

**PROJETO DE UMA PONTE PÊNSIL PARA ACESSO À ILHA DA UENF NO RIO
PARAÍBA DO SUL**

**CÁSSIO RODRIGUES PINTO
LARISSA MACHADO ALTOÉ**

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE – UENF

CAMPOS DOS GOYTACAZES - RJ

AGOSTO - 2012

**PROJETO DE UMA PONTE PÊNSIL PARA ACESSO À ILHA DA UENF NO RIO
PARAÍBA DO SUL**

**CÁSSIO RODRIGUES PINTO
LARISSA MACHADO ALTOÉ**

Monografia apresentada ao Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. **Paulo César de Almeida Maia**

Co-orientador: Prof. **Gines Arturo Santos Falcon**

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE – UENF
CAMPOS DOS GOYTACAZES - RJ
AGOSTO DE 2012

**PROJETO DE UMA PONTE PÊNSIL PARA ACESSO À ILHA DA UENF NO RIO
PARAÍBA DO SUL**

**CÁSSIO RODRIGUES PINTO
LARISSA MACHADO ALTOÉ**

Monografia apresentada ao Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Aprovada em 02 de Agosto de 2012

Comissão examinadora:

Prof. Sérgio Rafael Cortes de Oliveira (M.Sc., Estruturas) - IFF

Prof. Guilherme Chagas Cordeiro (D.Sc., Estruturas) - UENF

Prof. Gines Arturo Santos Falcon (Co-orientador, D.Sc., Estruturas) - UENF

Prof. Paulo César de Almeida Maia (Orientador, D.Sc., Geotecnia) - UENF

DEDICATÓRIA

Dedico este projeto a toda minha família, meus pais Anilson Gomes Pinto Júnior e Andreia Gama Rodrigues, minhas irmãs Ana Paula Rodrigues Pinto, Anna Carolina Rodrigues Pinto e Anna Clara Rodrigues Pinto que sempre me acolheram nos momentos difíceis.

Dedico a todos os meus familiares que me apoiaram. Ao meu avô Anilson Gomes Pinto e minha tia Assunção que tanto se orgulharam de mim e hoje não se encontram mais entre nós. Dedico as minhas avós Maria da Conceição e Marina.

Dedico também a todos os meus amigos, a minha namorada Thais Lourenço Wenderroschy que tanto me ajudou nesta reta final, com sua atenção e compreensão.

Dedico este projeto a minha tia Janne Lannes Faria que foi fundamental para a minha formação como pessoa, estudante e profissional ao longo destes anos de faculdade sempre cuidando de mim com muito carinho, paciência e atenção.

Cássio Rodrigues Pinto

Dedico este projeto aos meus pais Augésio Antônio Altoé e Rosecler Machado Altoé que me apoiaram durante toda essa caminhada, sempre com muito amor e carinho e também a minha irmã, Isabella Machado Altoé, amo vocês.

Dedico ao meu noivo Kalebe Dias da Cunha, sempre com muita atenção e paciência, me ajudou nos momentos mais difíceis.

Aos meus avós que fizeram os meus finais de semana mais alegres e a todos os meus familiares que torceram pelo meu sucesso.

Em especial, dedico ao meu avô Argentino Altoé que não está mais entre nós, mas sempre foi um grande incentivador e tenho certeza que está muito orgulhoso de mim.

Larissa Machado Altoé

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, agradecemos a Deus por nos permitir chegar até aqui.

A toda nossa família pelo carinho, cuidado e incentivo durante toda nossa trajetória.

Ao nosso orientador Paulo Maia e ao nosso co-orientador Gines Arturo pela atenção e ajuda nos momentos que precisamos.

Agradecemos a todos os professores da UENF que de alguma forma contribuíram para o nosso crescimento e nos ajudaram nessa caminhada.

Um agradecimento especial ao técnico do Laboratório de Engenharia Civil Milton Pereira Soares Júnior que sempre teve muita paciência e disposição para nos ajudar.

A Thais Lourenço Wenderroschy e Kalebe Dias da Cunha que nos ajudaram muito durante o desenvolvimento deste projeto.

A todos os nossos amigos, em especial à Artur Ribeiro Bastos que sempre esteve ao nosso lado sendo solícito quando precisamos.

SUMÁRIO

RESUMO	ix
LISTA DE FIGURAS	x
LISTA DE TABELAS	xii
CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO	1
CAPÍTULO II - ANTEPROJETO	3
2.1. Localização.....	3
2.2. Tipo de Ponte	4
2.2.1. Material.....	4
2.2.2 Tipos de Superestruturas.....	5
2.3.1. Estacas Escavadas.....	7
2.3.2. Estacas Cravadas.....	7
2.4. Metodologia.....	8
CAPÍTULO III - ANÁLISE DA ESTRUTURA	9
3.1. Dados do projeto.....	9
3.2. Cargas atuantes na laje	10
3.2.1. Carga permanente	10
3.2.2. Carga Móvel	10
3.3. Cargas na transversina	13
3.3.1. Carga permanente	13
3.4. Cargas na longarina	13
3.4.1. Cargas permanentes.....	13
3.4.2. Carga móvel	14
3.4.3. Cargas de vento de sobre pressão e de sucção	14
3.5. Cargas nos cabos.....	14
3.5.1. Carga do peso próprio do cabo (q_6)	15
3.6. Cargas no pilar.....	15
3.6.1. Cargas permanentes (q_7).....	15
3.6.2. Carga de vento	15
3.7. Diagramas de esforços.....	18
3.7.1. Esquema de análise da ponte.....	18
CAPÍTULO IV - DIMENSIONAMENTO	21
4.1. Dimensionamento da laje.....	21
4.1.1. Altura útil.....	22

4.1.2. Cálculo das armaduras	22
4.1.3. Espaçamento entre as barras	23
4.1.4. Cálculo da armadura secundária	24
4.2. Dimensionamento da transversina	24
4.2.1. Verificação da transversina	25
4.3. Dimensionamento da longarina	26
4.3.1. Verificação dos banzos em compressão	26
4.3.2. Verificação dos banzos em tração	26
4.3.3. Verificação das diagonais em tração	27
4.3.4. Verificação das diagonais a compressão	27
4.3.5. Verificação dos montantes em tração	28
4.3.6. Verificação dos montantes em compressão	28
4.3.7. Dimensionamento das ligações	28
4.4. Dimensionamento dos cabos	30
4.4.1. Comprimento do cabo principal	30
4.4.2. Determinação do esforço axial máximo	31
4.4.3. Comprimento dos cabos verticais	31
4.4.4. Escolha dos cabos	32
4.5. Dimensionamento do pilar	32
4.5.1. Classificação da seção quanto a flambagem local	32
4.5.2. Resistência da seção	33
4.5.3. Verificação do dimensionamento	34
4.5.4. Barra de Contraventamento do pilar	34
CAPÍTULO V - INFRAESTRUTURA	36
5.1. Capacidade de carga	36
5.2. Tipo de estaca	36
5.3. Método Aoki-Velloso	36
5.4. Blocos de Coroamento	40
5.5. Método das Bielas	40
5.5.1. Bloco quadrado para 4 estacas	40
5.5.1.1. Armadura necessária	41
5.5.1.2. Armadura segundo os lados	41
5.5.1.3. Armadura segundo as diagonais	42
5.5.2. Bloco retangular para 6 estacas	42
5.5.2.1. Esforços	42
5.5.2.2. Armadura principal	43

CAPÍTULO VI - ATERRO	45
6.1. Estabilidade do Sistema.....	45
6.2. Recalque do Aterro.....	52
6.3. Recalque do Terreno.....	54
CAPÍTULO VII – CONSIDERAÇÕES FINAIS	57
BIBLIOGRAFIA	58
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	61
APÊNDICE I	63
APÊNDICE II	74
ANEXO I	76
ANEXO II	79
ANEXO III	81
ANEXO IV	82
ANEXO V	83
ANEXO VI	84
ANEXO VII	85
ANEXO VIII	87
ANEXO IX	88
ANEXO X	89
ANEXO XI	90
ANEXO XII	91

RESUMO

O presente trabalho consiste na concepção de uma ponte destinada ao acesso de uma ilha situada próxima a margem direita do Rio Paraíba do Sul, nas imediações da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro (UENF) na cidade de Campos dos Goytacazes – RJ. O projeto considerará o dimensionamento das principais peças que compõem a superestrutura, a mesoestrutura e a infraestrutura da ponte pênsil.

Tal dimensionamento utilizar-se-á do aço como principal material estrutural. A ponte terá o comprimento de 80 metros e será projetada visando o acesso de máquinas e pessoal técnico para utilização da ilha como local de pesquisa.

Serão apresentados todos os dados, análises, memórias de cálculo e desenhos utilizados no dimensionamento da ponte e necessários para um completo entendimento do projeto.

PALAVRAS-CHAVE: Ponte Pênsil, Ilha, Aço, Concreto Armado, Rio Paraíba do Sul

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Ilhas do rio Paraíba do Sul.....	1
Figura 1.2 - Ilha	2
Figura 2.1 - Foto Aérea do Local de Implantação da Ponte	3
Figura 2.2 - Esquema da Ponte - Corte longitudinal.....	7
Figura 3.1 - Ponte em perspectiva	9
Figura 3.2 - Trem tipo classe 12 (NBR 7188/1982)	11
Figura 3.3 - Linha de influência	12
Figura 3.4 - Isopletas da velocidade básica (NBR 6123/1988).....	17
Figura 3.5 - Esquema de Análise Treliça.....	19
Figura 3.6 - Esquema de Análise dos Cabos	19
Figura 4.1 - Diagrama de domínios	23
Figura 5.1 - Influência do bulbo de tensões na resistência de ponta (Monteiro, 1997)	38
Figura 5.2 - Gráfico da capacidade de carga do solo à compressão	39
Figura 5.3 - Gráfico da capacidade de carga do solo à tração	40
Figura 5.4 - Vista em planta do bloco de 4 estacas.....	41
Figura 5.5 - Vista em planta do bloco de 6 estacas.....	43
Figura 6.1 - Detalhe do Aterro e Talude da direita	45
Figura 6.2 - Detalhe do Aterro e Talude da esquerda	45
Figura 6.3 - Planta Baixa do Aterro	46
Figura 6.4 - Aterro do lado esquerdo da ponte (UENF).....	46
Figura 6.5 - Aterro do lado direito da ponte (Ilha).....	47
Figura 6.6 - Resultado do Ensaio de Compactação	47
Figura 6.7 - Ensaio de Cisalhamento	48
Figura 6.8 - Resultado Solo Drenado Lado Esquerdo.....	49
Figura 6.9 - Resultado Solo Drenado Lado Direito.....	49
Figura 6.10 - Resultado do Ensaio de Compressão Simples	50
Figura 6.11 - Resultado Solo Não Drenado Lado Esquerdo	50
Figura 6.12 - Resultado Solo Não Drenado Lado Direito	51
Figura 6.13 - Resultado Rebaixamento Lado Esquerdo.....	51
Figura 6.14 - Resultado Rebaixamento Lado Direito.....	52

Figura 6.15 - Resultado do Ensaio de Adensamento	52
Figura 6.16 - Seção transversal do aterro do lado esquerdo.....	55
Figura 6.17 - Seção transversal do aterro do lado direito.....	55

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1- Características do aço.....	9
Tabela 3.2 - Características da classe 12 (NBR 7188/1982).....	11
Tabela 3.3 - Características do veículo tipo 12 (NBR 7188/1982).....	12
Tabela 3.4 - Rugosidade do terreno (S2) (NBR 6123/1988)	16
Tabela 3.5 - Resultado das reações de apoio do banzo superior da treliça	20
Tabela 3.6 - Resultado das Combinações.....	20
Tabela 4.1- comprimento dos cabos verticais	31
Tabela 5.1 - Valores de K e α (Aoki-Velloso, 1975).....	37
Tabela 5.2 - Valores de F1 e F2 (Aoki-Velloso, 1975).....	37
Tabela 6.1 - Parametros de Entrada do Programa	48
Tabela 6.2 - Dados de Entrada para o Solo Não Drenado	49
Tabela 6.3 - Recalque Lado Direito	54
Tabela 6.4 - Recalque Lado Esquerdo	54
Tabela 6.5 - Resultado do Recalque pelo método de Terzagui e Meyerhof para o lado esquerdo.....	55
Tabela 6.6 - Resultado do Recalque pelo método de Terzagui e Meyerhof para o lado direito.....	56

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS, SÍMBOLOS, SINAIS E UNIDADES

=	Igual
\geq	Maior ou igual
\leq	Menor ou igual
>	Maior
<	Menor
a	Largura do pilar
A_b	Área da base
A_{ef}	Área líquida efetiva
A_g	Área bruta
A_s	Área de aço
A_{s1}	Área de aço na direção x
A_{s2}	Área de aço na direção y
b	Largura
B	Largura da ponte ou maior dimensão do aterro
B_1	Fator de correção
b_1	Largura de contato de cada roda dianteira do trem tipo
b_2	Largura de contato de cada roda traseira do trem tipo
b_f	Comprimento da mesa
c	Cobrimento ou largura da barra prismática
C	Fator de flambagem
c'	Coesão
C_c	Índice de compressão
cm	Centímetro
cm ²	Centímetro quadrado
CPT	Ensaio de penetração de cone
CS	Perfis soldados para coluna

C_t	Fator de redutor aplicado na área líquida
CVS	Perfis soldados para vigas e colunas
C_x	Coeficiente de força
d	Altura da biela comprimida
d	Altura útil da laje
D	Fator de flambagem
d_1	Altura útil 1
d_2	Altura útil 2
d_m	Média das alturas da laje
e	Distância entre as estacas
e	Espessura
e	Índice de vazios
E	Módulo de elasticidade
E60	Tipo de eletrodo
e_c	Excentricidade
E_g	Esforços das cargas permanentes
$E_{móvel}$	Esforços das cargas móveis
E_{sob}	Esforços do vento de sobressão
E_{suc}	Esforços do vento de sucção
f	Flecha
F	Força
F_1	Fator da resistência de ponta
F_2	Fator da resistência lateral
f_c	Tensão resistente à compressão com flambagem
f_{cd}	Resistência de projeto do concreto
f_{ck}	Resistência característica do concreto
FS	Fator de segurança

f_u	Limite de ruptura do aço
F_x	Força do vento na direção x
f_y	Limite de escoamento do aço
f_{yd}	Resistência de projeto do aço
f_{yk}	Resistência característica do aço
h	Altura da laje
H'	Empuxo vertical
h_0	Altura da alma do perfil I
H_1	Altura de drenagem
I	Momento de inércia
i_x	Raio de giração no eixo x
i_y	Raio de giração no eixo y
K	Fator de redução
K	Fator do tipo de solo por Aoki e Velloso
K	Parâmetro de flambagem
kg	Quilograma
Kgf	Quilograma força
kN	Quilo Newton
kPa	Quilo Pascal
l	Comprimento do pilar
l	Comprimento da solda
L	Comprimento entre o contraventamento
L	Comprimento total do cabo
l_b	Comprimento entre dois pontos de contenção lateral
l_{bp}	Limite entre dois pontos de contenção lateral para viga curta
l_f	Comprimento do perfil
l_{fl}	Comprimento de flambagem

l_x	Menor lado da laje
l_y	Maior lado da laje
m	Metro
M	Momento fletor
m^2	Metro quadrado
m^3	Metro cúbico
M_d	Momento de projeto
M_{dres}	Momento fletor resistente
M_g	Momento fletor devido a carga permanente
mm	Milímetro
$M_{máx}$	Momento fletor máximo
$M_{móvel}$	Momento fletor devido à carga móvel
M_p	Momento de plastificação total
MPa	Mega Pascal
M_{rd}	Momento resistente
n	Relação entre flecha e comprimento
N	Newton ou número de golpes do ensaio SPT
N_{cr}	Esforço axial crítico
N_d	Esforço axial de projeto
N_{dres}	Esforço axial resistente
$N_{máx}$	Esforço axial máximo
n^0	Número
P	Carga do trem tipo uniformemente distribuída na pista ou força axial
P'	Carga do trem tipo uniformemente distribuída no passeio
Q	Coeficiente de redução
q	Pressão dinâmica de vento
q_1	Carga do peso próprio da laje

q_2	Carga concentrada do eixo dianteiro do trem tipo
q_3	Carga concentrada do eixo traseiro do trem tipo
q_4	Carga do peso próprio da transversina
q_5	Carga de peso próprio da treliça
q_6	Carga de peso próprio do cabo
q_7	Carga permanente do pilar
q_{adm}	Capacidade de carga admissível da fundação
q_p	Resistência de ponta
q_{pi}	Resistência de ponta inferior
q_{ps}	Resistência de ponta superior
q_{sob}	Carga de vento de sobressão
q_{suc}	Carga de vento de sucção
Q_{ult}	Capacidade de carga última
S	Espaçamento
s	Segundos
S_1	Fator topográfico
S_2	Rugosidade do terreno
S_3	Fator estatístico
SPT	Sondagem à percussão
Su	Resistência não drenada
t_0	Espessura da alma
T_1	Força axial na direção x
T_2	Força axial na direção y
t_f	Espessura da flange do perfil I
tf	Tonelada força
tg	Tangente
U	Perímetro

UENF	Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro
V_0	Velocidade básica do vento
V_a, V_b	Esforço cortante
V_k	Velocidade característica do vento
w_{adm}	Recalque admissível
x	Altura da zona comprimida
x_{3-4}	Linha neutra no domínio 3-4
Z	Módulo de plasticidade
z	Tamanho do pilar
Z_1	Força na direção paralela ao pilar
Z_2	Força na direção diagonal
α	Fator do tipo de solo por Aoki e Velloso
α	Fator para área de aço do bloco
γ	Peso específico
γ_0	Índice de esbeltez reduzido
γ_c	Peso específico do concreto armado
γ_s	Peso específico do aço
γ_{w2}	Coeficiente parcial de segurança do aço
$\gamma_{\alpha 1}$	Coeficiente parcial de segurança do aço
Δl	Comprimento
λ_b	Valor limite da relação largura-espessura de seções I ou H
λ_p	Valor limite da relação largura-espessura de seções I ou H
λ_r	Valor limite da relação largura-espessura de seções I ou H
π	Pi
ρ	Recalque
ρ_{min}	Taxa de armadura mínima
Σ	Somatório

σ	Tensão
σ_1	Tensão vertical inicial
σ_2	Tensão vertical final
σ_v	Tensão vertical
T	Tensão cisalhante
T_l	Resistência lateral
φ	Ângulo de atrito ou coeficiente de impacto
ϕ	Ângulo de inclinação das bielas ou diâmetro do aço

CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO

O rio Paraíba do Sul é um dos mais importantes rios do Brasil. Formado pela confluência dos rios Paraitinga e Paraibuna, ele nasce na Serra da Bocaina, em São Paulo e percorre 1120 km até a foz em São João da Barra – RJ.

Ao longo de seu percurso, o rio apresenta várias ilhas com vegetação da Mata Atlântica. Somente no Município de Campos dos Goytacazes, estima-se que existem 30 ilhas de diversos tamanhos e formas.

Particularmente nas imediações da UENF, junto à margem direita, existem duas grandes ilhas (Figura 1.1).



Figura 1.1 - Ilhas do rio Paraíba do Sul

Observando a Figura 1.1 percebe-se que no passado, provavelmente, as ilhas eram unidas. Hoje estão separadas por um braço do rio, com sinais visíveis de assoreamento. Este braço, possivelmente foi formado por processos erosivos provocados pela flutuação periódica do nível d'água do rio. No centro das ilhas notam-se sulcos que indicam a continuidade destes processos erosivos e que poderão provocar novas divisões das ilhas.

Para evitar este processo erosivo fazem-se necessárias algumas intervenções, especialmente obras de engenharia para estabilização das margens. Além disto, é fundamental a recuperação da fauna e da flora na ilha,

permitindo sua revitalização. Para isto é importante a implementação de um plano de reflorestamento associado à criação de áreas de refúgio. Especialmente para áreas de refúgio, podem-se criar aterros estabilizados, mantendo sempre áreas na ilha fora da condição de inundação provocada pelas cheias do rio.

Destaca-se que na criação da UENF toda a margem direita do Paraíba pertence à Universidade. Além disso, as ilhas próximas também faziam parte do plano piloto da Universidade, desenvolvido por Oscar Niemeyer, para implantação de um Parque Florestal, onde seriam plantadas várias espécies de palmeiras nativas da flora brasileira (Figura 1.2). Infelizmente, devido à ocupação desordenada desta margem estas ações não foram concretizadas.

As atividades citadas e quaisquer outras que possam vir a ser desenvolvidas na ilha serão para estudo dos pesquisadores da UENF.

Para a implementação das intervenções que permitam a utilização da ilha é fundamental a construção de um elo de ligação, uma ponte.



Figura 1.2 - Ilha

Escolheu-se fazer o dimensionamento da ponte do tipo pênsil que se destinará ao acesso da primeira ilha. Este acesso será restrito aos pesquisadores e equipamentos para restauração da ilha.

CAPÍTULO II - ANTEPROJETO

2.1. Localização

Para execução do projeto é preciso definir preliminarmente o local de implantação e o tipo de ponte baseando-se na topografia e geologia do local, assim como no custo envolvido no projeto e sua importância.

Os dados geológicos da região, segundo Costa *et al.* (2008) apresentam um relevo suave, um clima ameno, uma hidrografia abundante, formada por sedimentos flúvio-lagunares que ocorrem principalmente nos baixos cursos dos rios Paraíba do Sul. A sequência sedimentar é composta por argilas, argilas-sílticas e siltes, de planície de inundação. Engloba também as areias quartzosas dos depósitos de canais fluviais, bem como as areias e conglomerados quartzosos com matriz argilosa, dos depósitos aluvionares.

O estudo topográfico é necessário para a implantação e localização da ponte, por apresentar a variação do relevo, orientação, área e perímetro do local, permitindo a identificação de áreas alagáveis, inclinações do terreno e aluviões. A localização escolhida para a ponte é apresentada na Figura 2.1.

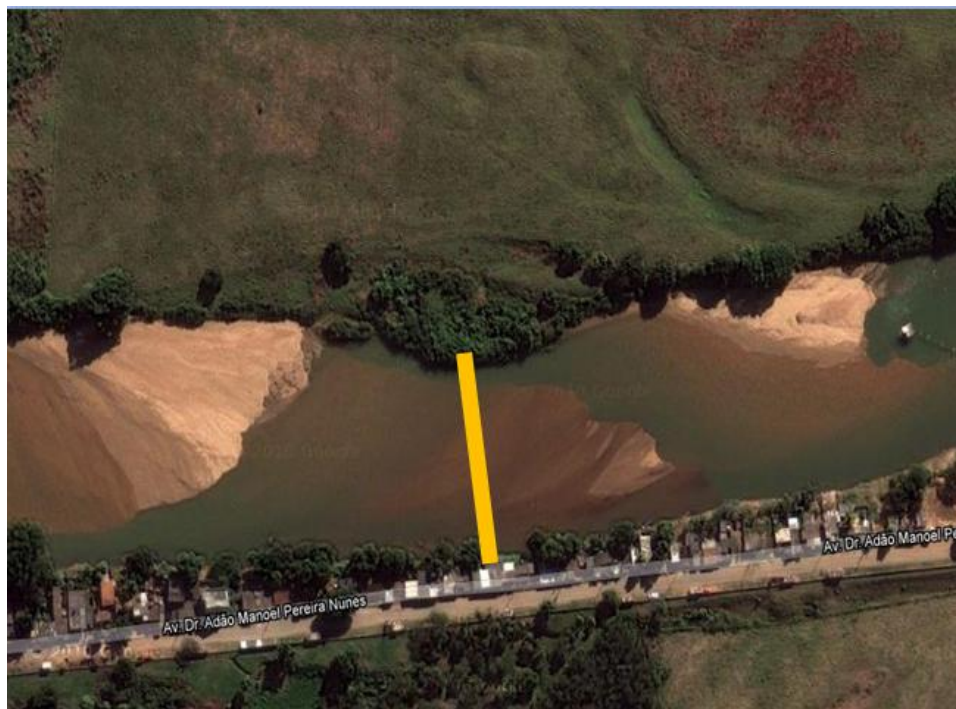


Figura 2.3 - Foto Aérea do Local de Implantação da Ponte

Escolheu-se o ponto de menor distância entre as margens, tendo em vista que as cotas verticais das margens direita e esquerda não possuem diferenças representativas ao longo da região de interesse de implantação da ponte. O perfil estratigráfico do terreno também é uniforme nessa região, ausente de afloramento de rochas.

