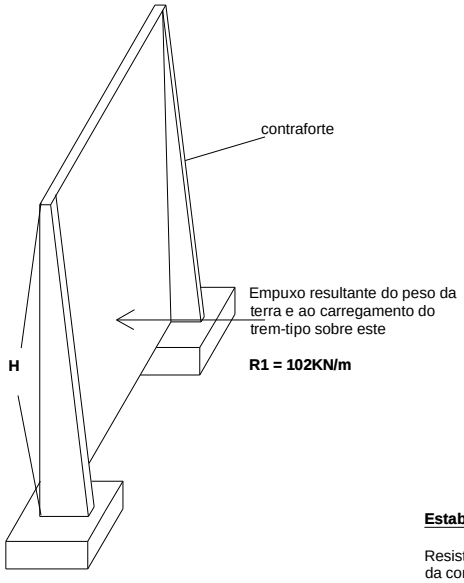
Considerando solo arenoso nas cabeceiras da ponte, teremos a aplicação do empuxo deste a uma altura de 1/3 da altura total do aterro. Com esse valor (R1) e a distância de aplicação, subtraída a força a favor da estabilidade (R2), temos o momento com o qual será encontrada a ferragem para a cortina.

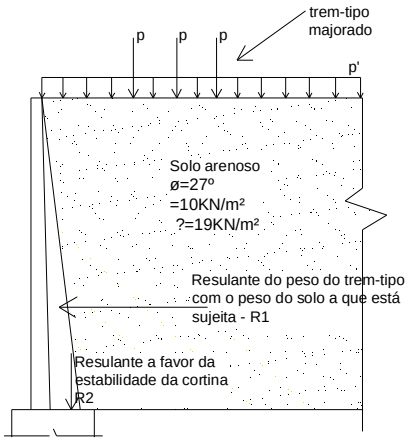
Dessa forma, temos que a resistência ao tombamento da cortina é:

Resistência ao tomamento > R1 – R2(que será desprezada a favor da segurança)

$R1_{cab.\ esquerda}$ = 10,2ton/m (cabeceira Direita)

$R1_{cab.\ direita}$ = 10,2ton/m (cabeceira Esquerda)



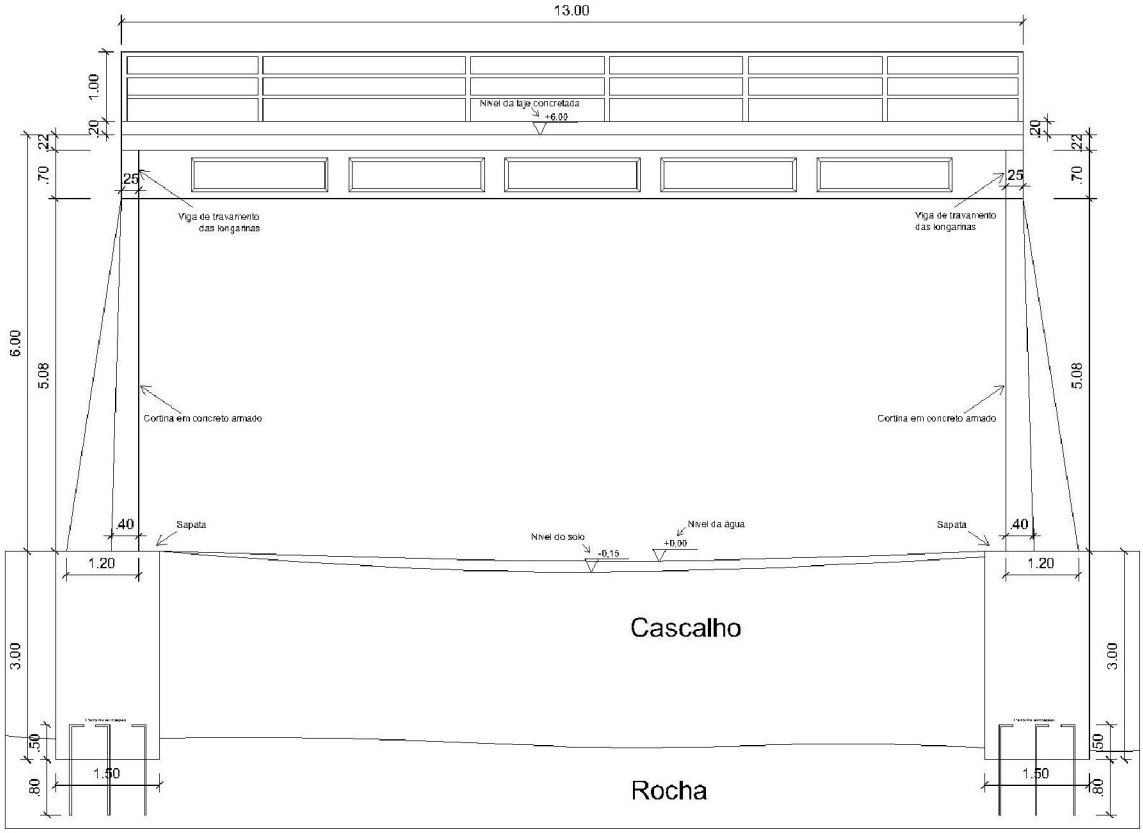


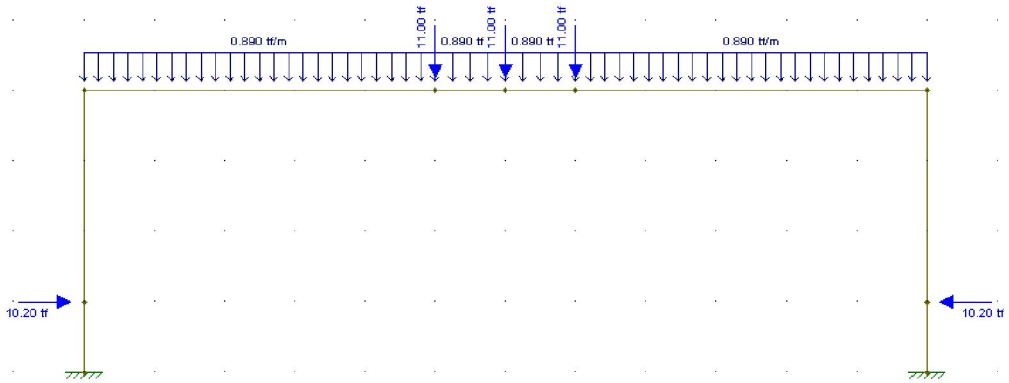
Estabilidade da cortina:

Resistência > d1 x R1 - d2R2
da cortina, sendo R2 desprezado a favor da segurança.

PS: a resistência ao tombamento da cortina será garantida com os pinos de ancoragem da fundação.

Na seqüência, carregamento do pórtico considerando uma cortina de cada lado e uma viga principal.