2.2. Tipo de Ponte

2.2.1. Material

As pontes podem ser construídas em madeira, pedra, concreto armado ou protendido e aço. Sendo o aço e o concreto os dois materiais mais utilizados atualmente.

Existem diversas vantagens da utilização do aço como material para a ponte. As seções dos pilares e vigas de aço são substancialmente mais esbeltas do que as equivalentes em concreto, além da fabricação da estrutura em paralelo com a execução das fundações e a possibilidade de se trabalhar em diversas frentes de serviços simultaneamente. Também diminui a quantidade de formas e escoramentos e o fato da montagem da estrutura não ser afetada pela ocorrência de chuvas, pode levar a uma redução de até 40% no tempo de execução quando comparado com os processos convencionais.

Numa obra, através de processos convencionais, o desperdício de materiais pode chegar a 25% em peso. A estrutura metálica possibilita a adoção de sistemas industrializados, fazendo com que o desperdício seja sensivelmente reduzido. Por serem mais leves, as estruturas metálicas podem reduzir em até 30% o custo das fundações

O emprego do aço como material possibilita grandes vãos entre pilares permitindo passagem de veículos pelo rio. A fabricação de uma estrutura metálica ocorre dentro de uma indústria e conta com mão-de-obra altamente qualificada, o que garante uma obra com qualidade superior devido ao rígido controle existente durante todo o processo industrial.

Por outro lado o concreto pode ser moldado em qualquer forma e sua resistência pode ser obtida de acordo com as especificações de projeto, dependendo do fator água/cimento.

O concreto é aplicado normalmente na meso e infraestrutura devido a sua resistência à ação dos solos e à sua massa. É muito utilizado na confecção dos tabuleiros, pois forma junto com a viga de aço um sistema misto altamente eficiente e econômico.

Devido a estas vantagens definiu-se que o material estrutural para ponte seria predominantemente o aço, a fim de vencer o vão de 80 metros e utilizando o concreto no tabuleiro devido a facilidade de fabricação in loco.

2.2.2 Tipos de Superestruturas

Existe uma série de tipos estruturais que podem ser usados como superestruturas no projeto de uma ponte, tais como: vigas de alma cheia, treliças, vigas em caixão, pórticos, arcos e suspensão por cabos.

A vantagem em utilizar a viga de alma cheia é a simplicidade de sua geometria se comparada com a treliça por exemplo. Propiciando custos baixos de fabricação. A maioria das pontes que a utilizam tem o tabuleiro no nível da mesa superior que pode ser integrado às vigas. Neste caso o tabuleiro deverá trabalhar como parte da viga.

Por outro lado, segundo Pinho e Bellei (2006) a treliça pode ser descrita como um conjunto de triângulos formados por peças retas e articuladas entre si. Este sistema apresenta duas grandes vantagens: os elementos só são solicitados por cargas axiais (tração ou compressão) e permite alturas maiores com menor peso e redução de flecha. As treliças são econômicas com altura variando de 1/18 a 1/15 do vão e são usadas para vãos acima de 50 metros até 120 metros quando isostáticas.

Outro tipo de superestrutura são vigas formadas por duas ou mais almas e por uma mesa inferior única e uma ou mais mesas superiores, formando a configuração de um caixão.

As seções transversais em caixão são altamente eficientes para estruturas em curva, devido a sua grande resistência à torção e também nas pontes com grandes vãos para evitar problemas de instabilidade aerodinâmica. Outra grande vantagem é a possibilidade de se usar a mesa superior como laje do tabuleiro.

A viga caixão ainda possui maior inércia com a utilização de alturas menores, no entanto a relação largura/espessura pode ocasionar problemas de flambagem, que serão combatidos por um sistema de enrijecedores.

O pórtico é o sistema em que as vigas do tabuleiro são contínuas com a estrutura dos pilares. Normalmente os pilares utilizados são inclinados e dentro deste quadro formado pelas vigas e pilares inserem-se os gabaritos exigidos. A inclinação é inversamente proporcional à eficiência dos pilares. Quanto maior o ângulo, menor a eficiência. Pelo pilar inclinado desce uma grande carga de compressão, que deverá ser absorvida por fundações inclinadas. Isto faz com que essa solução seja recomendada para terrenos de bom suporte de cargas.

Um dos modelos mais antigos de superestrutura para pontes, muito utilizados pelos Romanos, são os arcos. Os tipos de arcos são: arco inferior com tabuleiro superior, arco superior com tabuleiro inferior e arco com tabuleiro intermediário. Os arcos podem ser definidos como engastados, bi-rotulados e tri-rotulados e, para serem eficientes, devem ter uma relação flecha/vão de $1/5$ a $1/8$.

Por fim, temos a suspensão por cabos. Este tipo de ponte pode vencer distâncias ainda maiores do que a de arco ou a em viga. Seu tabuleiro é sustentado por cabos de aço cujas forças de tração tendem a aproximar os suportes das fundações. Os cabos são fixos em torres situadas nas extremidades da ponte. Sua utilização é apropriada para grandes vãos livres, pois ela permite uma máxima leveza.

Tendo em vista as vantagens e desvantagens de cada modelo optou-se por uma superestrutura treliçada, suspensa por cabos. A Figura 2.2 apresenta o esquema da ponte.

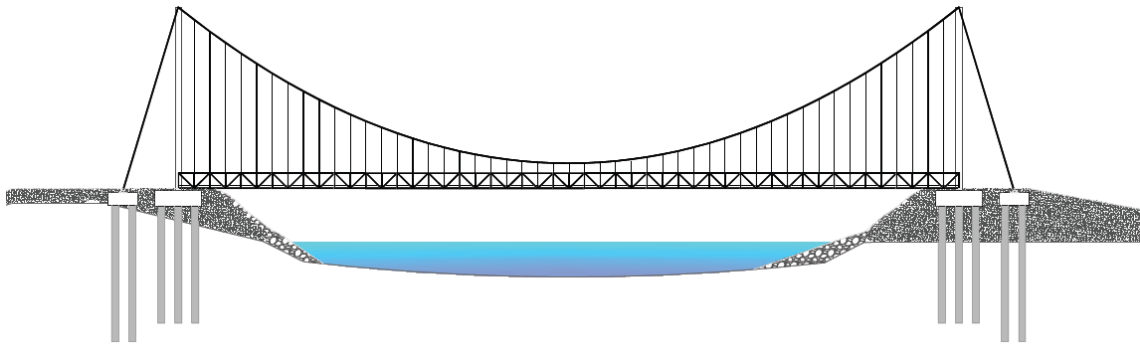


Figura 2.4 - Esquema da Ponte - Corte longitudinal

2.3. Infraestrutura

As fundações utilizadas para pontes e viadutos são profundas, pois o substrato rígido encontra-se a grandes profundidades. Na região, as fundações profundas normalmente não ultrapassam 30 metros.

2.3.1. Estacas Escavadas

As estacas escavadas, segundo Velloso e Lopes (2002), podem causar uma descompressão no terreno, resultando no alívio de tensões. Esta descompressão será maior ou menor dependendo do tipo de suporte.

As estacas sem suporte a descompressão é pronunciada, viabilizando a execução apenas em solos com alguma porcentagem de finos e acima do nível d'água. Por outro lado, estão as estacas cravadas com auxílio de camisas metálicas em que o alívio é muito reduzido.

2.3.2. Estacas Cravadas

A estacas cravadas, possuem uma maior capacidade de carga quando comparadas com estacas escavadas de mesmo comprimento e diâmetro. Isto justifica-se devido a densificação do solo a medida em que a estaca é introduzida no terreno.

O tipo de fundação escolhido foi estaca cravada pré-moldada devido a interferência do nível d'água e sua resistência à tração.

2.4. Metodologia

Primeiramente, coletou-se os dados da topografia e geologia do terreno e pesquisou-se o melhor tipo de ponte levando em consideração o custo, facilidade de execução e funcionalidade. Após escolher o tipo de ponte foi feita a localização da ponte e o corte topográfico do terreno.

Levantou-se as cargas de projeto e o modelo de trem-tipo para a ponte. O esquema de análise estrutural foi simplificado conforme proposto por (Sussekind, 1987) e dividido em três esquemas:

- dimensionamento da treliça;
- dimensionamento dos cabos;
- dimensionamento do pilar.

Com o auxílio do software FTOOL foram gerados os diagramas necessários para o dimensionamento dos elementos estruturais da ponte. Os cálculos da estrutura metálica, pilares, treliça e vigas, foram feitos sem auxílio de software.

Posteriormente, dimensionou-se a infraestrutura adotando estaca pré-moldada. O dimensionamento das estacas foi feito com auxílio dos softwares EXCEL e ESTAQV. Dimensionou-se o aterro utilizando o GEOSLOPE para verificação da estabilidade, e o cálculo do recalque foi executado com auxílio do EXCEL.

O detalhamento do projeto, assim como, plantas e maquetes eletrônicas foram feitas com auxílio do AUTOCAD E SKETCHUP.

CAPÍTULO III - ANÁLISE DA ESTRUTURA

3.1. Dados do projeto

Neste capítulo serão apresentadas todas as ações consideradas para o desenvolvimento do dimensionamento da ponte (Figura 3.1), assim como os respectivos diagramas obtidos pelo programa Ftool.

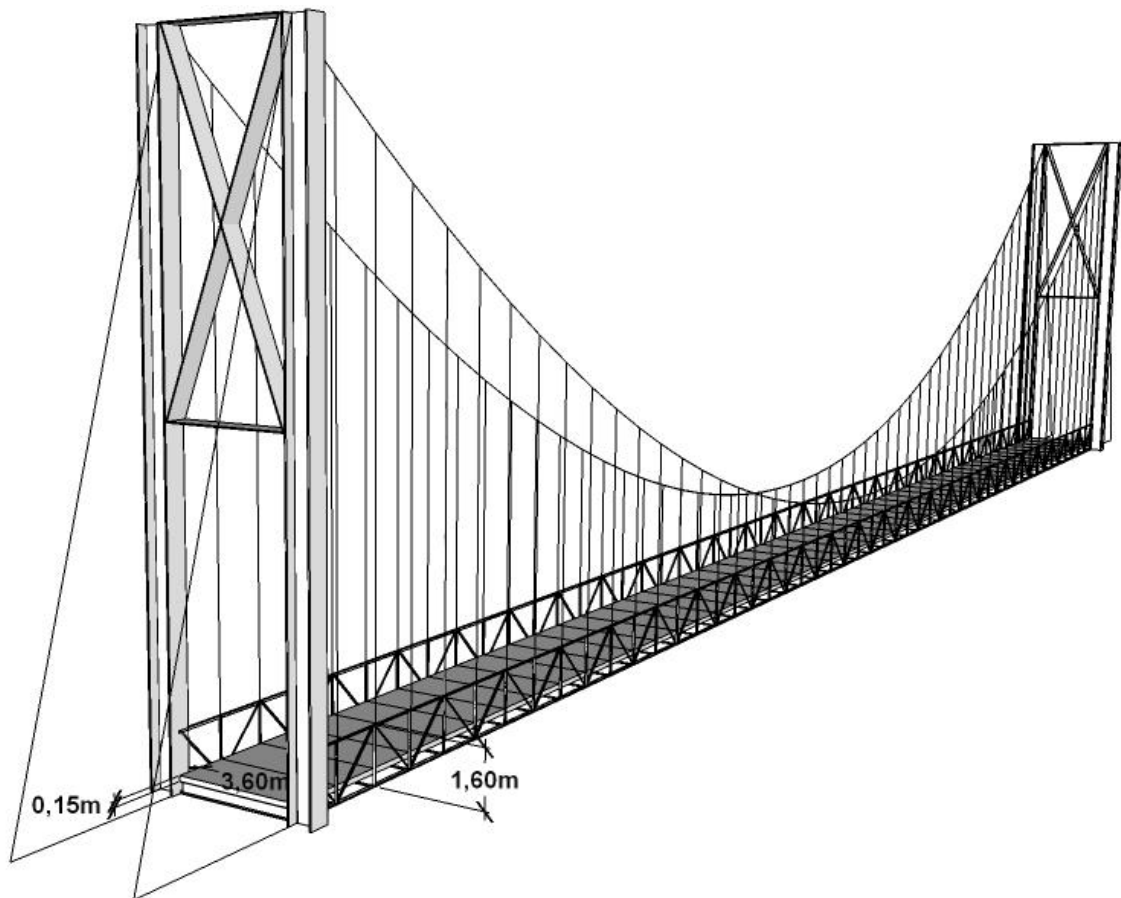


Figura 3.5 - Ponte em perspectiva

O aço estrutural escolhido foi o ASTM A588, cujas propriedades estão na Tabela 3.1.

Características	Aço de alta resistência mecânica e à corrosão
Limite de Ruptura (f_u)	48,5 kN/cm ²
Limite de Escoamento (f_y)	35,0 kN/cm ²

Tabela 3.1- Características do aço

Os dados estruturais estão mostrados a seguir:

- Largura da ponte (B): 3,60 m
- Dimensão da laje: 3,60 m x 1,60 m
- Distância entre vigas: 3,60 m
- Espessura da laje de concreto (e): 0,15 m
- Peso específico do concreto armado (γ_c): 25,0 kN/m³
- Resistência do concreto da laje (f_{ck}): 25 MPa
- Resistência do aço da laje (f_{yk}): 500 MPa
- Peso específico do aço (γ_s): 78,5 kN/m³

O aço escolhido é de baixa liga. Esse tipo de aço pode ter sua resistência aumentada pelo tratamento térmico. Assim, tem-se um aço com maior resistência, apesar do baixo teor de carbono, o que facilita a soldagem.

3.2. Cargas atuantes na laje

Para o dimensionamento da laje foi considerada a carga móvel determinada pelo trem-tipo e a carga permanente do peso próprio da laje. O peso próprio foi multiplicado pelo fator de segurança (FS) igual a 1,40 para majorar os esforços solicitantes.

3.2.1. Carga permanente

Carga do peso próprio da laje (q_1):

$$q_1 = e B \gamma_c FS = 0,15 \times 3,60 \times 25,0 \times 1,40 = 18,90 \text{ kN/m}$$

3.2.2. Carga Móvel

A NBR 7188/1982 classifica a rodovia em três classes:

- classe 45: a base do sistema é um veículo tipo de 450 kN de peso total
- classe 30: a base do sistema é um veículo tipo de 300 kN de peso total
- classe 12: a base do sistema é um veículo tipo de 120 kN de peso total

A ponte é de pequeno porte, sendo assim, a classe escolhida para projeto é a classe 12 (Tabela 3.2).

VEÍCULOS		CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUÍDA		
TIPO	PESO TOTAL	P	P'	DISPOSIÇÃO DA CARGA
	kN	kN/m ²	kN/m ²	Carga P em toda a pista Carga P' nos passeios
12	120	4	3	Carga P' nos passeios

Tabela 3.2 - Características da classe 12 (NBR 7188/1982)

O trem tipo que deverá percorrer a ponte para a classe 12 é normatizado e apresentado na Figura 3.2.

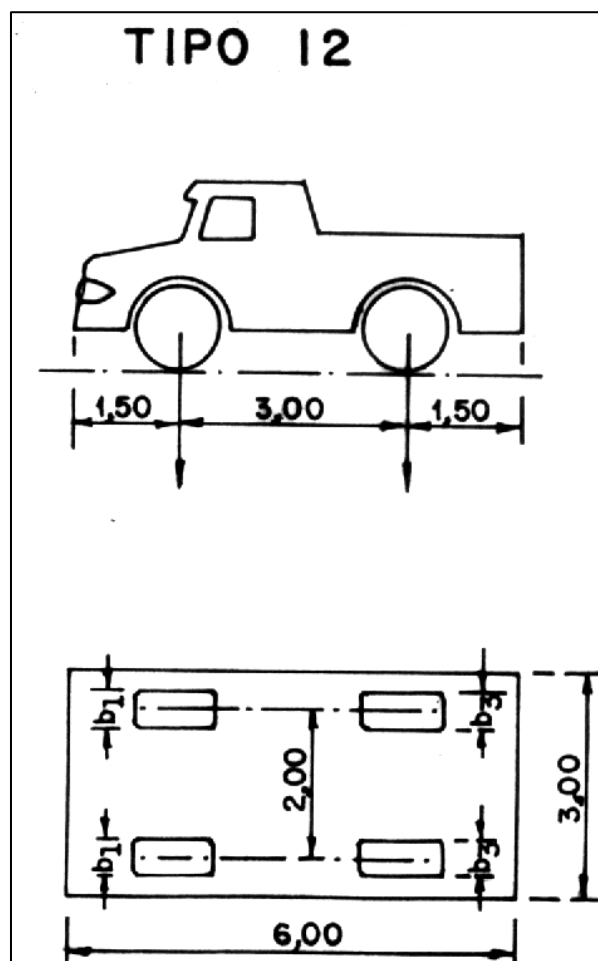


Figura 3.6 - Trem tipo classe 12 (NBR 7188/1982)

Características do veículo tipo 12 (Tabela 3.3).

Quantidade de eixos	2
Peso de cada roda dianteira	2 tf
Peso de cada roda traseira	4 tf
Largura de contato b_1 de cada roda dianteira	0,20 m
Largura de contato b_2 de cada roda traseira	0,30 m
Comprimento de contato de cada roda	0,20 m
Área de contato de cada roda	$(0,20 \cdot b)$ m ²
Distância entre os eixos	3,00 m
Distância entre os centros de roda de cada eixo	2,00 m

Tabela 3.3 - Características do veículo tipo 12 (NBR 7188/1982)

Segundo a NBR 7187/2003, é permitido assimilar as cargas móveis a cargas estáticas, através de sua multiplicação pelo coeficiente de impacto (φ):

$$\varphi = 1,4 - 0,007 L \geq 1,00$$

$$\varphi = 1,4 - 0,007 \times 1,60 = 1,3888$$

Na Figura 3.3 tem-se a linha de influência obtida através do trem tipo.

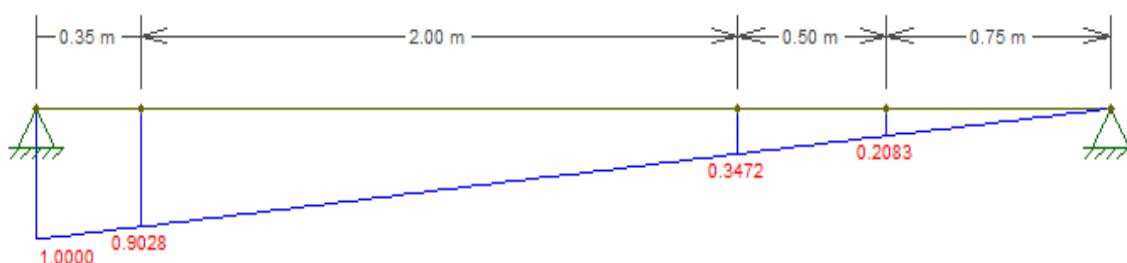


Figura 3.7 - Linha de influência

Carga concentrada do eixo dianteiro (2tf/roda):

$$q_2 = 2 \times \varphi \times (0,903 + 0,347) = 0,86 \text{ tf}$$

Carga concentrada do eixo traseiro (4tf/roda):

$$q_3 = 4 \times \varphi \times (0,903 + 0,347) = 1,72 \text{ tf}$$

Carga distribuída:

$$p' = 0,4 \times \varphi \times \left(\frac{0,208 \times 0,75}{2} \right) = 0,043 \text{ tf/m}$$

A carga distribuída de passeio foi desconsiderada, pois a ponte não possui pista para passeio.

3.3. Cargas na transversina

A transversina será usada para apoiar a laje. Portanto, as cargas do peso próprio da laje e do trem tipo, já descritas no item 3.2. serão utilizadas para o dimensionamento da transversinas e será incluído o peso próprio.

3.3.1. Carga permanente

Carga do peso próprio da viga (q_4):

Para a carga de peso próprio da viga foi considerado um valor estimado, através das tabelas que se encontram no Anexo I. E após o dimensionamento será analisado se o peso estimado foi satisfatório. Se o peso for considerado insatisfatório, será feito uma nova estimativa.

$$q_4 = 0,60 \text{ kN/m}$$

3.4. Cargas na longarina

A longarina treliçada contará com as cargas de peso próprio das estruturas, o trem tipo e as cargas de vento de sobre pressão e sucção.

3.4.1. Cargas permanentes

a) Carga do peso próprio da laje:

$$\frac{q_1 \times 1,60}{2} = \frac{18,90 \times 1,60}{2} = 15,12 \text{ kN}$$

b) Carga do peso próprio da transversina:

$$\frac{q_4 \times 3,60}{2} = \frac{0,60 \times 3,60}{2} = 1,08 \text{ kN}$$

c) Carga do peso próprio da treliça (q_5):

Para estimar o peso próprio da treliça, foi utilizado o mesmo processo da transversina, estimando um valor de acordo com a tabela do Anexo II. Porém, o perfil utilizado para a treliça foi o cantoneira.

$$q_5 = 0,70 \text{ kN/m}$$

3.4.2. Carga móvel

O trem tipo utilizado na treliça é o mesmo citado no item 3.2.2.

3.4.3. Cargas de vento de sobre pressão e de sucção

Para o cálculo das cargas de vento é indicado utilizar a NBR 6123/1988. Porém, a Norma trata de edificações em geral e não especificamente de pontes. E ainda, indica um estudo mais apurado da região para obras de excepcional importância, como é o caso de uma ponte.

Sendo assim, as cargas de vento foram estimadas levando em consideração outros trabalhos feitos na região.

$$q_{sob} = 3,50 \text{ kN/m}$$

$$q_{suc} = -3,60 \text{ kN/m}$$

3.5. Cargas nos cabos

As cargas utilizadas no cabo são as mesmas consideradas na treliça e adicionou-se o peso próprio dos cabos.

3.5.1. Carga do peso próprio do cabo (q_6)

A carga foi estimada através da tabela de cabos usada para pontes estaiadas da Arcelor Mital, que se encontra no Anexo IV.

$$q_6 = 0,30 \text{ kN}$$

3.6. Cargas no pilar

A carga do pilar foi determinada somando as cargas que atuaram em toda a estrutura: laje, transversina, longarina e cabos, e a carga de peso próprio.

O peso próprio foi estimado através da Tabela do Anexo III.

3.6.1. Cargas permanentes (q_7)

$$q_7 = 111,2 \text{ kN}$$

3.6.2. Carga de vento

As cargas de vento foram calculadas segundo a NBR 6123/1988.

Determinação da velocidade característica do vento, V_k :

$$V_k = S_1 S_2 S_3 V_0$$

sendo, S_1 o fator topográfico que para o caso de terrenos planos ou fracamente acidentes S_1 é igual a 1,0, S_2 é o fator de rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno.

A rugosidade do terreno é classificada em 5 categorias e a melhor categoria para este projeto é a categoria I: superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente.

A dimensão da edificação é classificada em 3 classes, sendo escolhido a classe A: todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m.

E o z é igual a 18,60 m, tamanho do pilar.

De acordo com a Tabela 3.4 o S_2 é 1,15.

z (m)	Categoria														
	I			II			III			IV			V		
	Classe			Classe			Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,24	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,23	1,22	1,20	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07
160	1,30	1,30	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10
180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,32	1,32	1,32	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,16	1,16	1,14
250	1,34	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,30	1,29	1,28	1,27	1,25	1,23	1,20	1,20	1,18
300	-	-	-	1,34	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22
350	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,33	1,32	1,30	1,29	1,26	1,26	1,26
400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,32	1,32	1,29	1,29	1,29
420	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,35	1,35	1,33	1,30	1,30	1,30
450	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,32	1,32	1,32
500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,34

Tabela 3.4 - Rugosidade do terreno (S_2) (NBR 6123/1988)

S_3 é o fator estatístico que considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. É classificado em 5 grupos e o que melhor se adequa ao projeto é o grupo 1: edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva. Sendo assim, S_3 é igual a 1,10.

A velocidade básica do vento (V_0) é calculada através de uma rajada de 3 segundos, excedida em média uma vez a cada 50 anos. E é determinada pelo gráfico de isopletas da velocidade básica do Brasil (Figura 3.4).

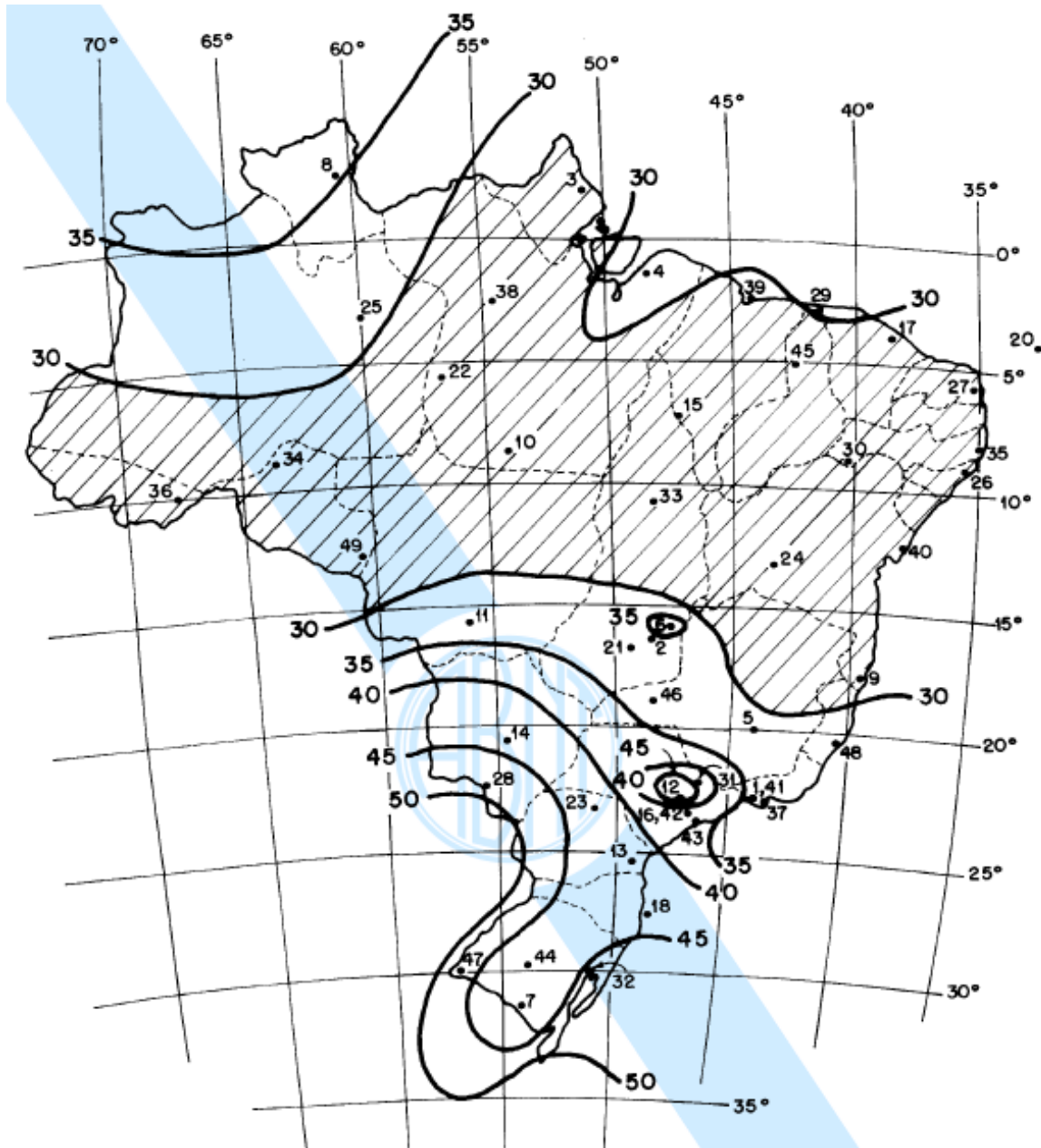


Figura 3.8 - Isopletas da velocidade básica (NBR 6123/1988)

Portanto, a velocidade para o estado do Rio de Janeiro é de 37 m/s.

$$V_k = S_1 S_2 S_3 V_0$$

$$V_k = 1,00 \times 1,15 \times 1,10 \times 37 = 46,805 \text{ m/s}$$

Com a velocidade característica, determina-se a pressão dinâmica, q :

$$q = 0,613 V_k^2$$

$$q = 0,613 \times 46,805^2 = 1342,90 \frac{N}{m^2} = 1,3429 \text{ kN/m}^2$$

Para encontrar a força do vento, o pilar foi considerado uma barra prismática de face plana, onde:

$$F_x = C_x q K c l$$

sendo, K o fator de redução, C_x o coeficiente de força, l o comprimento do pilar e c a largura da barra prismática medida em direção perpendicular à direção do vento:

$$F_x = 1,60 \times 1,3429 \times 0,87 \times 18,60 \times 0,50 = 17,38 \text{ kN/m}$$

3.7. Diagramas de esforços

Os diagramas foram obtidos através do programa de análise estrutural, Ftool, desenvolvido pelo Professor Luiz Fernando Martha da Pontífica Universidade Católica do Rio de Janeiro e se encontram no Apêndice I.

3.7.1. Esquema de análise da ponte

Para fazer a análise da ponte utilizando o Ftool foi necessário simplificar o esquema estrutural, pois o programa não calcula cabos.

Os cabos foram presos ao banzo superior da treliça, espaçados a cada 1,60 m. Para simular essa ligação, colocou-se um apoio de primeiro gênero nesses pontos, restringindo o movimento vertical (Figura 3.5).

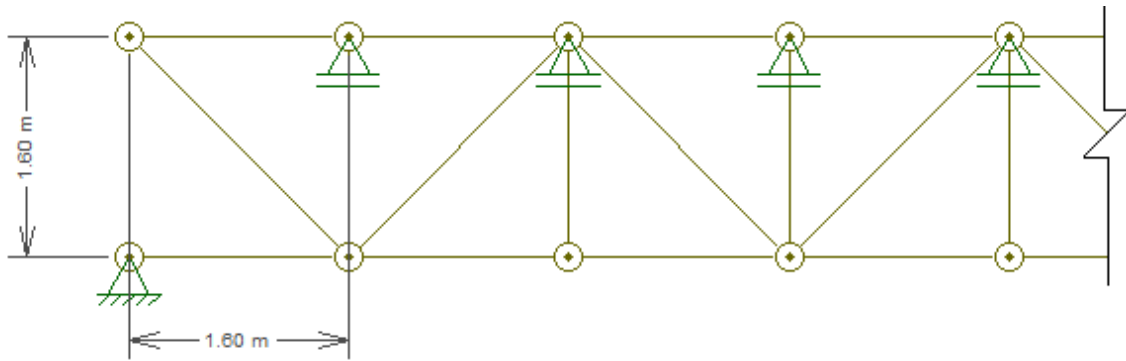


Figura 3.9 - Esquema de Análise Treliça

Os esforços encontrados nas reações de apoio que estão no banzo superior da treliça, foram transferidos para o cabo principal em um esquema simplificado conforme Figura 3.6.

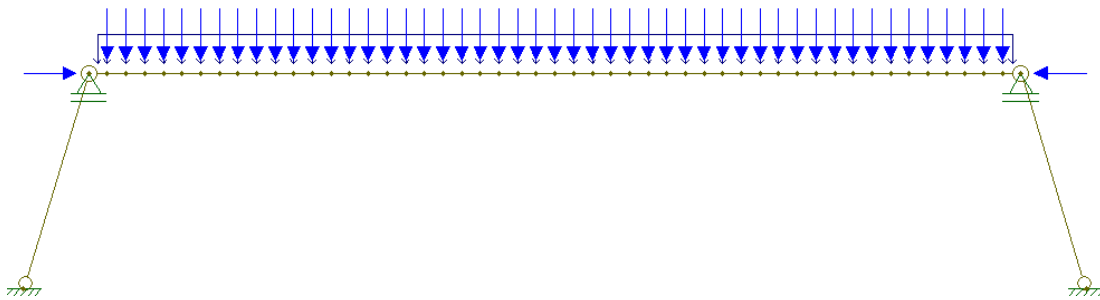


Figura 3.10 - Esquema de Análise dos Cabos

3.8. Combinações das ações

A NBR 8681/2003 fixa os critérios de segurança das estruturas e de quantificação das ações e das resistências a serem adotados nos projetos de estruturas constituídas de quaisquer dos materiais usados na construção civil. De acordo com essa norma e normas internacionais a NBR 8800/2008 adotou uma formulação compatível de segurança em estruturas.

As combinações de ações adotadas para este projeto foram:

$$\text{combinação 1: } 1,25 \times E_g + 1,50 \times E_{móvel} + 1,40 \times 0,60 \times E_{sob}$$

$$\text{combinação 2: } 1,25 \times E_g + 1,50 \times 0,60 \times E_{móvel} + 1,40 \times E_{sob}$$

$$\text{combinação 3: } 1,00 \times E_g + 1,40 \times E_{suc}$$

sendo, E_g os esforços máximos das cargas permanentes, $E_{móvel}$ os esforços máximos das cargas móveis, E_{sob} os esforços máximos do vento de sobrepessão e E_{suc} os esforços máximos do vento de sucção.

Para o dimensionamento será considerado o maior esforço resultante das três combinações. A Tabela 3.5 mostra o resultado das reações de apoio do banzo superior da treliça obtido no Ftool e a Tabela 3.6 mostra o resultado das combinações.

Peso próprio									
14,7	30,1	13,4	29,4	13,4	29,3	13,4	29,3	13,4	29,3
Vento Sucção									
-20,3	-32,1	-18	-31,4	-18	-31,4	-18	-31,4	-18	-31,4
Vento Sobrepressão									
20,8	33	18,5	32,3	18,5	32,3	18,5	32,3	18,5	32,3

Tabela 3.5 - Resultado das reações de apoio do banzo superior da treliça

Combinação 1									
64,3	93,8	60,8	92,4	60,8	92,3	60,8	92,3	60,8	92,3
Combinação 2									
64,6	100,9	59,8	99,1	59,8	98,9	59,8	98,9	59,8	98,9
Combinação 3									
-13,72	-14,84	-11,8	-14,56	-11,8	-14,66	-11,8	-14,66	-11,8	-14,66

Tabela 3.6 - Resultado das Combinações

CAPÍTULO IV - DIMENSIONAMENTO

4.1. Dimensionamento da laje

Os valores de momentos fletores máximo estão indicados no Apêndice I:

- carga móvel: $M_{máx} = 6,9 \text{ kNm}$
- peso próprio: $M_{máx} = 6,0 \text{ kNm}$

As lajes podem ser armadas em uma ou duas direções. As lajes armadas em uma única direção podem ser calculadas como vigas de largura unitária. Já as lajes armadas em duas direções são analisadas utilizando o modelo elástico-linear. A diferenciação entre as lajes armadas em uma e duas direções é realizada comparando-se a relação entre as dimensões da laje. Desta forma, temos:

- lajes armadas em duas direções: $\frac{l_y}{l_x} \leq 2$
- lajes armadas em uma direção: $\frac{l_y}{l_x} > 2$

sendo l_x o menor lado da laje.

Como $\frac{3,60}{1,60} = 2,25$, constata-se que a laje é armada em uma única direção.

Resistências de projeto adotadas:

- concreto: $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,40} = \frac{25}{1,40} = 17,85 \text{ MPa}$
- aço: $f_{yd} = \frac{f_{yd}}{1,15} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$

sendo 1,40 e 1,15 os coeficientes de minoração do concreto e do aço respectivamente.

4.1.1. Altura útil

Recomenda-se que seja tomada como altura útil (d) da laje a distância entre a borda comprimida superior e centro das barras da camada superior da armadura positiva.

Segundo a NBR 6118/2003 a bitola máxima da armadura de flexão deve ter diâmetro máximo igual a $0,125h$. Sendo assim, o diâmetro máximo deve ser igual a 18,75 mm. Para o cálculo da altura útil, adota-se o diâmetro da bitola de 10 mm e o cobrimento (c) da armadura de 1,5 cm.

$$d_1 = h - c - \phi - \frac{\phi}{2} = 15 - 1,5 - 1 - \frac{1}{2} = 12 \text{ cm}$$

$$d_2 = h - c - \frac{\phi}{2} = 15 - 1,5 - \frac{1}{2} = 13 \text{ cm}$$

E tira-se a média aritmética entre os valores encontrados:

$$d_m = \frac{12 + 13}{2} = 12,5 \text{ cm}$$

4.1.2. Cálculo das armaduras

Para um dimensionamento seguro, precisa-se verificar se o dimensionamento se encontra no domínio 3. Neste domínio o aço se deforma do escoamento até 1% e o concreto até 0,35%. Isso significa que a ruptura é balanceada, ou seja, explora a máxima capacidade dos dois materiais (Figura 4.1).

Cálculo da linha neutra no domínio 3-4 (x_{3-4}):

$$x_{3-4} = d \left(\frac{0,35\%}{0,35\% + E_{sy}} \right) = 12,5 \times \left(\frac{0,35\%}{0,35\% + 0,0021} \right) = 7,8125 \text{ cm} = 0,078125 \text{ m}$$

De acordo com a NBR 6118/2003 o espaçamento máximo entre cada barra deve ser igual a $2h$ ou 20 cm, prevalecendo o menor desses dois valores. Então o espaçamento adotado será de 20 cm.

4.1.4. Cálculo da armadura secundária

Para o cálculo da armadura secundária adota-se o maior valor dentre:

$$20\% \text{ da armadura principal} = 20\% \times 2,54 = 0,51 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$0,5 \times \rho_{\min} = 0,5 \times 0,15 = 0,075 \text{ cm}^2/\text{m}$$

sendo assim, a armadura secundária será igual a $0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$, com espaçamento:

$$S = \frac{A_{\phi bitola} \times 100}{A_s} = \frac{0,50 \times 100}{0,90} = 55,85 \text{ cm}$$

Pela NBR 6118/2003, adota-se o espaçamento igual a 20 cm.

4.2. Dimensionamento da transversina

Os valores de momentos fletores máximos se encontram no Apêndice I:

- peso da laje: $M_{\max} = 6,0 \text{ kN.m}$
- peso da viga: $M_{\max} = 0,19 \text{ kN.m}$
- carga móvel: $M_{\max} = 6,9 \text{ kN.m}$

Em favor da segurança, os momentos máximos são majorados:

$$1,25 M_g + 1,50 M_{\text{móvel}}$$

$$6,0 + 1,25 \times 0,19 + 1,50 \times 6,90 = 16,64 \text{ kNm}$$

O dimensionamento de uma estrutura em aço é feita a partir de uma verificação. Inicialmente, escolhe-se o perfil e depois verifica se o momento resistente de projeto é maior que o solicitante.

Segundo Pfeil e Pfeil (2009) as vigas sujeitas a flexão simples podem ter sua resistência afetada pela flambagem local e flambagem lateral. A flambagem local é a perda de estabilidade das chapas comprimidas componentes do perfil, a qual reduz o momento resistente da seção.

Na flambagem lateral a viga perde o equilíbrio no plano principal de flexão e passa a apresentar deslocamentos laterais e rotações de torção.

4.2.1. Verificação da transversina

O perfil escolhido para o dimensionamento foi o perfil soldado I – série CVS para vigas e colunas 300x47. As propriedades do perfil se encontram no Anexo I.

De acordo com a Norma 8800, a resistência à flexão de vigas I duplamente simétricas fletidas no plano da alma é dada por $\frac{M_p}{\gamma_{\alpha 1}}$, sendo $\gamma_{\alpha 1}$ o coeficiente parcial de segurança. O momento resistente nominal depende do comprimento l_b entre dois pontos de contenção lateral.

Primeiramente, verifica-se a classificação da viga:

- viga curta

$$l_b \leq l_{bpl} = 1,76 i_y \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$l_{bpl} = 1,76 \times 4,58 \times \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 194,08 \text{ cm}$$

Como $l_b = 160 \text{ cm}$, a viga é considerada curta.

Para viga curta o momento nominal é calculado pelo momento plástico que é:

$$M_p = Z f_y = 710 \times 34,5 = 24495 \text{ kNcm} = 244,95 \text{ kNm}$$

$$M_{rd} = \frac{M_p}{\gamma_{\alpha 1}} = \frac{244,95}{1,10} = 222,68 \text{ kNm}$$

$$M_{sd} = 16,64 \text{ kNm}$$

Após a verificação, constata-se que o momento resistente (M_{rd}) é superior que o momento de projeto (M_{sd}). Portanto, o perfil escolhido é satisfatório.

4.3. Dimensionamento da longarina

4.3.1. Verificação dos banzos em compressão

Para a verificação foi escolhido o perfil cantoneira de abas iguais L64 x 6,1 kg/m (Anexo II).

Flambagem no plano da treliça:

$$\frac{l_{fl}}{i_x} = \frac{160}{1,24} = 129,03$$
$$\lambda_0 = \frac{K l}{i_x} \sqrt{\frac{Q f_y}{\pi^2 E}} = \frac{160}{1,24} \times \sqrt{\frac{34,5}{\pi^2 \times 20000}} = 1,458$$

Com o valor de λ_0 encontra-se a relação $\frac{f_c}{f_y} = 0,41$ na Tabela do Anexo V.

$$f_c = 0,41 f_y = 0,41 \times 345 = 141,45 \text{ MPa}$$

$$N_{dres} = \frac{A_g f_c}{\gamma_{\alpha 1}} = \frac{7,68 \times 141,45}{1,10} = 98,8 \text{ kN}$$

A maior sollicitação de compressão no banzo é de 6,32 kN que é menor do que o N_{dres} . Portanto, a cantoneira escolhida resiste aos esforços sollicitantes.

4.3.2. Verificação dos banzos em tração

Para os banzos em tração usa-se o mesmo perfil adotado para o banzo em compressão.

As ligações das peças a chapa de nó é feita por ligação soldada, sendo assim, verifica-se o estado de ruptura da seção líquida efetiva.

$$C_t = 1 - \frac{e_c}{l} = 1 - \frac{1,95}{7,0} = 0,72$$

$$A_{ef} = C_t A_g = 0,72 \times 7,68 = 5,54 \text{ cm}^2$$

$$N_{dres} = \frac{A_{ef} f_u}{\gamma_{w2}} = \frac{5,54 \times 48,5}{1,35} = 199 \text{ kN}$$

O maior esforço axial de tração obtido foi igual a 9,02 kN, sendo assim, o perfil escolhido é satisfatório.

4.3.3. Verificação das diagonais em tração

Para a verificação das diagonais adotou-se o perfil cantoneira L44 x 4,12 kg/m (Anexo II).

O mesmo método de cálculo utilizado para os banzos em tração foi usado para as diagonais em tração.

$$C_t = 1 - \frac{e_c}{l} = 1 - \frac{1,34}{7,0} = 0,81$$

$$A_{ef} = C_t A_g = 0,81 \times 5,22 = 4,23 \text{ cm}^2$$

$$N_{dres} = \frac{A_{ef} f_u}{\gamma_{w2}} = \frac{4,23 \times 48,5}{1,35} = 151,9 \text{ kN}$$

Como o maior esforço axial de tração das diagonais é igual a 25,94 kN, o perfil é satisfatório.

4.3.4. Verificação das diagonais a compressão

Para a verificação é utilizado o mesmo método do item 4.3.1. e o perfil utilizado foi o cantoneira L44 x 4,12 kg/m.

Flambagem no plano da treliça:

$$\frac{l_{fl}}{i_x} = \frac{226}{1,34} = 168,65$$

$$\lambda_0 = \frac{K l}{i_x} \sqrt{\frac{Q f_y}{\pi^2 E}} = \frac{226}{1,34} \times \sqrt{\frac{34,5}{\pi^2 \times 20000}} = 2,23$$

$$f_c = 0,176 f_y = 0,176 \times 345 = 60,72 \text{ MPa}$$

$$N_{dres} = \frac{A_g f_c}{\gamma_{\alpha 1}} = \frac{5,22 \times 6,072}{1,10} = 28,8 \text{ kN}$$

O perfil escolhido satisfaz aos esforços solicitantes de compressão que foi igual a 5,16 kN.

4.3.5. Verificação dos montantes em tração

O perfil escolhido é a cantoneira L64 x 6,1 kg/m (Anexo II).

$$C_t = 1 - \frac{e_c}{l} = 1 - \frac{1,83}{8,50} = 0,78$$

$$A_{ef} = C_t A_g = 0,78 \times 7,68 = 6,03 \text{ cm}^2$$

$$N_{dres} = \frac{A_{ef} f_u}{\gamma_{w2}} = \frac{6,03 \times 48,5}{1,35} = 216,51 \text{ kN}$$

O maior esforço axial de tração no montante foi igual a 60,45 kN, sendo assim, o perfil é eficaz.

4.3.6. Verificação dos montantes em compressão

A resistência dos montantes a compressão será a mesma que a do banzo em compressão. Isso acontece, pois o perfil escolhido é o mesmo e a peça possui o mesmo comprimento ($l_f = 160 \text{ cm}$).

O maior esforço axial solicitante de compressão é igual a 25,5 kN e a resistência de projeto é igual a 28,8 kN, sendo assim, o perfil é adequado.

4.3.7. Dimensionamento das ligações

Para o dimensionamento das ligações será usada uma chapa de espessura (e) igual a 10 mm, eletrodos E60 e lado do filete (b) igual a 3 mm. Para que não haja efeito de momento na ligação, as forças transferidas pelos

cordões de solda l_1 (menor) e l_2 (maior) devem produzir momento nulo em relação ao centro de gravidade do perfil.

A ligação foi dimensionada para o nó mais solicitado da treliça.