Carregamento na longarina mais o empuxo nas cortinas – TRANSVERSALMENTE

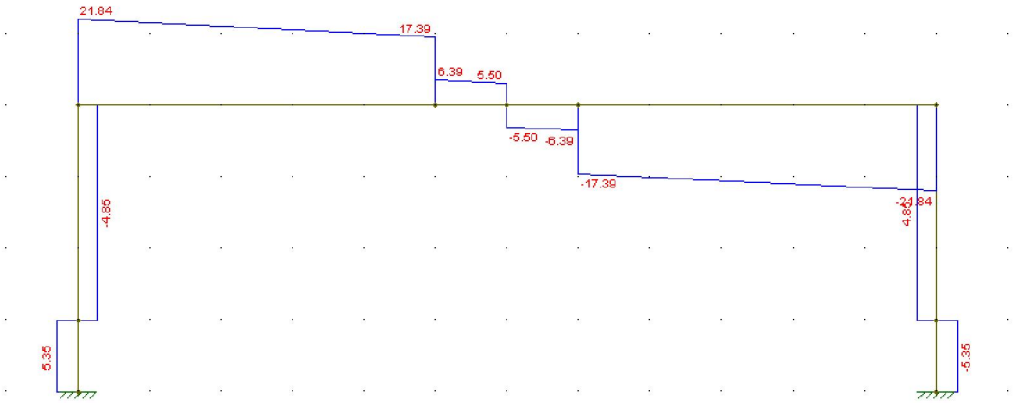


Diagrama esforço cortante

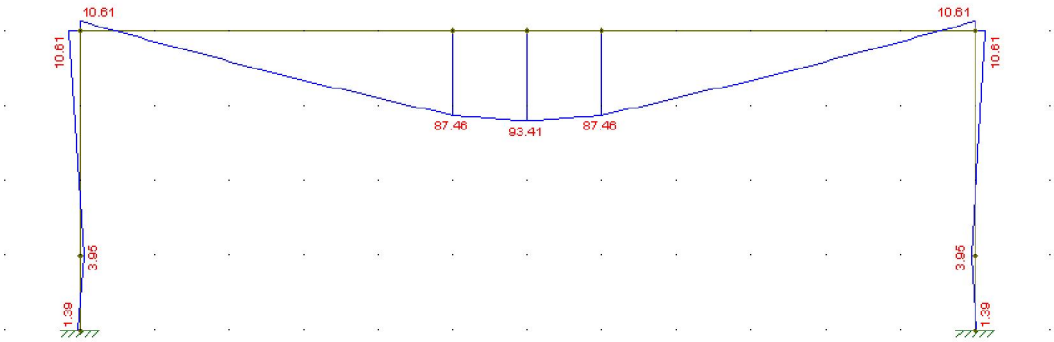
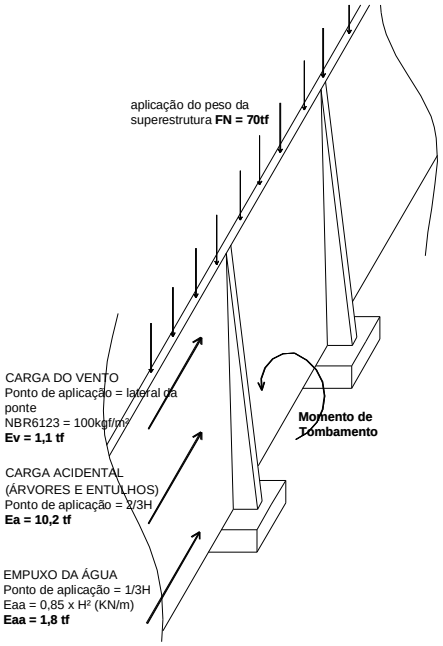


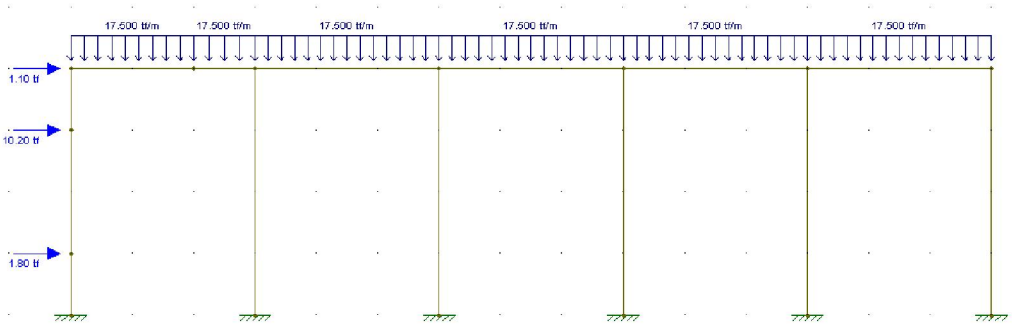
Diagrama momento fletor

Para o cálculo dos esforços considerando isoladamente cada cortina, temos os seguintes carregamentos:



estabilidade da estrutura:
Momento estabilidade (peso estrutura x largura da mesma) **menos** o Momento tombamento (esforço água x altura água - considerando vento e carga acidental de colisão com a estrutura)
- nesse caso, a favor da segurança, não considera-se o engastamento através dos pinos de ancoragem.

Ações atuantes na cortina: vento, empuxo de água, carga acidental(entulhos ou árvores que venham a colidir com a estrutura e peso próprio da estrutura.



Carregamentos na cortina - LONGITUDINALMENTE

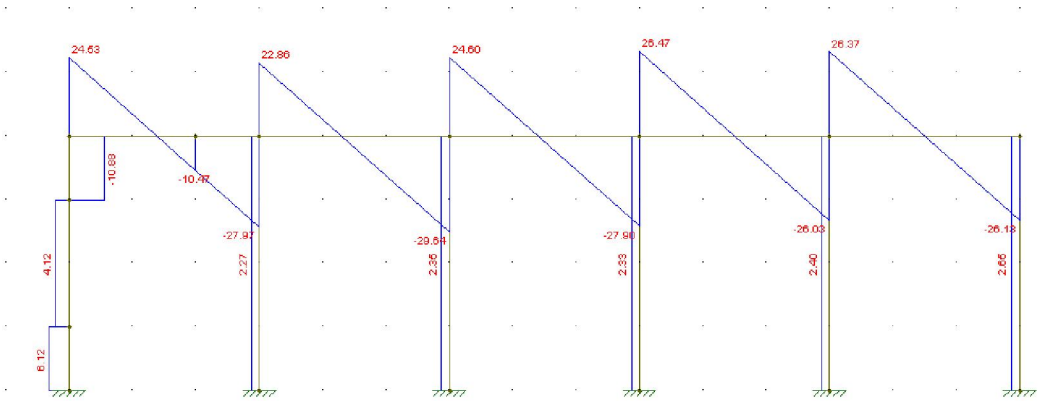


Diagrama de esforço cortante

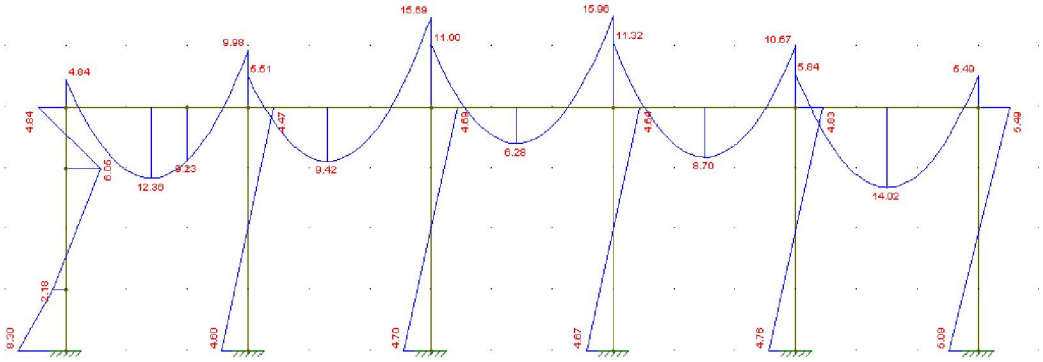
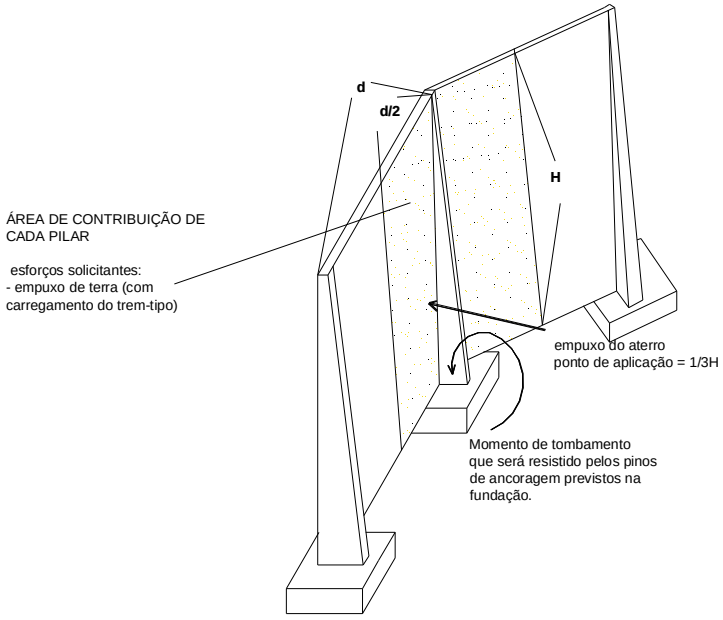