Para o banzo:

$$\Sigma M = 0: 4,57l_1 - 1,83l_2 = 0$$

$$\Sigma F = 0: (l_1 + l_2) \times 0,7 \times 0,3 \times 0,6 \times \frac{41,5}{1,35} - 6,32 = 0$$

Resolvendo as expressões acima:

$$l_1 = 0,46 \text{ cm} = 4,6 \text{ mm}$$

$$l_2 = 1,16 \text{ cm} = 11,6 \text{ mm}$$

De acordo com a NBR 8800/2008 a solda maior deve ser no mínimo de 100 mm e a menor de 40 mm.

Portanto:

$$l_1 = 40 \text{ mm}$$

$$l_2 = 100 \text{ mm}$$

Para o montante:

$$\Sigma M = 0: 4,57l_1 - 1,83l_2 = 0$$

$$\Sigma F = 0: (l_1 + l_2) \times 0,7 \times 0,3 \times 0,6 \times \frac{41,5}{1,35} - 61,3 = 0$$

Resolvendo:

$$l_1 = 4,53 \text{ cm} = 45,3 \text{ mm}$$

$$l_2 = 11,31 \text{ cm} = 113,1 \text{ mm}$$

Portanto, adota-se:

$$l_1 = 50 \text{ mm}$$

$$l_2 = 120 \text{ mm}$$

Para as diagonais:

$$\Sigma M = 0: 3,1 l_1 - 1,34 l_2 = 0$$

$$\Sigma F = 0: (l_1 + l_2) \times 0,7 \times 0,3 \times 0,6 \times \frac{41,5}{1,35} - 25,94 = 0$$

Resolvendo:

$$l_1 = 2,02 \text{ cm} = 20,2 \text{ mm}$$

$$l_2 = 4,69 \text{ cm} = 46,9 \text{ mm}$$

Adota-se:

$$l_1 = 40 \text{ mm}$$

$$l_2 = 100 \text{ mm}$$

4.4. Dimensionamento dos cabos

O dimensionamento foi feito considerando que os cabos são perfeitamente flexíveis, ou seja, apresentam momento fletor nulo em todas as seções e não apresentam deformação elástica. Assim, os cabos só serão submetidos a esforços normais de tração.

Para simplificação do cálculo, segundo Sussekind (1987), a catenária pode ser considerada uma parábola de 2º grau se $\frac{f}{L} \leq 0,2$. Sendo f a flecha e L o comprimento total.

$$f = L \times 0,2 = 80 \times 0,2 = 16 \text{ m}$$

O valor de f deve ser o maior possível para que o empuxo seja pequeno.

4.4.1. Comprimento do cabo principal

$$L = l \left(1 + \frac{8}{3} n^2 \right) = 80 \times \left(1 + \frac{8 \times 16^2}{3 \times 80^2} \right) = 88,54 \text{ m}$$

Sendo, $n = \frac{f}{l}$

4.4.2. Determinação do esforço axial máximo

O momento máximo solicitante é de 40.179,50 kN.m. Dividindo o momento pela flecha, tem-se o empuxo vertical no cabo.

$$H' = \frac{M_{m\acute{a}x}}{f} = \frac{40179,5}{16} = 2511,22 \text{ kN}$$

$$V_a = V_a = 3184,5 \text{ kN}$$

Sendo assim, o esforço axial máximo no cabo é:

$$N_{m\acute{a}x} = \sqrt{3184,5^2 + 2511,22^2} = 4055,52 \text{ kN}$$

4.4.3. Comprimento dos cabos verticais

Sendo a equação da catenária do tipo $y = ax^2 + bx + c$ e sabendo-se que:

$$f(0) = f(80) = 0 \text{ e } f(40) = 16$$

Substituindo na equação de 2º grau, obtêm-se os valores de cada coeficiente. Portanto: $a = -0,01$, $b = 0,8$ e $c = 0$.

$$y = -0,01x^2 + 0,8x$$

Para determinar o comprimento de cabo, basta usar a equação da parábola desenvolvida acima e substituir o x pelo comprimento do vão (Tabela 4.5).

x	f	x	f	x	f	x	f	x	f
0	0	16	10,24	32	15,36	48	15,36	64	10,24
1,6	1,25	17,6	10,98	33,6	15,59	49,6	15,08	65,6	9,45
3,2	2,46	19,2	11,67	35,2	15,77	51,2	14,75	67,2	8,6
4,8	3,61	20,8	12,31	36,8	15,9	52,8	14,36	68,8	7,71
6,4	4,71	22,4	12,9	38,4	15,97	54,4	13,93	70,4	6,76
8	5,76	24	13,44	40	16	56	13,44	72	5,76
9,6	6,76	25,6	13,93	41,6	15,97	57,6	12,9	73,6	4,71
11,2	7,71	27,2	14,36	43,2	15,9	59,2	12,31	75,2	3,61
12,8	8,6	28,8	14,75	44,8	15,77	60,8	11,67	76,8	2,46
14,4	9,45	30,4	15,08	46,4	15,59	62,4	10,98	78,4	1,25
								80	0

Tabela 4.7- comprimento dos cabos verticais

4.4.4. Escolha dos cabos

O cabo escolhido é de fabricação da Arcelor Mital e são desenvolvidos para pontes estaiadas. O diâmetro é igual a 1,57 cm e a carga de ruptura igual a 261 kN (Anexo IV).

Para o cabo principal serão necessárias 16 cordoalhas para suportar o esforço solicitante. E para os cabos verticais, 1 cordoalha é suficiente, já que o maior esforço é de 100,9 kN.

4.5. Dimensionamento do pilar

Para o dimensionamento será usado o perfil soldado para colunas CS 650 x 598 (kg/m) (Anexo III).

A carga aplicada no pilar possui uma excentricidade, gerando, além da força axial, um momento fletor. Portanto, ele será dimensionado à flexocompressão.

4.5.1. Classificação da seção quanto a flambagem local

- Mesa

$$\lambda_b = \frac{b_f}{2 t_f} = \frac{65}{2 \times 4,5} = 7,2$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \times \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 9,15$$

$$\lambda_r = C \sqrt{\frac{E}{\frac{0,7 f_y}{\frac{4}{\sqrt{h_0 t_0}}}}} = 0,95 \times \sqrt{\frac{20000}{\frac{0,7 \times 34,5}{\frac{4}{\sqrt{17,8}}}}} = 26,62$$

$$\lambda_r > \lambda_p > \lambda_b$$

Portanto a seção é compacta.

- Alma

$$\lambda_b = \frac{t_0}{h_0} = \frac{3,15}{56} = 17,8$$

$$\lambda_p = D \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \times \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 90,53$$

$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 5,70 \times \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 137,24$$

$$\lambda_r > \lambda_p > \lambda_b$$

A seção também é compacta.

4.5.2. Resistência da seção

Para seção compacta, o momento de plastificação total é atingido:

$$M_p = Z f_y = 201,6 \times 34,5 = 6957,27 \text{ kNm}$$

Portanto o momento resistente de projeto será:

$$M_{dres} = \frac{M_p}{\gamma_{\alpha 1}} = \frac{6957,27}{1,10} = 6324,80 \text{ kNm}$$

O esforço axial resistente será:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{L^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 582398}{930^2} = 132917,9 \text{ kN}$$

O comprimento L foi estabelecido considerando contraventamento do meio do pilar até a parte superior.

$$B_1 = \frac{1}{1 - \frac{N_d}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{3783,4}{132917,9}} = 1,03$$

O fator B1 é um fator de correção e deve ser multiplicado ao momento solicitante de projeto.

$$M_d = 2932,0 \times 1,03 = 3017,9 \text{ kNm}$$

4.5.3. Verificação do dimensionamento

Para $\frac{N_d}{N_{dres}} < 0,2$ a verificação é feita satisfazendo a seguinte expressão:

$$\frac{N_d}{2 \times N_{dres}} + \left(\frac{M_d}{M_{dres}} \right) \leq 1,0$$
$$\frac{3783,4}{2 \times 132917,9} + \left(\frac{3017,9}{6324,8} \right) = 0,49$$

Portanto o perfil escolhido satisfaz aos esforços solicitados.

4.5.4. Barra de Contraventamento do pilar

A barra que faz o contraventamento do pilar está submetida apenas a esforço axial de tração, com valor igual a 626,4 kN.

Para o cálculo, adota-se uma chapa com 100 mm de largura.

$$A_g = \frac{N_d \times \gamma_{a1}}{f_y} = \frac{626,4 \times 1,10}{34,5} = 19,9 \text{ cm}^2$$

Através da área bruta obtida, determina-se a espessura necessária para o contraventamento:

$$t = \frac{19,9}{10} = 2 \text{ cm}$$

Para o dimensionamento do contraventamento diagonal, utilizou o perfil I CVS 300 x 57 (Anexo I). Este contraventamento está submetido a esforços axiais de compressão máximo igual a 1760 kN.

$$\lambda_0 = \frac{K l}{i_x} \sqrt{\frac{Q f_y}{\pi^2 E}} = \frac{511}{12,76} \times \sqrt{\frac{34,5}{\pi^2 \times 20000}} = 0,53$$

Através do Anexo V encontra-se a relação $\frac{f_c}{f_y} = 0,889$.

$$f_c = 0,889 \times f_y = 0,889 \times 345 = 306,7 \text{ MPa}$$

$$N_{dres} = \frac{A_g f_c}{\gamma_{\alpha 1}} = \frac{72 \times 306,7}{1,10} = 2007,5 \text{ kN}$$

O perfil escolhido satisfaz aos esforços solicitantes.

CAPÍTULO V - INFRAESTRUTURA

Neste capítulo será desenvolvido o método aplicado para o cálculo das estacas. Serão calculados dois tipos diferentes de estacas: estaca a compressão e à tração.

A estaca à tração será usada para ancoragem dos cabos da ponte e a estaca a compressão suportará os esforços dos pilares.

5.1. Capacidade de carga

O cálculo da capacidade de carga da estaca foi desenvolvido considerando o método semi-empíricos de Aoki-Velloso. Esse método é consagrado no Brasil e apresenta uma solução confiável.

5.2. Tipo de estaca

A estaca utilizada será pré-moldada com seção circular vazada de 70 cm. Essa escolha deve-se ao fato de que as estacas pré-moldadas apresentam boa resistência à compressão e a tração (Anexo VI).

5.3. Método Aoki-Velloso

Este método foi desenvolvido em 1975 a partir de estudo comparativo entre resultados de provas de carga em estaca e de SPT. A primeira expressão da capacidade de carga foi escrita relacionando a resistência de ponta e o atrito lateral da estaca com resultados do CPT.

$$Q_{ult} = A_b q_p + U \sum T_l \Delta_l = A_b \frac{q_{cone}}{F1} + U \sum \frac{T_{cone}}{F2} \Delta_l$$

Inserindo as relações entre o SPT e o CPT:

$$q_p = K N$$

$$T_l = \alpha q_p = \alpha K N$$

Tem-se a expressão completa:

$$Q_{ult} = A_b q_{p,ult} + U \sum T_{l,ult} \Delta_l = A_b \frac{KN}{F1} + U \sum \frac{\alpha K N}{F2} \Delta_l$$

Os valores de $F1$, $F2$, α e K são apresentados nas Tabelas 5.1 e 5.2.

TIPO DE SOLO	K (kgf/cm ²)	α (%)
Areia	10	1,4
Areia siltosa	8	2
Areia silto-argilosa	7	2,4
Areia argilo-siltosa	5	2,8
Areia argilosa	6	3
Silte arenoso	5,5	2,2
Silte areno-argiloso	4,5	2,8
Silte	4	3
Silte argilo-arenoso	2,5	3
Silte argiloso	2,3	3,4
Argila arenosa	3,5	2,4
Argila areno-siltosa	3	2,8
Argilo silto-arenosa	3,3	3
Argila siltosa	2,2	4
Argila	2	6

Tabela 5.8 - Valores de K e α (Aoki-Velloso, 1975)

TIPO DE ESTACA	$F1$	$F2$
Franki	2,5	5
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada de Concreto	1,75	3,5
Escavada	3	6

Tabela 5.9 - Valores de $F1$ e $F2$ (Aoki-Velloso, 1975)

Para o cálculo da resistência de ponta, $q_{p,ult}$, deve-se considerar valores ao longo de espessuras iguais a 7 e 3,5 vezes o diâmetro da base, para cima e para baixo da profundidade da base, respectivamente. Os valores são obtidos através da média ponderada entre as camadas (Figura 5.1).

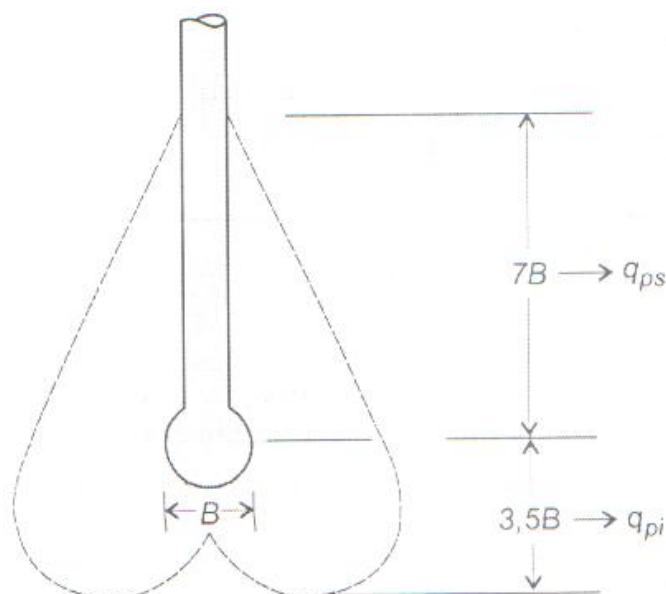


Figura 5.12 - Influência do bulbo de tensões na resistência de ponta (Monteiro, 1997)

A resistência de ponta é dada pela média aritmética entre a resistência de ponta superior e inferior.

$$q_{p,ult} = \frac{q_{ps} + q_{pi}}{2}$$

Observação: Para o cálculo de capacidade de carga da estaca à tração deve-se eliminar a parcela referente à resistência de ponta, ou seja, só utiliza a resistência ao atrito lateral.

Os esforços axiais utilizados para o dimensionamento dos blocos foram obtidos através do programa EstaQV (Apêndice II).

Para a fundação submetida à esforços de compressão, o esforço axial máximo, utilizando 6 estacas, foi igual a 113,85 tf e para tração, com 4 estacas, foi igual a 38,25 tf.

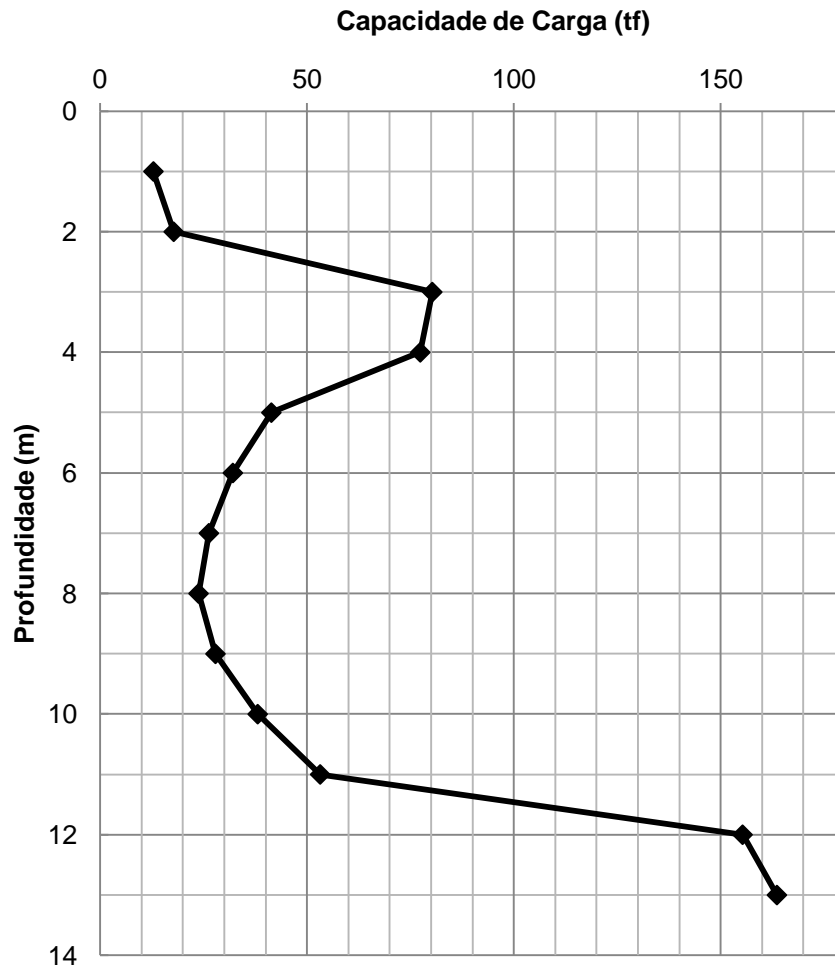


Figura 5.13 - Gráfico da capacidade de carga do solo à compressão

De acordo com a Figura 5.2 a profundidade de 12 metros apresenta capacidade de carga igual a 155,3 tf, sendo suficiente para o esforço axial solicitante.

Pela Figura 5.3, a profundidade de 14 metros possui capacidade de carga igual a 42,5 tf, que satisfaz ao esforço axial igual a 38,25 kN.

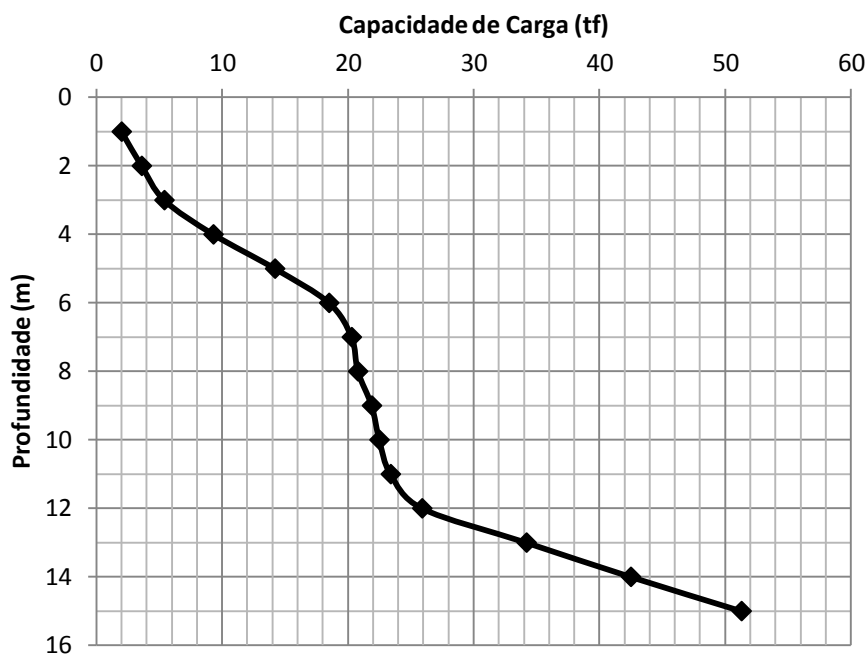


Figura 5.14 - Gráfico da capacidade de carga do solo à tração

5.4. Blocos de Coroamento

Segundo a Norma 6118 blocos são estruturas de volume usadas para transmitir às estacas as cargas de fundação e podem ser consideradas rígidas ou flexíveis.

5.5. Método das Bielas

De acordo com Moraes (1976), o Método das Bielas consiste em admitir, no interior do bloco, uma treliça espacial, constituída de barras tracionadas, situadas logo acima do arrasamento das estacas, e barras comprimidas inclinadas e chamadas de bielas, com extremidades junto da região de apoio dos pilares.

5.5.1. Bloco quadrado para 4 estacas

A Figura 5.4 mostra o bloco de coroamento para 4 estacas a tração.

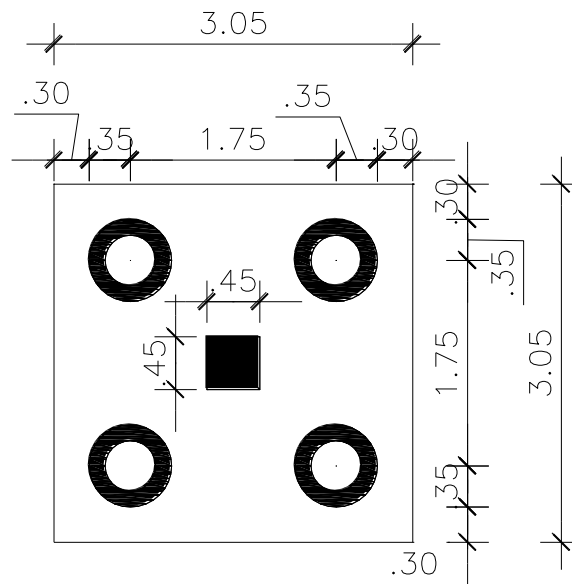


Figura 5.15 - Vista em planta do bloco de 4 estacas

Inclinação das bielas:

Para as bielas comprimidas não apresentarem risco de ruptura:

$$45^\circ \leq \text{tg}\phi \leq 55^\circ$$

$$\text{tg}\phi = \frac{d}{\frac{e\sqrt{2}}{2} - \frac{a\sqrt{2}}{4}} = \frac{1,30}{\frac{1,75\sqrt{2}}{2} - \frac{0,45\sqrt{2}}{2}} = 1,41 \therefore \phi = 54,7^\circ$$

5.5.1.1. Armadura necessária

$$Z = \frac{P}{2d} \left(e - \frac{a}{2} \right) = \frac{382,5}{2 \times 1,30} \left(1,75 - \frac{0,45}{2} \right) = 224,35 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{1,4 Z}{f_{yd}} = \frac{1,4 \times 224,35}{435000} = 7,22 \text{ cm}^2$$

5.5.1.2. Armadura segundo os lados

$$Z_1 = \frac{\alpha P}{2d} \left(e - \frac{a}{2} \right) = \frac{0,6 \times 382,5}{2 \times 1,30} \left(1,75 - \frac{0,45}{2} \right) = 134,6 \text{ kN}$$

$$A_{s1} = \frac{1,4 Z_1}{f_{yd}} = \frac{1,4 \times 134,6}{435000} = 4,33 \text{ cm}^2$$

Considerando barra de diâmetro de 10 mm:

$$n^{\circ} \text{ barras} = \frac{4,33}{0,78} = 5,6 = 6 \text{ barras}$$

Com espaçamento (S) de:

$$S = \frac{70}{6} = 11,67 \text{ cm}$$

5.5.1.3. Armadura segundo as diagonais

$$Z_2 = \frac{(1 - \alpha)P}{2d} \left(e - \frac{a}{2} \right) = \frac{(1 - 0,6) \times 382,5}{2 \times 1,30} \left(1,75 - \frac{0,45}{2} \right) = 89,74 \text{ kN}$$

$$A_{s2} = \frac{1,4 Z_2}{f_{yd}} = \frac{1,4 \times 89,74}{435000} = 2,9 \text{ cm}^2$$

Considerando barra de diâmetro de 8 mm:

$$n^{\circ} \text{ barras} = \frac{2,9}{0,5} = 5,7 = 6 \text{ barras}$$

Com espaçamento (S) de:

$$S = \frac{70}{6} = 11,67 \text{ cm}$$

5.5.2. Bloco retangular para 6 estacas

A Figura 5.5 mostra o bloco para 6 estacas a compressão.