Diagrama de momento fletor

Para o cálculo da ferragem da cortina e do contraforte, considerar-se-á a área de contribuição da cortina para cada pilar, conforme segue:



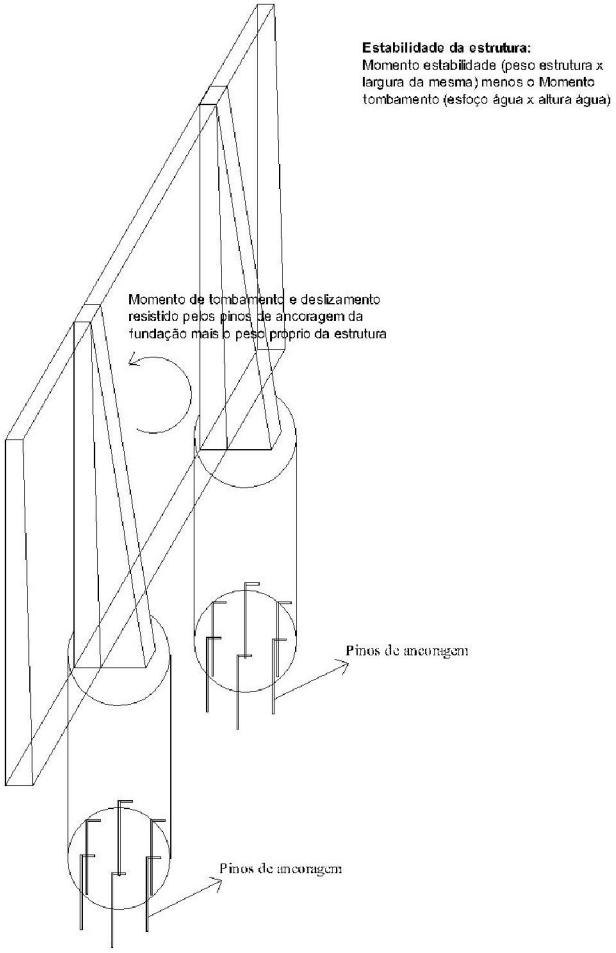
Empuxo ativo:

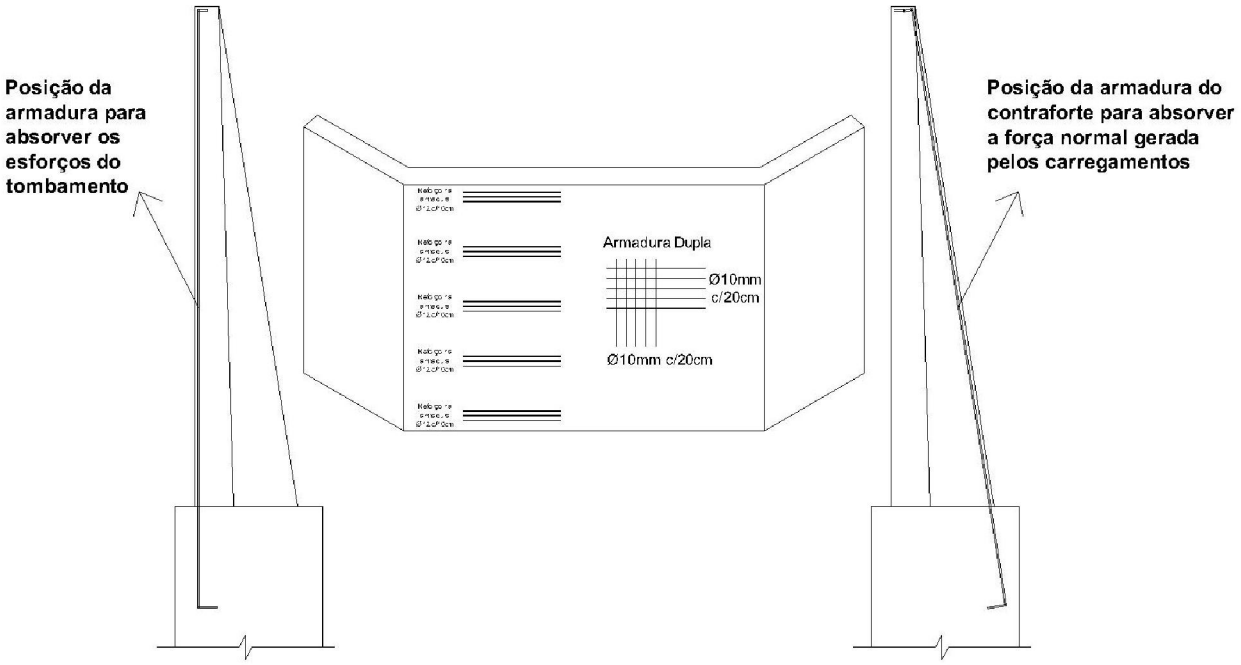
$E_a = \frac{1}{2}.\gamma.H^2.k_a$, sendo

$k_a = tg^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$

Deve ser adotada a área de Aço em ambos sentidos e armadura dupla para as cortinas de concreto, para absorver os efeitos do tráfego, peso próprio da estrutura e para suportar a terra.

O momento de tombamento citado acima será resistido por 6 pinos de ancoragem de 1".





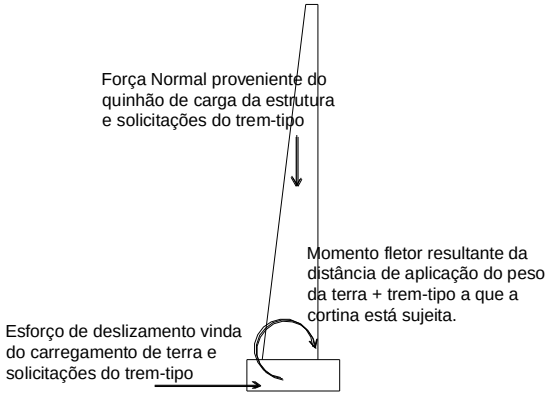
Os contrafortes devem suportar a força de tração que os solicita, sendo obtidos através do esforço normal gerado pelas solicitações.

JUSTIFICATIVA DA ESCOLHA DAS FUNDAÇÕES

Em todas as cortinas encontramos rocha aflorada a pouca profundidade, o que justifica o uso de sapatas circulares isoladas. O fato da rocha encontrar-se a pouca profundidade inviabiliza a execução de qualquer outro tipo de fundação que não seja sapata; para garantir a estabilidade da estrutura frente aos esforços solicitantes e ao deslizamento, usaremos pinos de ancoragem na rocha engastados na sapata para garantir a resistência da estrutura.