5.5.2.1. Esforços

$$T_1 = \frac{P}{d}(e_1 + e_1) = \frac{1138,5}{1,60}(1,75 + 1,75) = 2490,5 \text{ kN}$$

$$T_2 = \frac{P}{d}(3 \times e_2) = \frac{1138,5}{1,60}(3 \times 0,925) = 1974,6 \text{ kN}$$

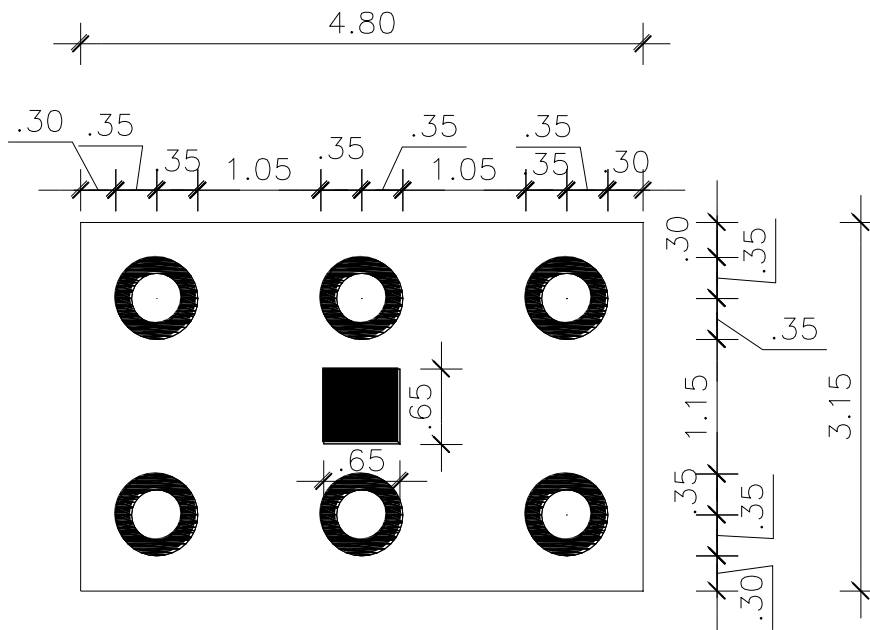


Figura 5.16 - Vista em planta do bloco de 6 estacas

5.5.2.2. Armadura principal

$$A_{s1} = \frac{1,4 T_1}{f_{yd}} = \frac{1,4 \times 2490,5}{435000} = 80,15 \text{ cm}^2$$

Considerando barra de diâmetro de 16 mm:

$$n^{\circ} \text{ barras} = \frac{80,15}{2,01} = 39,9 = 40 \text{ barras}$$

O espaçamento (S) será:

$$S = \frac{70}{40} = 1,75 \text{ cm}$$

$$A_{s2} = \frac{1,4 T_2}{f_{yd}} = \frac{1,4 \times 1974,6}{435000} = 63,55 \text{ cm}^2$$

Considerando barra de diâmetro de 16 mm:

$$n^{\circ} \text{ barras} = \frac{63,55}{2,01} = 31,6 = 32 \text{ barras}$$

Com espaçamento (S) de:

$$S = \frac{70}{32} = 2,19 \text{ cm}$$

CAPÍTULO VI - ATERRO

6.1. Estabilidade do Sistema

Para a estabilidade do aterro optou-se por fazer um talude na sua extremidade conforme Figura 6.1 e Figura 6.2, verificando a estabilidade através do software GeoSlope (2004).

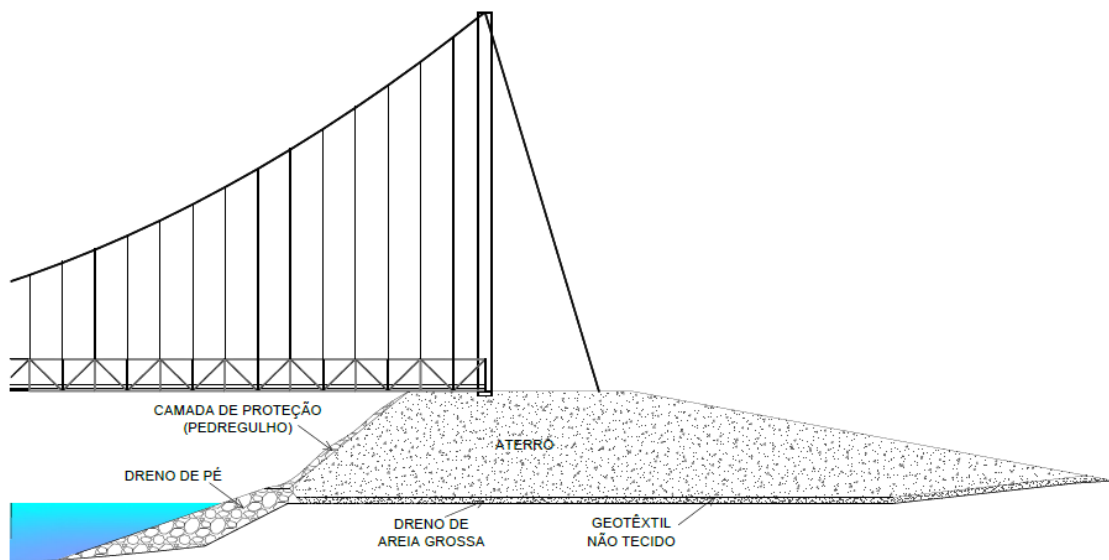


Figura 6.17 - Detalhe do Aterro e Talude da direita

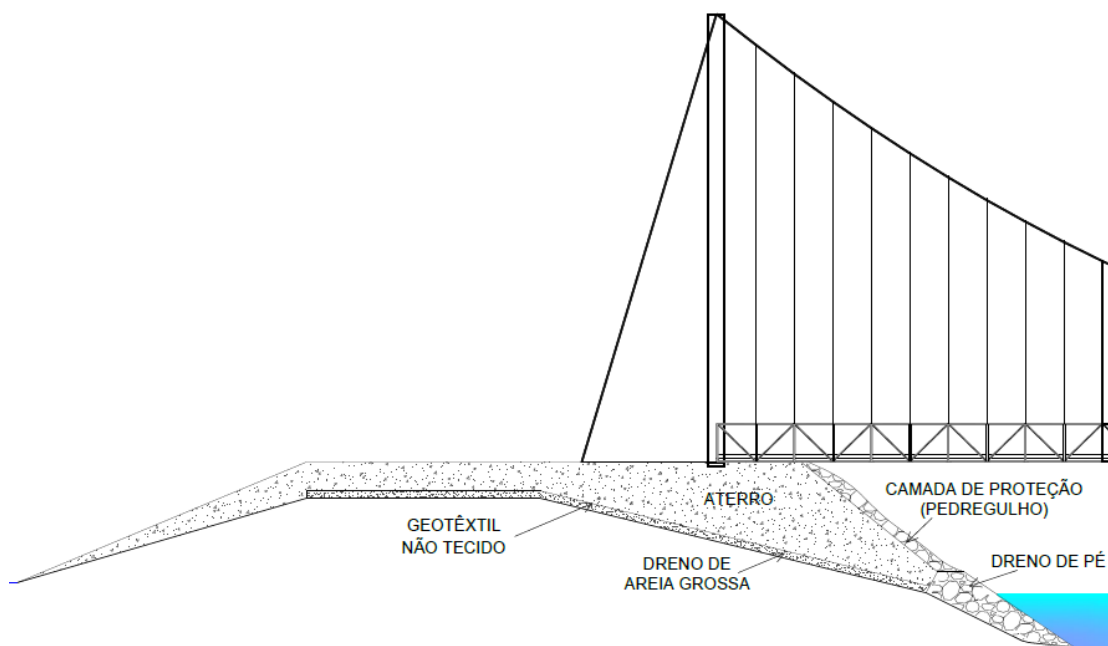


Figura 6.18 - Detalhe do Aterro e Talude da esquerda

O talude foi projetado com um dreno de pé para contribuir com a drenagem do aterro e foram formulados três casos para verificação do comportamento do aterro nas seguintes condições:

- solo drenado com nível d'água intermediário;
- não drenado com nível d'água alto;
- rebaixamento rápido do nível d'água.

Os casos apresentados não contemplam todas as possibilidades possíveis de ocorrência na natureza, mas são as que fornecem maior quantidade de dados para o dimensionamento do talude.

O procedimento de escolha do ângulo de inclinação do talude foi baseado na maior declividade possível do aterro que respeite a topografia do terreno de modo que o aterro tenha uma menor estabilidade, e ao mesmo tempo não se estenda para dentro do rio, o que tornaria o aterro mais susceptível à erosão (Figura 6.3).



Figura 6.19 - Planta Baixa do Aterro

Os modelos utilizados no programa são apresentados nas Figura 6.4 e Figura 6.5.

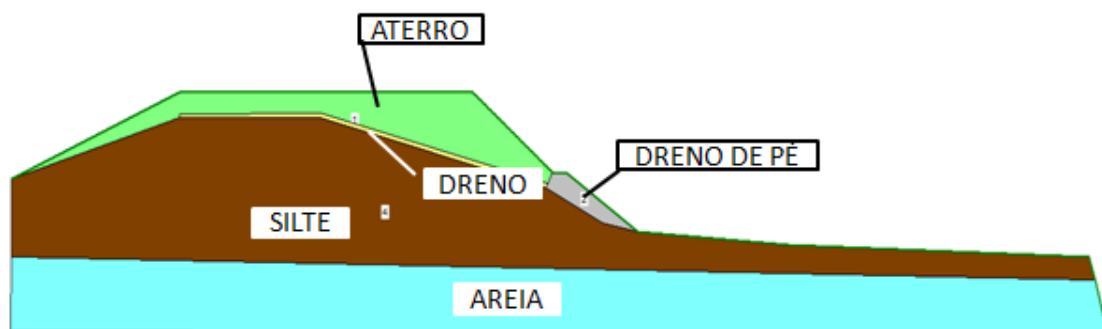


Figura 6.20 - Aterro do lado esquerdo da ponte (UENF)

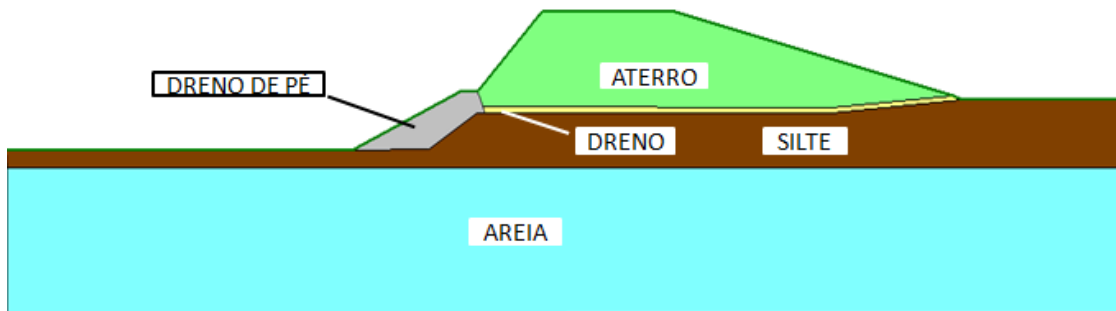


Figura 6.21 - Aterro do lado direito da ponte (Ilha)

Os dados de entrada do programa foram retirados dos ensaios de compactação do solo (Figura 6.6), cisalhamento direto, compressão simples, adensamento e SPT (Anexos VII ao XI).

Considerou-se a execução do aterro em etapas, com camadas de 30 cm compactadas com rolo e grau de compactação de 97% sobre uma camada de 20 cm de areia grossa e dreno de pé. O dreno é composto de pedregulhos bem graduados com uma interface de geotêxtil não tecido entre o dreno e o solo.

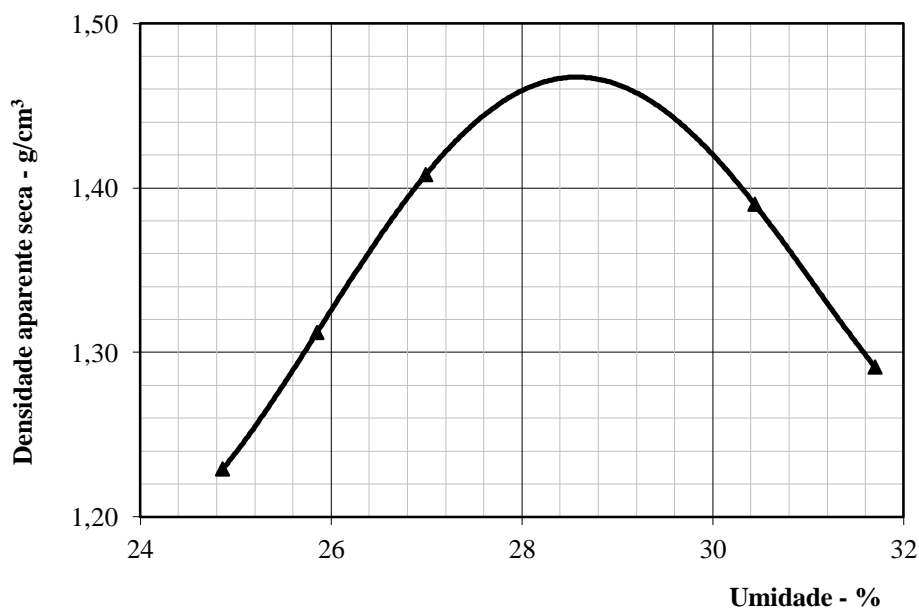


Figura 6.22 - Resultado do Ensaio de Compactação

O dreno de pé também funciona como berma de equilíbrio, deste modo, deverá ser executado com as dimensões indicadas no projeto. Recomenda-se a proteção com uma camada de 20 a 30 cm de pedregulho até pelo menos 2

metros acima do nível do dreno de pé e proteção com cobertura vegetal nas áreas restantes do aterro conforme detalhamento no Anexo XII.

A primeira análise feita foi para o solo drenado com a altura do nível d'água intermediário, utilizando para o aterro os valores de ângulo de atrito e coesão encontrados no ensaio de cisalhamento, reduzidos do seu fator de segurança. Os dados de entrada e o resultado do ensaio de cisalhamento são apresentados na Tabela 6.1 e Figura 6.7, respectivamente.

Elemento	γ (kN/m ³)	Ensaio		Projeto	
		ϕ	c'	ϕ (FS=1,3)	c' (FS=2)
Aterro	18	38,6	12,7	31,5	6,3
Dreno de pé	18	-	-	45	0
Dreno (areia)	18	-	-	25	0
1ª camada de solo (silte)	15,3	-	-	15,3	25
2ª camada de solo (areia)	17	-	-	17	25,7

Tabela 6.10 - Parametros de Entrada do Programa

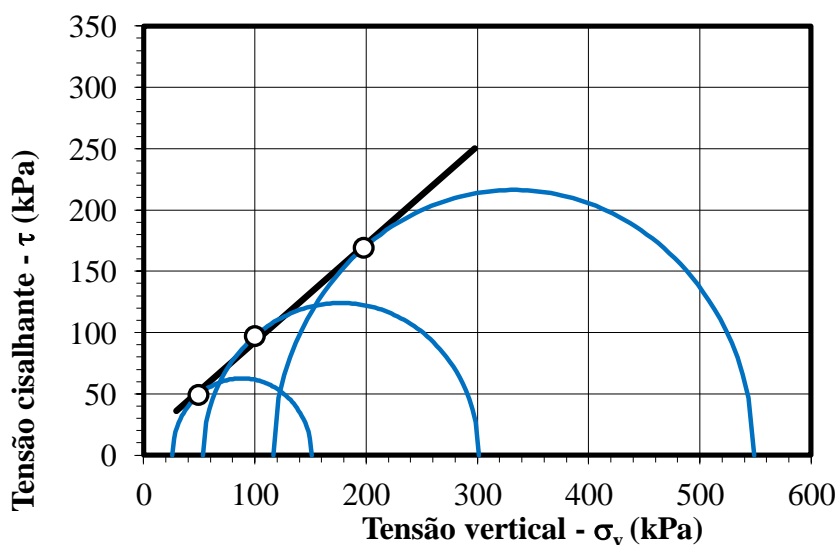


Figura 6.23 - Ensaio de Cisalhamento

Para essa primeira análise obteve-se um fator de segurança de 1,35 para o aterro do lado esquerdo e 1,45 para o do lado direito. A NBR 11682/2006 recomenda fator de segurança igual a 1,3 para local de tráfego moderado e com propriedade de baixo padrão, que é o caso estudado. Sendo assim os fatores de segurança obtidos são satisfatórios. Na Figura 6.8 e Figura 6.9 observa-se que em ambos os modelos a ruptura ocorre na superfície do aterro.

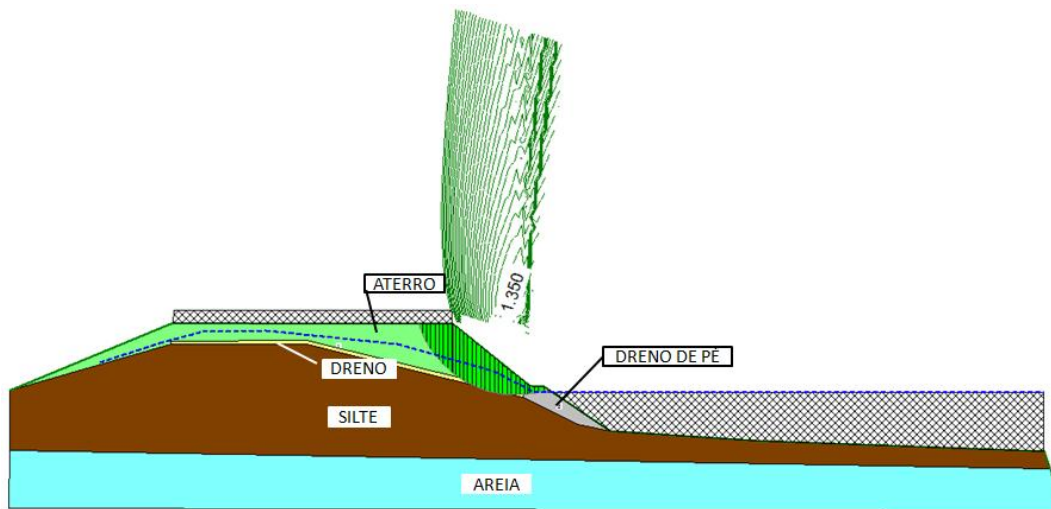


Figura 6.24 - Resultado Solo Drenado Lado Esquerdo

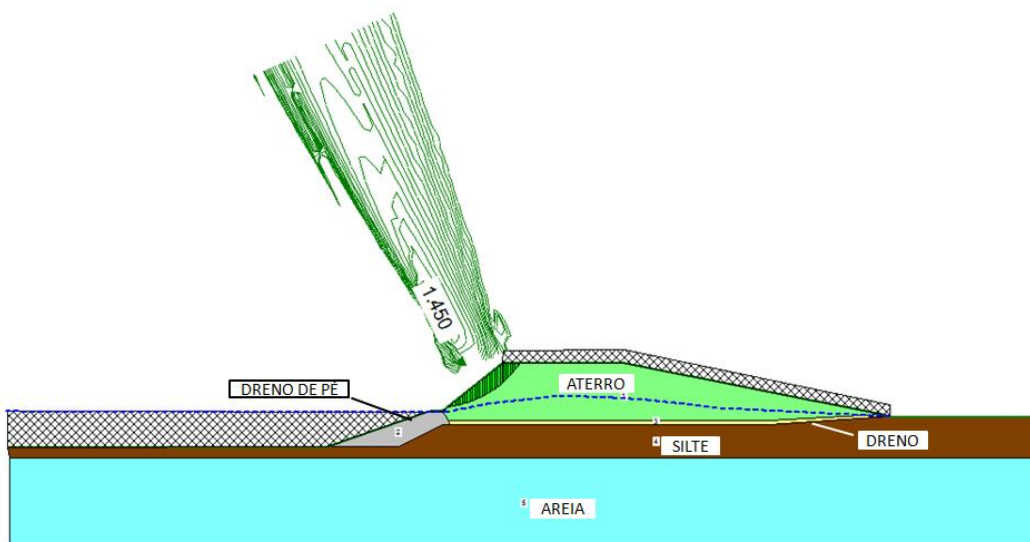


Figura 6.25 - Resultado Solo Drenado Lado Direito

A segunda análise feita, foi para o solo não drenado, ou seja, ângulo de atrito ϕ igual a zero e a coesão c' é igual a resistência S_u do solo dado pelo ensaio de compressão simples, a Tabela 6.2 e a Figura 6.10 mostram os dados de entrada e ensaio de compressão simples respectivamente.

Elemento	Y (kN/m ³)	Ensaio		Projeto	
		ϕ	c'	ϕ (FS=1,3)	c' (FS=2)
Aterro	18	0	0	0	111*
Dreno de pé	18	-	-	45	0
Dreno (areia)	18	-	-	25	0
1ª camada de solo (silte)	15,3	-	-	15,3	25
2ª camada de solo (areia)	17	-	-	17	25,7

* Considerou o fator de segurança para a coesão do Aterro igual a 4.

Tabela 6.11 - Dados de Entrada para o Solo Não Drenado

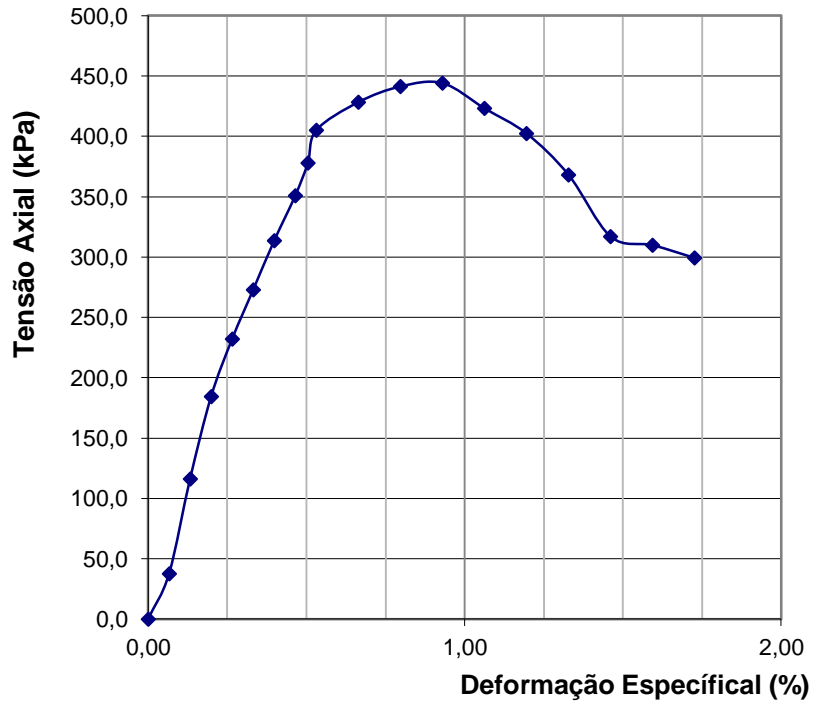


Figura 6.26 - Resultado do Ensaio de Compressão Simples

Para a análise do solo não drenado obteve-se um fator de segurança igual a 2,75 para o aterro do lado esquerdo e 3,40 para o do lado direito, como o fator de segurança recomendado é de 1,3, pode-se dizer que o aterro é bastante estável nesta condição (Figura 6.11 e Figura 6.12).

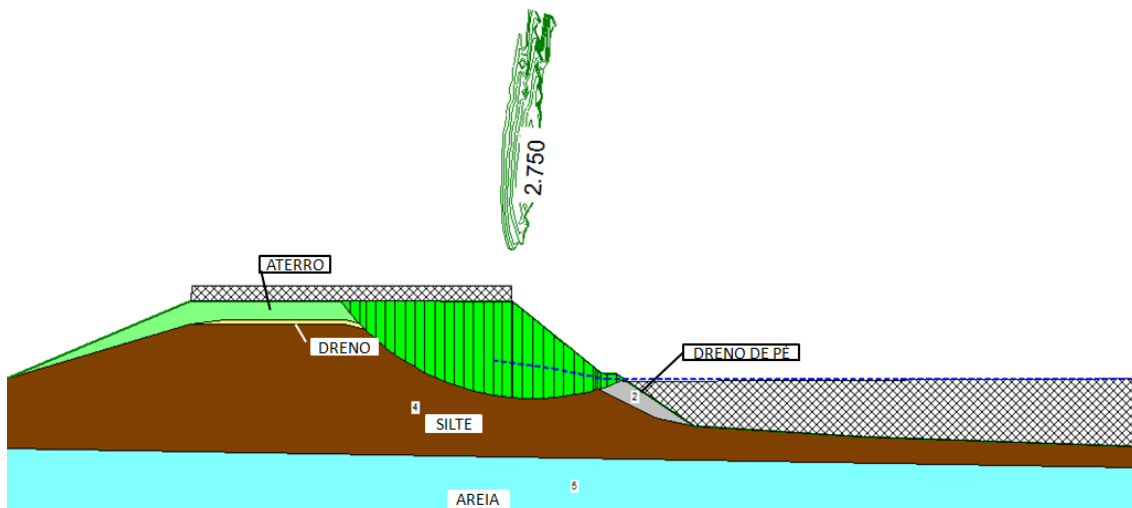


Figura 6.27 - Resultado Solo Não Drenado Lado Esquerdo

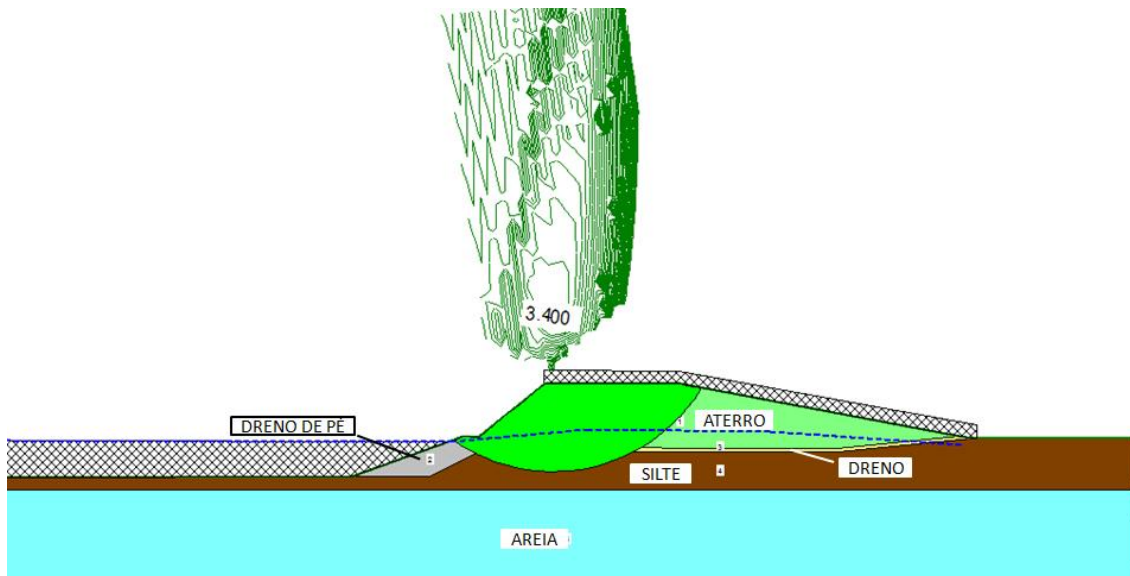


Figura 6.28 - Resultado Solo Não Drenado Lado Direito

A última análise feita, foi para o rebaixamento brusco do nível d'água, considerando o solo saturado, ou seja, com comportamento não-drenado e o nível d'água baixo. Os dados utilizados foram os mesmos do modelo não drenado.

Para esta análise observou-se um fator de segurança de 2,5 para o lado esquerdo e de 2,9 para o lado direito, mostrando um fator de segurança satisfatório para ambos os lados (Figura 6.13 e Figura 6.14).

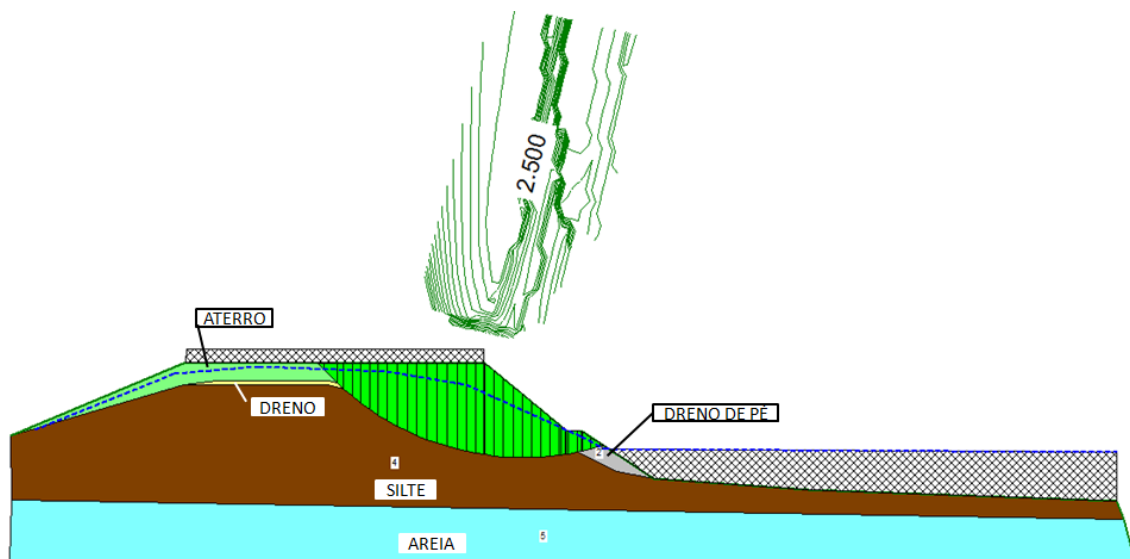


Figura 6.29 - Resultado Rebaixamento Lado Esquerdo

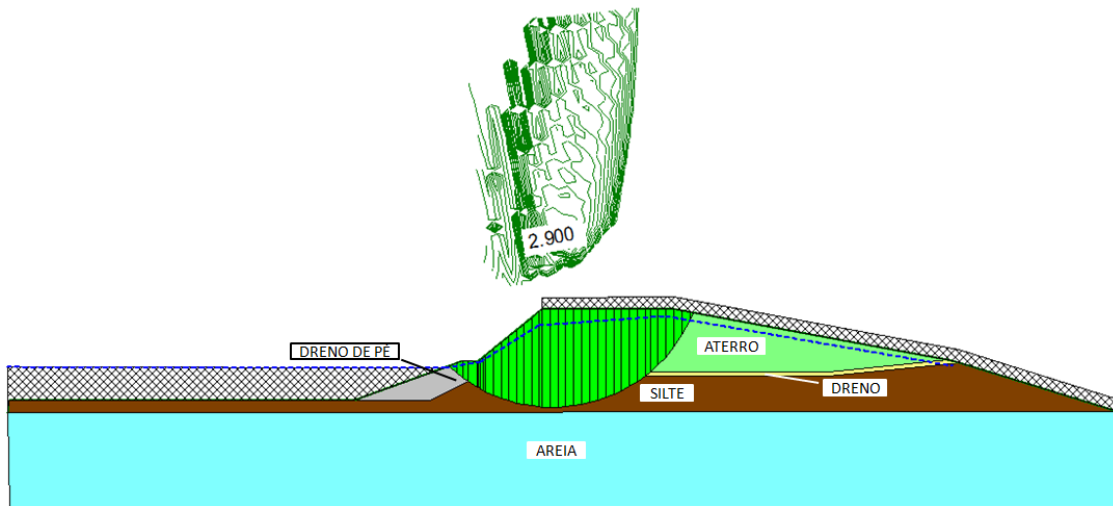


Figura 6.30 - Resultado Rebaixamento Lado Direito

6.2. Recalque do Aterro

Efetua-se o cálculo de recalques pela compressibilidade edométrica. Os ensaios de compressão edométrica ou adensamento são realizados para o estudo dos recalques em argilas saturadas, onde o processo de deformação desenvolve-se lentamente em virtude do tempo necessário para que a água saia dos vazios do solo.

O resultado do ensaio de adensamento é apresentado na Figura 6.15.

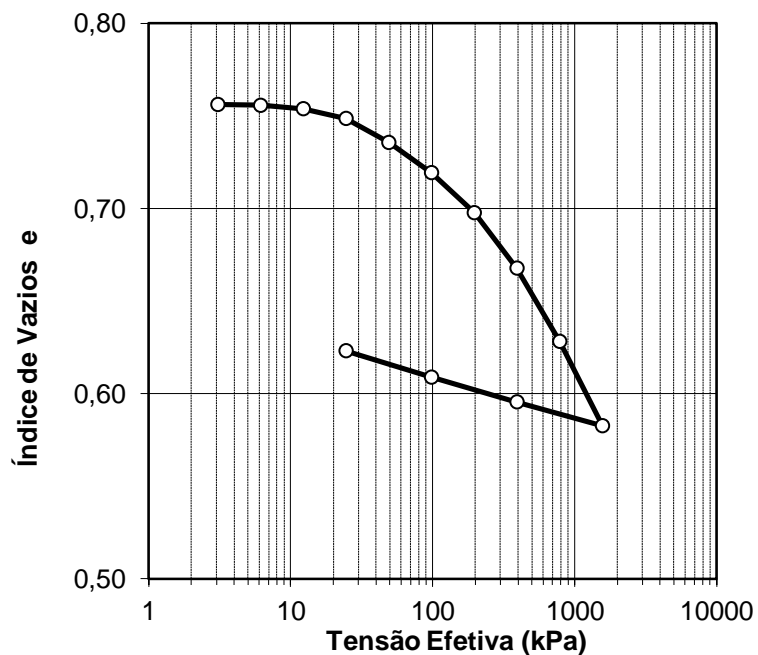


Figura 6.31 - Resultado do Ensaio de Adensamento

Nota-se que, a partir de uma tensão o índice de vazios varia linearmente com o logaritmo da pressão aplicada. Esse trecho é denominado reta virgem.

Terzaghi introduziu um índice de compressão para indicar a inclinação da reta virgem:

$$C_c = \frac{(e_1 - e_2)}{\log\left(\frac{\sigma'_2}{\sigma'_1}\right)}$$

logo,

$$C_c = \frac{(0,6977 - 0,6282)}{\log\left(\frac{784,677}{196,169}\right)} = 0,1154$$

Para o cálculo do recalque utilizou-se a fórmula:

$$\rho = \frac{C_c \times H_1}{1 + e_1} \times \log\left(\frac{\sigma'_2}{\sigma'_1}\right)$$

Para o cálculo da sobrecarga no aterro considerou-se o peso da laje, a camada de base (areia e bica corrida) e o trem tipo, conforme abaixo:

$$\sigma_{\text{laje}} = \text{Espessura da laje} \times \text{Peso específico do concreto} \times 1,4$$

$$\sigma_{\text{laje}} = 0,15 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 1,4 = 5,25 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{\text{base}} = \text{Espessura da base} \times \text{Peso específico do solo} \times 1,4$$

$$\sigma_{\text{base}} = 0,3 \text{ m} \times 18 \text{ kN/m}^3 \times 1,4 = 7,56 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{\text{trem-tipo}} = \sigma_{\text{Carga distribuida}} + \sigma_{\text{Carga Pontual}}$$

$$\sigma_{\text{trem-tipo}} = \frac{\text{Carga Distribuida}}{\text{Largura Frontal do Veículo}} + \frac{\text{Carga Pontual}}{\text{Área do Veículo}}$$

$$\sigma_{\text{trem-tipo}} = \frac{0,04 \text{ kN/m}}{3 \text{ m}} \times 1,3 + \frac{8,6 \text{ kN} + 17,2 \text{ kN}}{18 \text{ m}^2} \times 1,3 = 1,88 \text{ kPa}$$

$$\text{Sobrecarga} = \sigma_{\text{laje}} + \sigma_{\text{base}} + \sigma_{\text{trem-tipo}} = 14,69 \text{ kPa}$$

Considerou-se o valor do índice de vazio, e_1 , igual ao encontrado no ensaio de cisalhamento direto, o resultado encontrado é mostrado nas Tabela 6.3 e Tabela 6.4.

	recalque	Cc	H1	e1	σ_1	σ_2	Sobrecarga
A	0,032	0,1154	1,833	0,85	16,5	31,19	14,69
B	0,013	0,1154	1,833	0,85	49,5	64,19	14,69
C	0,008	0,1154	1,833	0,85	82,5	97,19	14,69
Total	0,053						

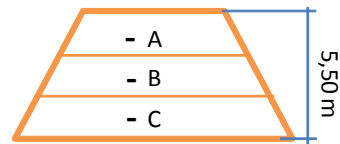


Tabela 6.12 - Recalque Lado Direito

	recalque	Cc	H1	e1	σ_1	σ_2	Sobrecarga
A	0,029	0,1154	1,326	0,85	11,934	26,624	14,69
B	0,012	0,1154	1,326	0,85	35,802	50,492	14,69
C	0,008	0,1154	1,326	0,85	59,67	74,36	14,69
Total	0,049						

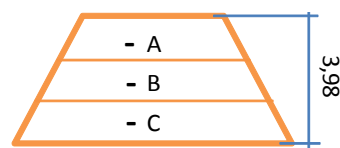


Tabela 6.13 - Recalque Lado Esquerdo

6.3. Recalque do Terreno

Para o cálculo do recalque do aterro utilizou-se o método de Terzaghi e Meyerhof.

Terzaghi e Peck (1948,1967) indicaram que a tensão que provoca um recalque de 1 polegada pode ser obtida como:

$$q_{adm} = 4,4 \left(\frac{N - 3}{10} \right) \left(\frac{B + 1'}{2B} \right)^2$$

Sabendo-se a carga que está sendo aplicada no solo, o valor do recalque é obtido por proporcionalidade direta.

Por outro lado, Meyerhof (1965) propõe que pode-se relacionar a tensão aplicada com o recalque pela expressão:

$$q_{adm} = \left(\frac{N \times w_{adm}}{12} \right) \left(\frac{B + 1'}{B} \right)^2 \text{ para } B > 4'$$

Como dados, utilizou-se a dimensão dos aterros e o número de golpes médio do ensaio SPT. Na Tabela 6.5 e Tabela 6.6 seguem os resultados

obtidos para o lado esquerdo (Figura 6.16) e lado direito (Figura 6.17) respectivamente:

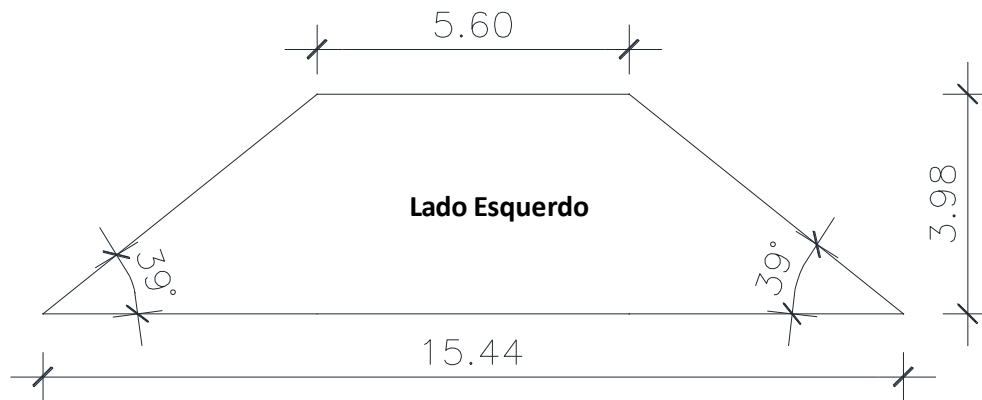


Figura 6.32 - Seção transversal do aterro do lado esquerdo

Recalque por Terzaghi

Entrada de dados	
Nspt	9,00
B (m)	15,44
Carga (KN/m ²)	86,33
Resultados	
Qadm. (kgf/cm ²)	0,69
Qadm. (Kpa)	68,63
Recalque (Pol.)	1,26
Recalque (cm)	3,20

Recalque por Meyehof

Entrada de dados	
Nspt	9,00
B (m)	15,44
Carga (Kn/m ²)	86,33
Resultado	
Recalque (Pol.)	1,11
Recalque (cm)	2,81

Recalque médio (cm)	3,00
Desvio padrão (cm)	0,27

Tabela 6.14 - Resultado do Recalque pelo método de Terzagui e Meyerhof para o lado esquerdo

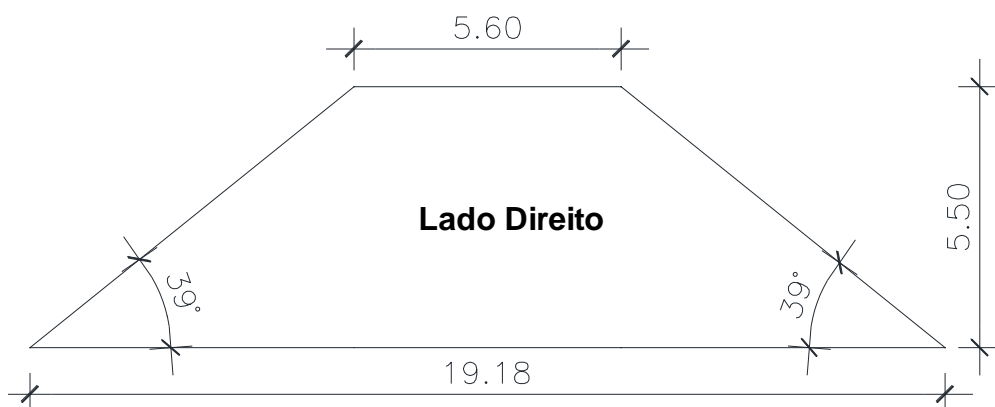


Figura 6.33 - Seção transversal do aterro do lado direito

Recalque por Terzaghi

Entrada de dados	
Nspt	9
B (m)	19,18
Carga (KN/m ²)	113,69
Resultados	
Qadm. (kgf/cm ²)	0,68
Qadm. (Kpa)	68,11
Recalque (Pol.)	1,67
Recalque (cm)	4,24

Recalque por Meyehof

Entrada de dados	
Nspt	9
B (m)	19,18
Carga (Kn/m ²)	113,69
Resultado	
Recalque (Pol.)	1,47
Recalque (cm)	3,73

Recalque médio (cm)	3,99
Desvio padrão (cm)	0,36

Tabela 6.15 - Resultado do Recalque pelo método de Terzagui e Meyerhof para o lado direito

O recalque total será o recalque médio do terreno somado com o recalque do aterro, que resulta em:

$$\begin{aligned}\rho_{Total\ Lado\ Esquerdo} &= \rho_{Aterro\ Lado\ Esquerdo} + \rho_{Terreno\ Lado\ Esquerdo} \\ \rho_{Total\ Lado\ Esquerdo} &= 0,049 + 0,03 = 0,079\ m\end{aligned}$$

e:

$$\begin{aligned}\rho_{Total\ Lado\ Direito} &= \rho_{Aterro\ Lado\ Direito} + \rho_{Terreno\ Lado\ Direito} \\ \rho_{Total\ Lado\ Direito} &= 0,053 + 0,0399 = 0,093\ m\end{aligned}$$

CAPÍTULO VII – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste projeto escolheu-se fazer o dimensionamento de uma ponte do tipo pênsil, isso porque, este tipo de ponte consegue vencer grandes vãos sem necessidade de apoios intermediários.

O uso da viga treliçada foi uma boa opção. Por ser feita com perfil metálico, seu peso é menor, quando comparado ao concreto. E ainda, serviu como guarda-corpo para a ponte.

A laje foi pré-moldada levando em consideração a facilidade de execução.

Para o dimensionamento dos cabos, fez-se uma análise simplificada da catenária e a análise dos esforços também foi simplificada, pois o FTOOL não calcula cabos. Porém, os resultados foram bastante satisfatórios.

Os blocos de coroamento foram dimensionados segundo o método das bielas comprimidas simplificado.

Escolheu-se usar estaca pré-moldada, pois apresenta boa capacidade a compressão e tração e o método de execução é bem difundido na região.

As análises foram feitas utilizando os softwares FTOOL, ESTAQV e GEOSLOPE, que foram importantes ferramentas para o desenvolvimento do projeto.

Todo o projeto exigiu muito dedicação, visto que, trata-se de uma estrutura complexa e com métodos de cálculo que nunca foram estudados durante o curso.