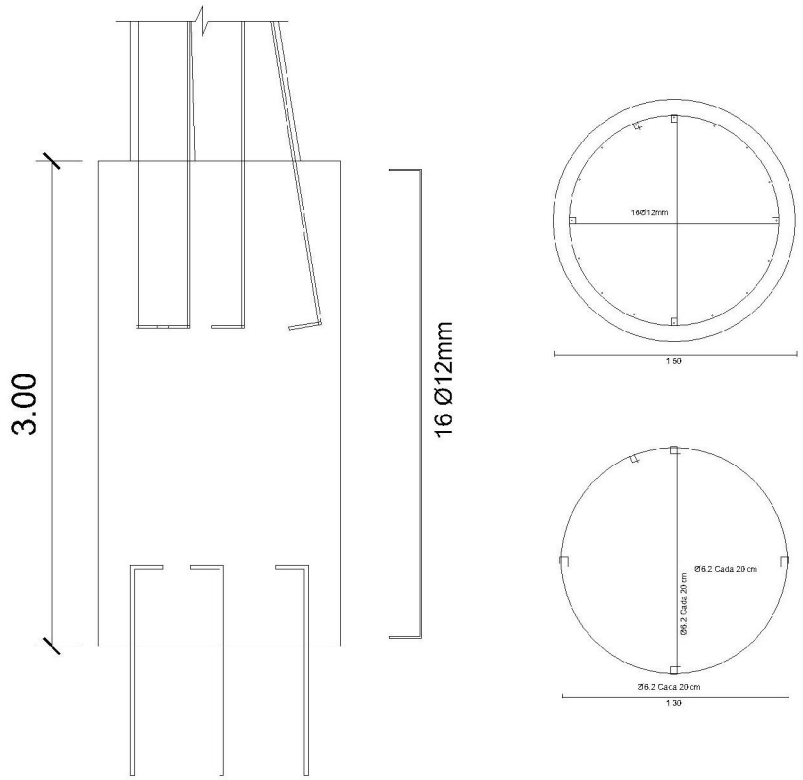
ARMADURA DAS SAPATAS DAS CABECEIRAS

Os pilares das cabeceiras esquerda e direita serão apoiados em sapatas de concreto armado devido à pouca profundidade da rocha.Os esforços solicitantes serão:



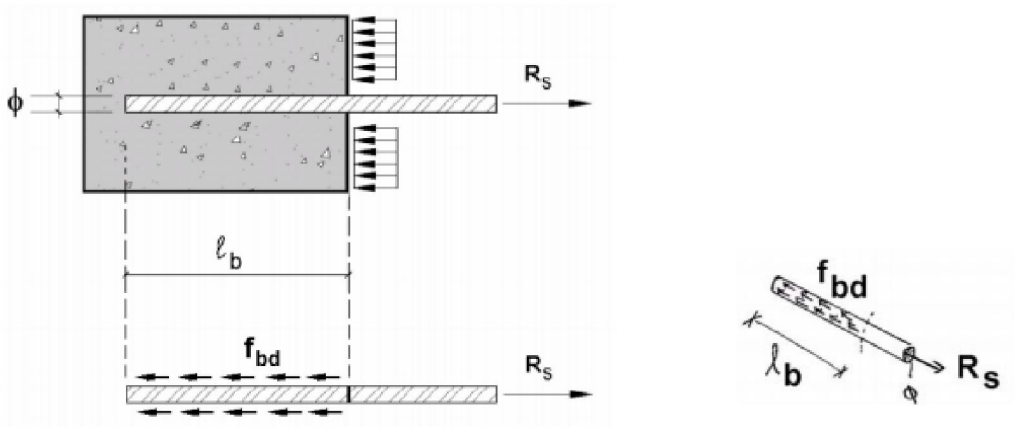
Partindo desses esforços, teremos a área resultante da sapata para absorver os esforços. Como teremos rocha no pé da sapata, o esforço normal será descarregado apropriadamente. O esforço de deslizamento será resistido além do peso próprio da estrutura, por pinos de ancoragem detalhados na seqüência.