BIBLIOGRAFIA

1. ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR 11682 – Estabilidade de Encostas – Procedimento, Rio de Janeiro – RJ, 2006;
2. ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR 6118 – Projetos de Estruturas de Concreto – Procedimento, Rio de Janeiro – RJ, 2003;
3. ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR 6120 – Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações – Procedimento, Rio de Janeiro – RJ, 1980;
4. ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR 6123 – Forças Devidas ao Vento em Edificações – Procedimento, Rio de Janeiro – RJ, 1988;
5. ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR 7187 – Projeto de Pontes de Concreto Armado e de Concreto Protendido – Procedimento, Rio de Janeiro – RJ, 2003;
6. ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR 7188 – Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestres – Procedimento, Rio de Janeiro – RJ, 1982;
7. ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas - NBR 8681 - Ações e Segurança nas Estruturas - Procedimento, Rio de Janeiro - RJ, 2003;
8. ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR 8800 – Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios – Procedimento, Rio de Janeiro – RJ, 2008;
9. Antonio Neto, Aiello Giuseppe – Notas de Aula da Disciplina de Pontes, Universidade Presbiteriana Mackenzie;
10. Bastos, Paulo Sérgio dos Santos – Notas de aula da disciplina de Estruturas de Concreto I, Universidade Estadual Paulista – UNESP, Bauru – SP, 2005;
11. Costa, Aline Nogueira *et al.* – Mapeamento Geológico-Geotécnico Preliminar, Utilizando Geoprocessamento, no Município de Campos dos Goytacazes, Estado do Rio de Janeiro. In: ANUÁRIO DO INSTITUTO

- DE GEOCIÊNCIAS – UFRJ, vol.31 -1/2008, p.50-64, Rio de Janeiro – RJ, 2008;
12. Das, Braja M. – Fundamentos de Engenharia Geotécnica, Tradução da 6ª Edição Norte-Americana, Cengage Learning Edições Ltda., São Paulo – SP, 2007;
 13. Ferreira, Maicon Dalvim Klem, Ferreira, Marcos Antonio Klem e Oliveira, Sergio Rafael Cortes de – Dimensionamento Estrutural de uma Ponte Mista sobre o Rio Macaé – Projeto Final de Curso, Universidade Estadual do Norte Fluminense – UENF, Campos dos Goytacazes – RJ, 2008.
 14. Garcia, Sergio Luis González – Notas de Aula das disciplinas de Concreto Armado I e II, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro – UENF, Campos dos Goytacazes – RJ, 2007-2008;
 15. Guia da Arcelor Mittal - Fios e Cordoalhas para Concreto Protendido. Disponível na internet em: https://www.belgo.com.br/produtos/construcao_civil/fios_cordoalhas/pdf/fios_cordoalhas.pdf. Acesso em 25 jul. 2012;
 16. Marzionna, Fábio Ferreira *et al.* – Passarela em Estrutura Metálica, Projeto de Final de Curso, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo – SP, 2004;
 17. Miller, Cristiano Pena, Barbosa, Leandro Rosa e Pessanha, Maikon Caetano Ramos – Dimensionamento Estrutural de uma Ponte em Concreto Armado, Projeto Final de Curso, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro – UENF, Campos dos Goytacazes – RJ, 2005;
 18. Moraes, Marcello da Cunha – Estruturas de Fundação, 3ª Edição, McGraw-Hill do Brasil Editora, São Paulo – SP, 1976;
 19. Meyerhof, G. G - *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, v. 91, n. SM2, p.21-31, 1965;
 20. Pfeil, Walter e Pfeil, Michéle – Estruturas de Aço, 8ª Edição, LTC Editora, Rio de Janeiro – RJ, 2010;
 21. Pinho, Fernando Ottoboni e Bellei, Ildony Hélio – Pontes e Viadutos em Vigas Mistas, Instituto Brasileiro de Siderurgia/Centro Brasileiro da Construção em Aço, Rio de Janeiro – RJ, 2007;

22. Soriano, Humberto Lima – Estática das Estruturas, Editora Ciência Moderna Ltda., Rio de Janeiro – RJ, 2007;
23. Souza, Jane Ilce Barreto de – Ocupação e Uso da Terra em Planícies de Inundação: Estudo do Bairro Jardim Carioca, Campos dos Goytacazes. In: BOLETIM DO OBSERVATÓRIO AMBIENTAL ALBERTO RIBEIRO LAMEGO, vol. 2 n.1, jan./jun. 2008, CEFET, Campos dos Goytacazes – RJ, 2008;
24. Sussekind, José Carlos – Curso de Análise Estrutural, Volume 3, 7^o Edição, Ed. Globo, Rio de Janeiro – RJ, 1987;
25. Terzaghi, K. e Peck, R. B. – Soil Mechanics in engineering practice. New York: John Wiley & Sons, 1948;
26. Terzaghi, K. e Peck, R. B. – Soil Mechanics in engineering practice, 2^a ed. New York: John Wiley & Sons, 1967.
27. Velloso, Dirceu de Alencar e Lopes, Francisco de Resende – Fundações, Volume 2, COPPE/UFRJ Editora, Rio de Janeiro – RJ, 2002;
28. Velloso, Dirceu de Alencar e Lopes, Francisco de Resende – Fundações, Volume 1, 2^a Edição, Oficina de Textos Editora, São Paulo - SP, 2011.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR 11682 – Estabilidade de Encostas – Procedimento, Rio de Janeiro – RJ, 2006;
2. ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR 6118 – Projetos de Estruturas de Concreto – Procedimento, Rio de Janeiro – RJ, 2003;
3. ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR 6123 – Forças Devidas ao Vento em Edificações – Procedimento, Rio de Janeiro – RJ, 1988;
4. ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR 7188 – Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestres – Procedimento, Rio de Janeiro – RJ, 1982;
5. ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas - NBR 8681 - Ações e Segurança nas Estruturas - Procedimento, Rio de Janeiro - RJ, 2003.
6. ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR 8800 – Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios – Procedimento, Rio de Janeiro – RJ, 2008;
7. Costa, Aline Nogueira *et al.* – Mapeamento Geológico-Geotécnico Preliminar, Utilizando Geoprocessamento, no Município de Campos dos Goytacazes, Estado do Rio de Janeiro. In: ANUÁRIO DO INSTITUTO DE GEOCIÊNCIAS – UFRJ, vol.31 -1/2008, p.50-64, Rio de Janeiro – RJ, 2008;
8. Meyerhof, G. G - *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, v. 91, n. SM2, p.21-31,1965;
9. Moraes, Marcello da Cunha – Estruturas de Fundação, 3ª Edição, McGraw-Hill do Brasil Editora, São Paulo – SP, 1976;
10. Pfeil, Walter e Pfeil, Michéle – Estruturas de Aço, 8ª Edição, LTC Editora, Rio de Janeiro – RJ, 2010;
11. Sussekind, José Carlos – Curso de Análise Estrutural, Volume 3, 7º Edição, Ed. Globo, Rio de Janeiro – RJ, 1987;
12. Terzaghi, K. e Peck, R. B. – Soil Mechanics in engineering practice. New York: John Wiley & Sons, 1948;

13. Terzaghi, K. e Peck, R. B. – Soil Mechanics in engineering practice, 2^a ed. New York: John Wiley & Sons, 1967;
14. Velloso, Dirceu de Alencar e Lopes, Francisco de Resende – Fundações, Volume 2, COPPE/UFRJ Editora, Rio de Janeiro – RJ, 2002

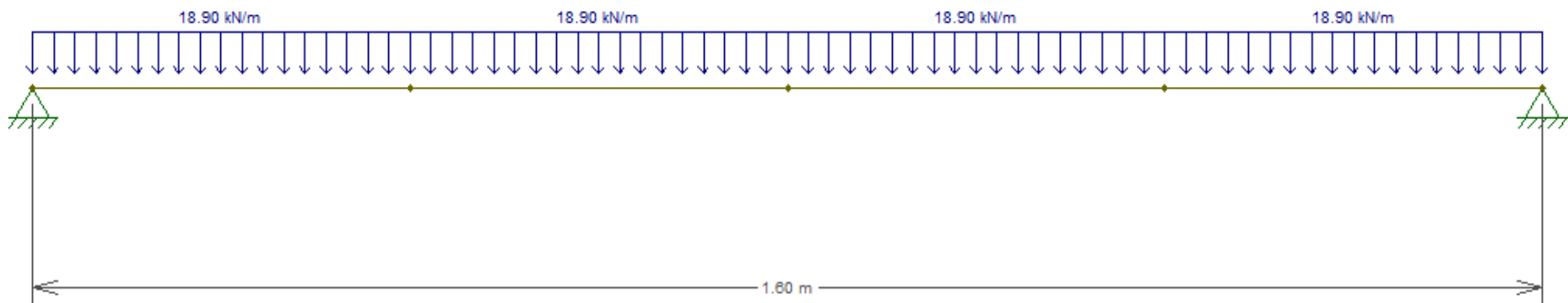
APÊNDICE I

Diagramas de Esforços - FTOOL

- LAJE

63

- Carga de Peso Próprio :



Esquema de Análise

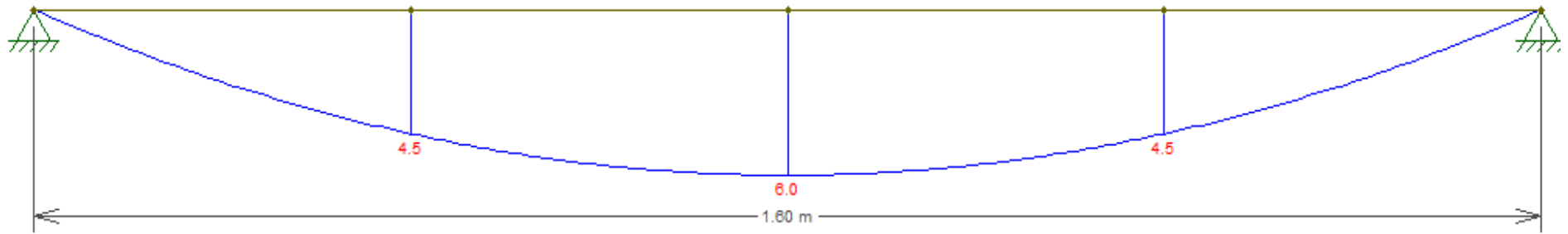
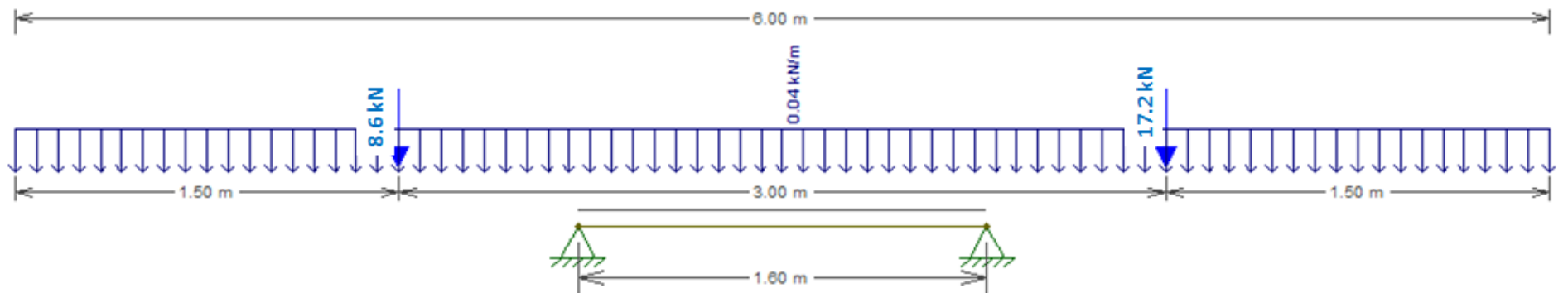


Diagrama de Momento Fletor (kNm)

- Carga Móvel:



Esquema de Análise com Modelo de Trem Tipo

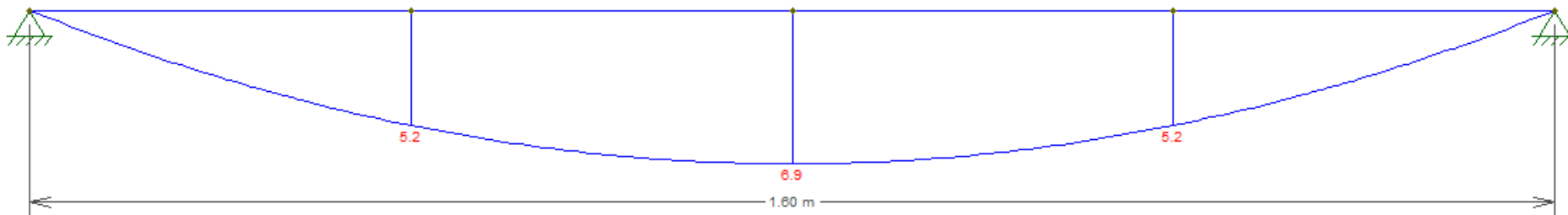
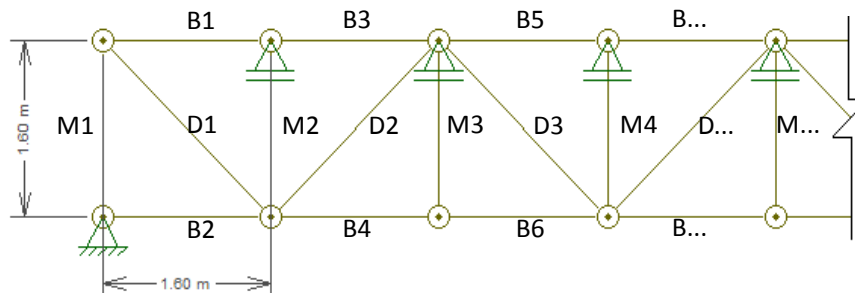


Diagrama de Momento Fletor (kNm)

• TRELIÇA



Nomenclatura das Barras

Observação: todas as combinações são dadas em kN.

Elementos	Peso próprio	Vento de sucção	Vento de sobressão	Trem tipo	C1	C2	C3
B1	-1,60	0,50	-0,50	-2,60	-6,32	-5,04	-0,90
B2	3,60	-3,20	3,10	0,20	7,40	9,02	-0,88
M1	-4,10	13,20	-12,90	-2,60	-19,86	-25,53	14,38
M2	13,40	-15,10	14,70	12,60	48,00	48,67	-7,74
D1	2,90	-3,60	3,50	3,70	12,12	11,86	-2,14
D2	7,60	-8,60	8,40	5,20	24,36	25,94	-4,44
B3	-1,60	0,50	-0,50	-2,60	-6,32	-5,04	-0,90
B4	0,20	0,30	-0,30	-1,00	-1,50	-1,07	0,62
M3	18,40	-11,50	11,20	18,70	60,46	55,51	2,30
B5	-0,40	0,00	0,00	-2,40	-4,10	-2,66	-0,40
B6	0,20	0,30	-0,30	-1,00	-1,50	-1,07	0,62
D3	5,90	-7,90	7,70	4,90	21,19	22,57	-5,16
M4	12,10	-12,70	12,40	11,90	43,39	43,20	-5,68
B7	-0,40	0,00	0,00	-2,40	-4,10	-2,66	-0,40
B8	-0,10	0,10	-0,10	-0,90	-1,56	-1,08	0,04
D4	6,40	-7,70	7,50	5,00	21,80	23,00	-4,38
M5	18,40	-11,50	11,20	18,70	60,46	55,51	2,30
B9	-0,20	0,10	-0,10	-2,40	-3,93	-2,55	-0,06
B10	-0,10	0,10	-0,10	-0,90	-1,56	-1,08	0,04
D5	6,10	-7,80	7,60	5,00	21,51	22,77	-4,82
M6	12,10	-12,80	12,40	11,90	43,39	43,20	-5,82
B11	-0,20	0,10	-0,10	-2,40	-3,93	-2,55	-0,06
B12	-0,20	0,10	-0,10	-0,90	-1,68	-1,20	-0,06
M7	18,40	-11,50	11,20	18,70	60,46	55,51	2,30
D6	6,20	-7,70	7,50	5,00	21,55	22,75	-4,58
B13	-0,20	0,10	-0,10	-2,40	-3,93	-2,55	-0,06
B14	-0,20	0,10	-0,10	-0,90	-1,68	-1,20	-0,06
D7	6,20	-7,80	7,60	5,00	21,63	22,89	-4,72
M8	12,00	-12,80	12,40	11,90	43,27	43,07	-5,92
B15	-0,20	0,10	-0,10	-2,40	-3,93	-2,55	-0,06
B16	-0,20	0,10	-0,10	-0,90	-1,68	-1,20	-0,06
D8	6,20	-7,80	7,50	5,00	21,55	22,75	-4,72
M9	18,40	-11,50	11,20	18,70	60,46	55,51	2,30
B17	-0,20	0,10	-0,10	-2,40	-3,93	-2,55	-0,06
B18	-0,20	0,10	-0,10	-0,90	-1,68	-1,20	-0,06
D9	6,20	-7,80	7,50	5,00	21,55	22,75	-4,72
M10	12,00	-12,80	12,40	11,90	43,27	43,07	-5,92
B19	-0,20	0,10	-0,10	-2,40	-3,93	-2,55	-0,06
B20	-0,20	0,10	-0,10	-0,90	-1,68	-1,20	-0,06
D10	6,20	-7,80	7,50	5,00	21,55	22,75	-4,72
M11	18,40	-11,50	11,20	18,70	60,46	55,51	2,30

Elementos	Peso próprio	Vento de sucção	Vento de sobressão	Trem tipo	C1	C2	C3
B21	-0,20	0,10	-0,10	-2,40	-3,93	-2,55	-0,06
B22	-0,20	0,10	-0,10	-0,90	-1,68	-1,20	-0,06
D11	6,20	-7,80	7,50	5,00	21,55	22,75	-4,72
M12	12,00	-12,80	12,40	11,90	43,27	43,07	-5,92
B23	-0,20	0,10	-0,10	-2,40	-3,93	-2,55	-0,06
B24	-0,20	0,10	-0,10	-0,90	-1,68	-1,20	-0,06
D12	6,20	-7,80	7,50	5,00	21,55	22,75	-4,72
M13	18,40	-11,50	11,20	18,70	60,46	55,51	2,30
B25	-0,20	0,10	-0,10	-2,40	-3,93	-2,55	-0,06
B26	-0,20	0,10	-0,10	-0,90	-1,68	-1,20	-0,06
D13	6,20	-7,80	7,50	5,00	21,55	22,75	-4,72
M14	12,00	-12,80	12,40	11,90	43,27	43,07	-5,92
B27	-0,20	0,10	-0,10	-2,40	-3,93	-2,55	-0,06
B28	-0,20	0,10	-0,10	-0,90	-1,68	-1,20	-0,06
D14	6,20	-7,80	7,50	5,00	21,55	22,75	-4,72
M15	18,40	-11,50	11,20	18,70	60,46	55,51	2,30
B29	-0,20	0,10	-0,10	-2,40	-3,93	-2,55	-0,06
B30	-0,20	0,10	-0,10	-0,90	-1,68	-1,20	-0,06
D15	6,20	-7,80	7,50	5,00	21,55	22,75	-4,72
M16	12,00	-12,80	12,40	11,90	43,27	43,07	-5,92
B31	-0,20	0,10	-0,10	-2,40	-3,93	-2,55	-0,06
B32	-0,20	0,10	-0,10	-0,90	-1,68	-1,20	-0,06
D16	6,20	-7,80	7,50	5,00	21,55	22,75	-4,72
M17	18,40	-11,50	11,20	18,70	60,46	55,51	2,30
B33	-0,20	0,10	-0,10	-2,40	-3,93	-2,55	-0,06
B34	-0,20	0,10	-0,10	-0,90	-1,68	-1,20	-0,06
D17	6,20	-7,80	7,50	5,00	21,55	22,75	-4,72
M18	12,00	-12,80	12,40	11,90	43,27	43,07	-5,92
B35	-0,20	0,10	-0,10	-2,40	-3,93	-2,55	-0,06
B36	-0,20	0,10	-0,10	-0,90	-1,68	-1,20	-0,06
D18	6,20	-7,80	7,50	5,00	21,55	22,75	-4,72
M19	18,40	-11,50	11,20	18,70	60,46	55,51	2,30
B37	-0,20	0,10	-0,10	-2,40	-3,93	-2,55	-0,06
B38	-0,20	0,10	-0,10	-0,90	-1,68	-1,20	-0,06
D19	6,20	-7,80	7,50	5,00	21,55	22,75	-4,72
M20	12,00	-12,80	12,40	11,90	43,27	43,07	-5,92
B39	-0,20	0,10	-0,10	-2,40	-3,93	-2,55	-0,06
B40	-0,20	0,10	-0,10	-0,90	-1,68	-1,20	-0,06
D20	6,20	-7,80	7,50	5,00	21,55	22,75	-4,72
M21	18,40	-11,50	11,20	18,70	60,46	55,51	2,30
B41	-0,20	0,10	-0,10	-2,40	-3,93	-2,55	-0,06
B42	-0,20	0,10	-0,10	-0,90	-1,68	-1,20	-0,06
D21	6,20	-7,80	7,50	5,00	21,55	22,75	-4,72
M22	12,00	-12,80	12,40	11,90	43,27	43,07	-5,92
B43	-0,20	0,10	-0,10	-2,40	-3,93	-2,55	-0,06
B44	-0,20	0,10	-0,10	-0,90	-1,68	-1,20	-0,06
D22	6,20	-7,80	7,50	5,00	21,55	22,75	-4,72
M23	18,40	-11,50	11,20	18,70	60,46	55,51	2,30
B45	-0,20	0,10	-0,10	-2,40	-3,93	-2,55	-0,06
B46	-0,20	0,10	-0,10	-0,90	-1,68	-1,20	-0,06
D23	6,20	-7,80	7,50	5,00	21,55	22,75	-4,72
M24	12,00	-12,80	12,40	11,90	43,27	43,07	-5,92
B47	-0,20	0,10	-0,10	-2,40	-3,93	-2,55	-0,06
B48	-0,20	0,10	-0,10	-0,90	-1,68	-1,20	-0,06
D24	6,20	-7,80	7,50	5,00	21,55	22,75	-4,72
M25	18,40	-11,50	11,20	18,70	60,46	55,51	2,30
B49	-0,20	0,10	-0,10	-2,40	-3,93	-2,55	-0,06
B50	-0,20	0,10	-0,10	-0,90	-1,68	-1,20	-0,06

Elementos	Peso próprio	Vento de sucção	Vento de sobressão	Trem tipo	C1	C2	C3
D25	6,20	-7,80	7,50	5,00	21,55	22,75	-4,72
M26	12,00	-12,80	12,40	11,90	43,27	43,07	-5,92
B51	-0,20	0,10	-0,10	-2,40	-3,93	-2,55	-0,06
B52	-0,20	0,10	-0,10	-0,90	-1,68	-1,20	-0,06
D26	6,20	-7,80	7,50	5,00	21,55	22,75	-4,72
M27	18,40	-11,50	11,20	18,70	60,46	55,51	2,30
B53	-0,20	0,10	-0,10	-2,40	-3,93	-2,55	-0,06
B54	-0,20	0,10	-0,10	-0,90	-1,68	-1,20	-0,06
D27	6,20	-7,80	7,50	5,00	21,55	22,75	-4,72
M28	12,00	-12,80	12,40	11,90	43,27	43,07	-5,92
B55	-0,20	0,10	-0,10	-2,40	-3,93	-2,55	-0,06
B56	-0,20	0,10	-0,10	-0,90	-1,68	-1,20	-0,06
D28	6,20	-7,80	7,50	5,00	21,55	22,75	-4,72
M29	18,40	-11,50	11,20	18,70	60,46	55,51	2,30
B57	-0,20	0,10	-0,10	-2,40	-3,93	-2,55	-0,06
B58	-0,20	0,10	-0,10	-0,90	-1,68	-1,20	-0,06
D29	6,20	-7,80	7,50	5,00	21,55	22,75	-4,72
M30	12,00	-12,80	12,40	11,90	43,27	43,07	-5,92
B59	-0,20	0,10	-0,10	-2,40	-3,93	-2,55	-0,06
B60	-0,20	0,10	-0,10	-0,90	-1,68	-1,20	-0,06
D30	6,20	-7,80	7,50	5,00	21,55	22,75	-4,72
M31	18,40	-11,50	11,20	18,70	60,46	55,51	2,30
B61	-0,20	0,10	-0,10	-2,40	-3,93	-2,55	-0,06
B62	-0,20	0,10	-0,10	-0,90	-1,68	-1,20	-0,06
D31	6,20	-7,80	7,50	5,00	21,55	22,75	-4,72
M32	12,00	-12,80	12,40	11,90	43,27	43,07	-5,92
B63	-0,20	0,10	-0,10	-2,40	-3,93	-2,55	-0,06
B64	-0,20	0,10	-0,10	-0,90	-1,68	-1,20	-0,06
D32	6,20	-7,80	7,50	5,00	21,55	22,75	-4,72
M33	18,40	-11,50	11,20	18,70	60,46	55,51	2,30
B65	-0,20	0,10	-0,10	-2,40	-3,93	-2,55	-0,06
B66	-0,20	0,10	-0,10	-0,90	-1,68	-1,20	-0,06
D33	6,20	-7,80	7,50	5,00	21,55	22,75	-4,72
M34	12,00	-12,80	12,40	11,90	43,27	43,07	-5,92
B67	-0,20	0,10	-0,10	-2,40	-3,93	-2,55	-0,06
B68	-0,20	0,10	-0,10	-0,90	-1,68	-1,20	-0,06
D34	6,20	-7,80	7,50	5,00	21,55	22,75	-4,72
M35	18,40	-11,50	11,20	18,70	60,46	55,51	2,30
B69	-0,20	0,10	-0,10	-2,40	-3,93	-2,55	-0,06
B70	-0,20	0,10	-0,10	-0,90	-1,68	-1,20	-0,06
D35	6,20	-7,80	7,50	5,00	21,55	22,75	-4,72
M36	12,00	-12,80	12,40	11,90	43,27	43,07	-5,92
B71	-0,20	0,10	-0,10	-2,40	-3,93	-2,55	-0,06
B72	-0,20	0,10	-0,10	-0,90	-1,68	-1,20	-0,06
D36	6,20	-7,80	7,50	5,00	21,55	22,75	-4,72
M37	18,40	-11,50	11,20	18,70	60,46	55,51	2,30
B73	-0,20	0,10	-0,10	-2,40	-3,93	-2,55	-0,06
B74	-0,20	0,10	-0,10	-0,90	-1,68	-1,20	-0,06
D37	6,20	-7,80	7,50	5,00	21,55	22,75	-4,72
M38	12,00	-12,80	12,40	11,90	43,27	43,07	-5,92
B75	-0,20	0,10	-0,10	-2,40	-3,93	-2,55	-0,06
B76	-0,20	0,10	-0,10	-0,90	-1,68	-1,20	-0,06
D38	6,20	-7,80	7,50	5,00	21,55	22,75	-4,72
M39	18,40	-11,50	11,20	18,70	60,46	55,51	2,30
B77	-0,20	0,10	-0,10	-2,40	-3,93	-2,55	-0,06
B78	-0,20	0,10	-0,10	-0,90	-1,68	-1,20	-0,06
D39	6,20	-7,80	7,50	5,00	21,55	22,75	-4,72
M40	12,00	-12,80	12,40	11,90	43,27	43,07	-5,92
B79	-0,20	0,10	-0,10	-2,40	-3,93	-2,55	-0,06