- Sapatas das cortinas principais



Pinos de ancoragem

Uma barra está na iminência de ser arrancada quando uma tensão última de aderência, que atua na interface da rocha e do aço é atingida. Considera-se esta tensão como sendo uniformemente distribuída ao longo do comprimento da barra, embora, na realidade, ela não seja uniforme.



Composição de forças para o arrancamento de uma barra

Nos ensaios de arrancamento obtém-se a força de arrancamento Rs. Conhecendo-se a força de arrancamento (Rs), pode-se calcular o valor da tensão última de aderência (fcb), conforme o procedimento mostrado a seguir:

$$f_{bd} \cdot \underbrace{\pi \cdot \phi \cdot \ell_b}_{\text{Área lateral da barra}} = R_S \longrightarrow f_{bd} = \frac{R_S}{\pi \cdot \phi \cdot \ell_b}, \text{ onde:}$$

• Rs é a força atuante na barra;
•φ é o diâmetro da barra;
•lb é o comprimento de ancoragem.

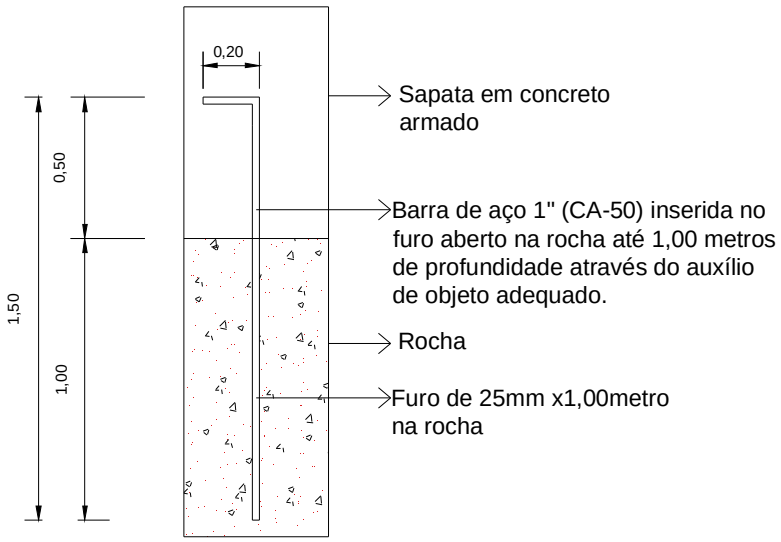
Considerando que os pinos de ancoragem devem suportar um esforço cortante de 6,12 ton e um momento fletor de 8,30 tf/m, temos que a área

necessária de aço para resistir a esses esforços é de 27,00cm²; logo, usaremos 6 pinos de ancoragem de 1" (área de cada pino: 4,9cm²).

$$As_{ancoragem} = 27{,}00cm^2 = 6\,pinos(1'')\,As = 29{,}4cm^2$$

Assim, temos uma força de arrancamento de 192tf proveniente do momento na base da fundação e um cisalhante de 6tf. Dessa forma, sabendo que cada pino resiste a uma força de arrancamento de 35tf, necessitaremos de 6 pinos para resistir aos esforços.

Os pinos estarão engastados 1,00 metro na rocha, com grauteamento, uma vez que a própria nbr 6118 já prevê esse comprimento mínimo para barras lisas.



Estribos

Em todos os casos, os estribos devem atender a uma espessura mínima de 5.0mm, conforme NBR 6118 e devem atender à mesma quanto à sua disposição, principalmente nas extremidades das vigas pré-moldadas, coroamento do bloco de fundação, base e topo de pilares. Deverão os estribos

atender, da mesma forma, às recomendações sobre proteção quanto à flambagem, sempre que a dimensão dos estribos for superior a 30 cm.

Nova Palma, 27 de agosto de 2014.

_____
Adroaldo José Santi
Prefeito Municipal

_____
Guilherme Simões Pires
Engenheiro Civil
CREA 201367