Elementos	Peso próprio	Vento de sucção	Vento de sobressão	Trem tipo	C1	C2	C3
B80	-0,20	0,10	-0,10	-0,90	-1,68	-1,20	-0,06
D40	6,20	-7,80	7,50	5,00	21,55	22,75	-4,72
M41	18,40	-11,50	11,20	18,70	60,46	55,51	2,30
B81	-0,20	0,10	-0,10	-2,40	-3,93	-2,55	-0,06
B82	-0,20	0,10	-0,10	-0,90	-1,68	-1,20	-0,06
D41	6,20	-7,80	7,50	5,00	21,55	22,75	-4,72
M42	12,00	-12,80	12,40	11,90	43,27	43,07	-5,92
B83	-0,20	0,10	-0,10	-2,40	-3,93	-2,55	-0,06
B84	-0,20	0,10	-0,10	-0,90	-1,68	-1,20	-0,06
D42	6,20	-7,80	7,50	5,00	21,55	22,75	-4,72
M43	18,40	-11,50	11,20	18,70	60,46	55,51	2,30
B85	-0,20	0,10	-0,10	-2,40	-3,93	-2,55	-0,06
B86	-0,20	0,10	-0,10	-0,90	-1,68	-1,20	-0,06
D43	6,20	-7,80	7,50	5,00	21,55	22,75	-4,72
M44	12,00	-12,80	12,40	11,90	43,27	43,07	-5,92
B87	-0,20	0,10	-0,10	-2,40	-3,93	-2,55	-0,06
B88	-0,20	0,10	-0,10	-0,90	-1,68	-1,20	-0,06
D44	6,20	-7,80	7,60	5,00	21,63	22,89	-4,72
M45	18,40	-11,50	11,20	18,70	60,46	55,51	2,30
B89	-0,20	0,10	-0,10	-2,40	-3,93	-2,55	-0,06
B90	-0,20	0,10	-0,10	-0,90	-1,68	-1,20	-0,06
D45	6,20	-7,70	7,50	5,00	21,55	22,75	-4,58
M46	12,10	-12,80	12,40	11,90	43,39	43,20	-5,82
B91	-0,20	0,10	-0,10	-2,40	-3,93	-2,55	-0,06
B92	-0,10	0,10	-0,10	-0,90	-1,56	-1,08	0,04
D46	6,10	-7,80	7,60	5,00	21,51	22,77	-4,82
M47	18,40	-11,50	11,20	18,70	60,46	55,51	2,30
B93	-0,40	0,00	0,00	-2,40	-4,10	-2,66	-0,40
B94	-0,10	0,10	-0,10	-0,90	-1,56	-1,08	0,04
D47	6,40	-7,70	7,50	5,00	21,80	23,00	-4,38
M48	12,10	-12,70	12,40	11,90	43,39	43,20	-5,68
B95	-0,40	0,00	0,00	-2,40	-4,10	-2,66	-0,40
B96	0,20	0,30	-0,30	-1,00	-1,50	-1,07	0,62
D48	5,90	-7,90	7,70	4,90	21,19	22,57	-5,16
M49	18,40	-11,50	11,20	18,70	60,46	55,51	2,30
B97	-1,60	0,50	-0,50	-2,60	-6,32	-5,04	-0,90
B98	0,20	0,30	-0,30	-1,00	-1,50	-1,07	0,62
D49	7,50	-8,60	8,40	5,20	24,23	25,82	-4,54
M50	13,40	-15,10	14,70	12,60	48,00	48,67	-7,74
B99	-1,60	0,50	-0,50	-2,60	-6,32	-5,04	-0,90
B100	3,60	-3,20	3,10	0,20	7,40	9,02	-0,88
D50	2,90	-3,60	3,50	3,70	12,12	11,86	-2,14
M51	-4,10	13,20	-12,90	-2,60	-19,86	-25,53	14,38

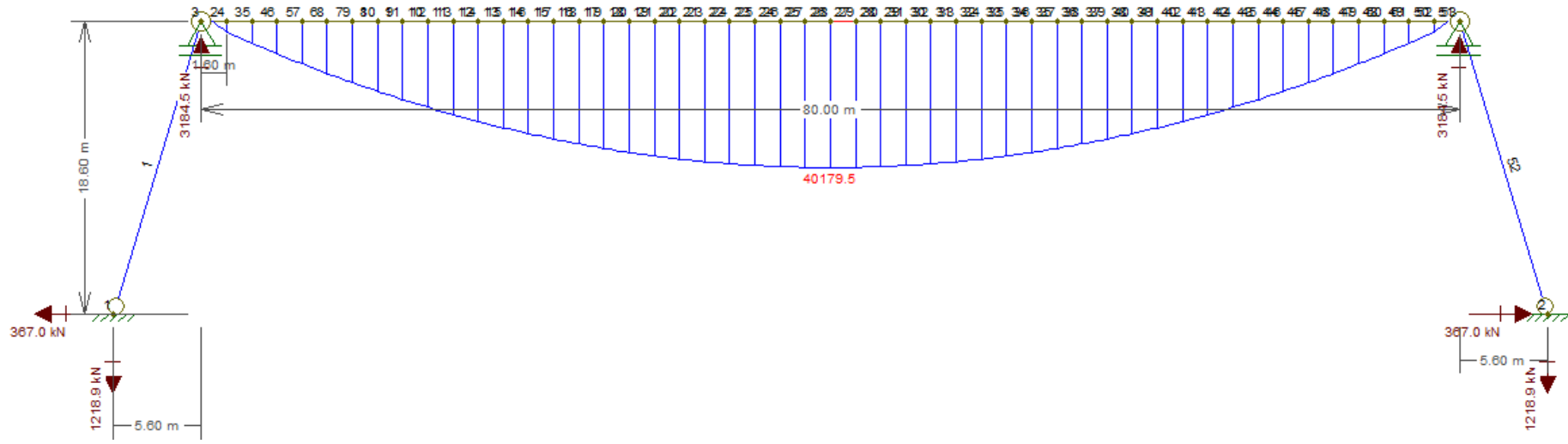
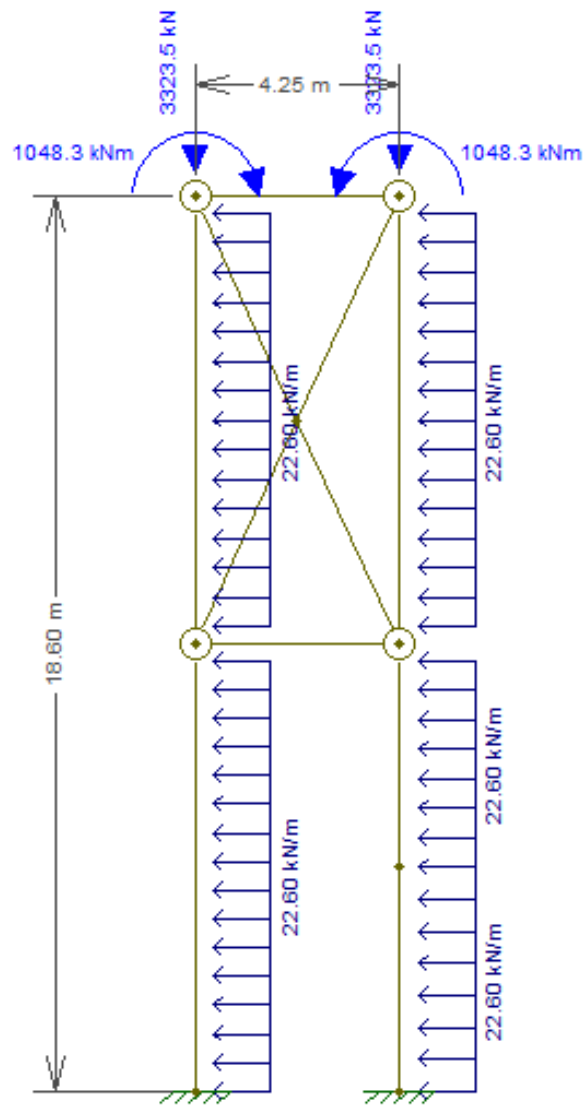


Diagrama de Momento Fletor

- PILAR



Esquema de Análise do Pilar

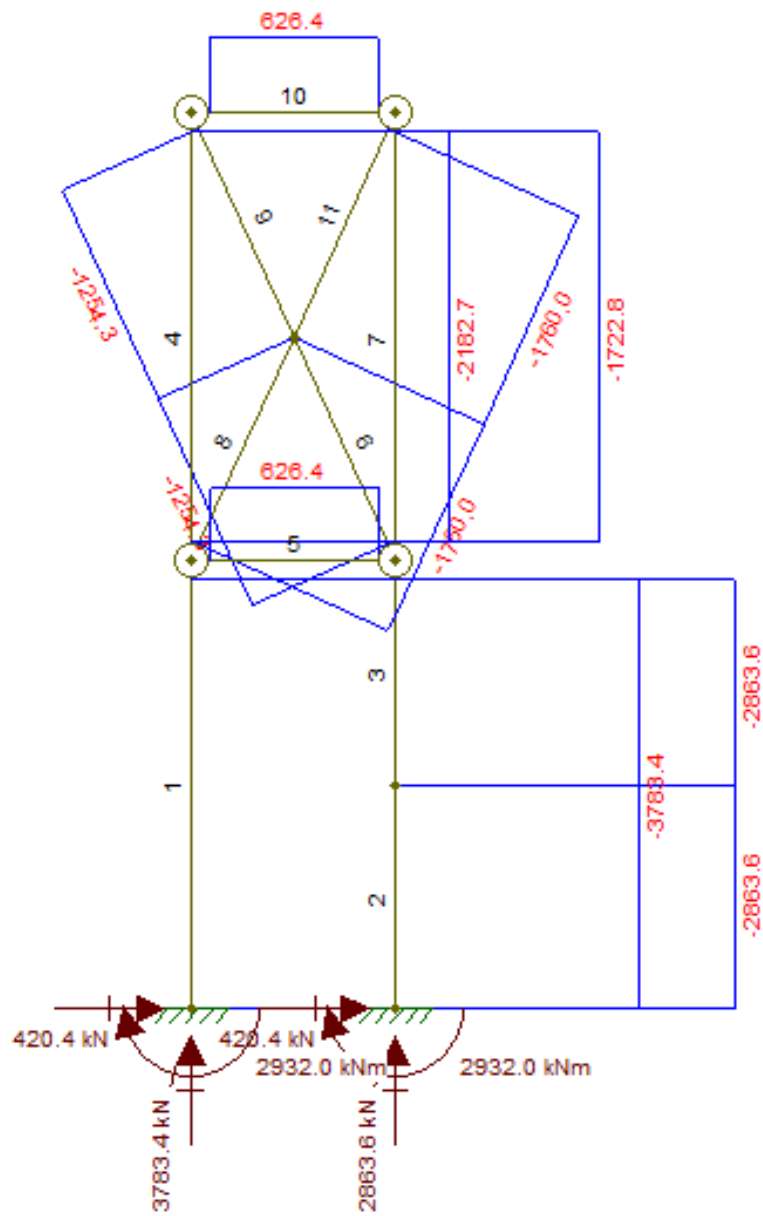


Diagrama de Esforços Normais (kN)

APÊNDICE II

Esforços para o bloco com 4 estacas:

ESTAQV VS 1.01 (1998) SUGESTÕES : andrerpm@uol.com.br

INFORMAÇÕES GERAIS DA OBRA

Nome da Empresa

Nome da Obra

Cidade Bloco

ESFORÇOS EXTERNOS E DIMENSÕES

F_x (kgf)	F_y (kgf)	F_z + Bloco(kgf)
0	-36700	-96063,25
M_x (kgm)	M_y (kgm)	D (m)
0	0	1,35

ESTAQUEAMENTO VERTICAL

LEGENDA E REGRAS

F_{x,y,z}-forças axiais externas segundo os eixos x,y e z;

M_{x,y}-momentos externos segundo os eixos x e y;

L_i-comprimento livre da estaca E_i;

A_i-area secao reta da estaca E_i;

E_i-modulo elasticidade material estaca E_i;

J_{x_i,y_i}-momento de inercia da secao reta da estaca E_i,segundo os eixos x e y;

NOTAS :

- 1-quando as estacas tiverem as mesmas características fisicas e geometricas, fazer L_i,A_i,E_i,J_{x_i} e J_{y_i} iguais a 1;
- 2-o sistema de referencia tem origem em qual quer ponto do plano X,Y;
- 3-usa a regra do saca-rolhas p/ os momentos

DADOS GEOMÉTRICOS E FÍSICOS DAS ESTACAS

NÚMERO DE ESTACAS Est. Iguais

EST.i	X _i (m)	Y _i (m)	L _i (m)	A _i (cm ²)	E _i (kgf/cm ²)	J _{x_i} (cm ⁴)	J _{y_i} (cm ⁴)
Est.1	-0,875	0,875	1	1	1	1	1
Est.2	0,875	0,875	1	1	1	1	1
Est.3	-0,875	-0,875	1	1	1	1	1
Est.4	0,875	-0,875	1	1	1	1	1

Esforços N_i, H_i, V_i, M_{x_i} e M_{y_i} Nas Estacas

EST.i	N _i (kgf)	H _i (kgf)	V _i (kgf)	M _{x_i} (kgf.m)	M _{y_i} (kgf.m)
Est.1	-38.171,53	0,00	-9.175,00	-4.587,50	0,00
Est.2	-38.171,53	0,00	-9.175,00	-4.587,50	0,00
Est.3	-9.860,10	0,00	-9.175,00	-4.587,50	0,00
Est.4	-9.860,10	0,00	-9.175,00	-4.587,50	0,00
SOMA	-96.063,25	0,00	-36.700,00	---	0,00

Exibir

Imp. Figura

Esforços para o bloco com 6 estacas:

ESTAQV VS 1.01 (1998) SUGESTÕES : andrerpm@uol.com.br

INFORMAÇÕES GERAIS DA OBRA

Nome da Empresa

Nome da Obra

Cidade Bloco

ESFORÇOS EXTERNOS E DIMENSÕES

Fx (kgf)	Fy (kgf)	Fz + Bloco(kgf)
0	42040	438820
Mx (kgm)	My (kgm)	D (m)
293200	0	1,60

LEGENDA E REGRAS

Fx,y,z-forças axiais externas segundo os eixos x,y e z;
 Mx,y -momentos externos segundo os eixos x e y;
 Li-comprimento livre da estaca Ei;
 Ai-área seção reta da estaca Ei;
 Ei-modulo elasticidade material estaca Ei;
 Jxi,yi-momento de inercia da seção reta da estaca Ei,segundo os eixos x e y;

NOTAS :

- 1-quando as estacas tiverem as mesmas características físicas e geométricas, fazer Li,Ai,Ei,Jxi e Jyi iguais a 1;
- 2-o sistema de referencia tem origem em qual quer ponto do plano X,Y;
- 3-use a regra do saca-rolhas p/ os momentos

DADOS GEOMÉTRICOS E FÍSICOS DAS ESTACAS

NÚMERO DE ESTACAS Est. Iguais

EST.i	Xi (m)	Yi (m)	Li (m)	Ai (cm²)	Ei (kgf/cm²)	Jxi (cm4)	Jyi (cm4)
Est.1	-1,75	0,925	1	1	1	1	1
Est.2	0	0,925	1	1	1	1	1
Est.3	1,75	0,925	1	1	1	1	1
Est.4	-1,75	-0,925	1	1	1	1	1
Est.5	0	-0,925	1	1	1	1	1
Est.6	1,75	-0,925	1	1	1	1	1

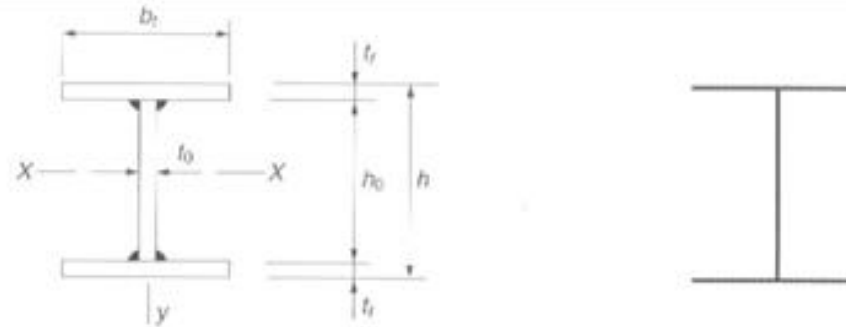
Esforços Ni, Hi, Vi, Mxi e Myi Nas Estacas

EST.i	Ni (kgf)	Hi (kgf)	Vi (kgf)	Mxi (kgf.m)	Myi (kgf.m)
Est.1	32.427,48	0,00	7.006,67	3.503,33	
Est.2	32.427,48	0,00	7.006,67	3.503,33	
Est.3	32.427,48	0,00	7.006,67	3.503,33	
Est.4	113.845,86	0,00	7.006,67	3.503,33	
Est.5	113.845,86	0,00	7.006,67	3.503,33	
Est.6	113.845,86	0,00	7.006,67	3.503,33	
SOMA	438.820,00	0,00	42.040,00	-----	

Exibir

ANEXO I

Tabela - Perfis Soldados - Série CVS para Vigas e Colunas



Perfil	Massa	Alt	Área	Alma		Mesa		Eixo X-X				Eixo Y-Y			Solda	i_x/i_y	i_x	J		
CVS	m	h	A	t_w	h_0	t_f	b_f	I_x	W_x	i_x	Z_x	I_y	W_y	i_y	b		cm	cm ⁴	$b/2t_f$	h_0/t_w
	kg/m	mm	cm ²	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm	mm					
300 × 47	47,5	300	60,5	8,0	281	9,5	200	9 499	633	12,53	710	1 268	127	4,58	5	2,7	5,28	16	10,5	35,1
300 × 57	56,5	300	72,0	8,0	275	12,5	200	11 725	782	12,76	870	1 668	167	4,81	5	2,7	5,39	31	8,0	34,4
300 × 67	67,1	300	85,4	8,0	268	16,0	200	14 202	947	12,89	1 052	2 134	213	5,00	6	2,6	5,48	59	6,3	33,5
300 × 70	70,2	300	89,5	9,5	268	16,0	200	14 442	963	12,71	1 079	2 135	214	4,89	6	2,6	5,43	62	6,3	28,2
300 × 79	79,2	300	100,9	9,5	262	19,0	200	16 449	1 097	12,77	1 231	2 535	254	5,01	6	2,5	5,48	99	5,3	27,6
300 × 85	85,4	300	108,8	12,5	262	19,0	200	16 899	1 127	12,47	1 282	2 538	254	4,83	6	2,6	5,40	109	5,3	21,0
300 × 95	95,4	300	121,5	12,5	255	22,4	200	19 031	1 269	12,52	1 447	2 991	299	4,96	8	2,5	5,46	166	4,5	20,4
300 × 55	54,9	300	70,0	8,0	281	9,5	250	11 504	767	12,82	848	2 475	198	5,95	5	2,2	6,71	19	13,2	35,1
300 × 66	66,3	300	84,5	8,0	275	12,5	250	14 310	954	13,01	1 050	3 256	261	6,21	5	2,1	6,83	37	10,0	34,4
300 × 80	79,6	300	101,4	8,0	268	16,0	250	17 432	1 162	13,11	1 280	4 168	333	6,41	6	2,0	6,91	73	7,8	33,5
300 × 83	82,8	300	105,5	9,5	268	16,0	250	17 672	1 178	12,94	1 307	4 169	333	6,29	6	2,1	6,86	76	7,8	28,2
300 × 94	94,1	300	119,9	9,5	262	19,0	250	20 206	1 347	12,98	1 498	4 950	396	6,43	6	2,0	6,92	122	6,6	27,6
300 × 100	100,3	300	127,8	12,5	262	19,0	250	20 655	1 377	12,72	1 549	4 952	396	6,23	6	2,0	6,83	131	6,6	21,0
300 × 113	113,0	300	143,9	12,5	255	22,4	250	23 355	1 557	12,74	1 758	5 837	467	6,37	8	2,0	6,90	204	5,6	20,4

Tabela - Perfis Soldados - Série CVS para Vigas e Coluna

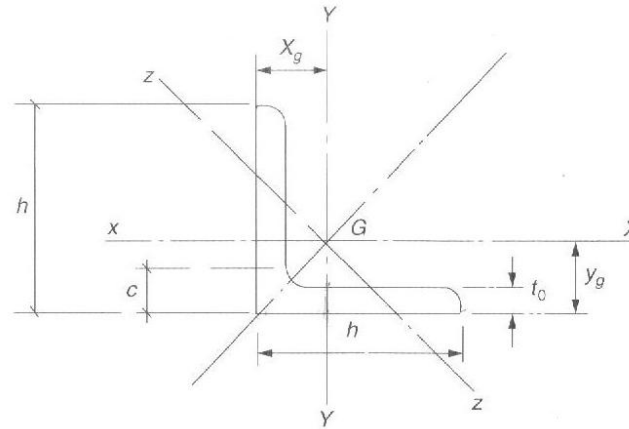
Perfil	Massa	Alt.	Área	Alma		Mesa		Eixo X-X			Eixo Y-Y			Solda	i_x/i_y	i_y	J			
CVS	m	h	A	t_0	h_0	t_f	b_f	I_x	W_x	i_x	Z_x	I_y	W_y	i_y	b				$b_f/2t_f$	h_0/t_0
	kg/m	mm	cm ²	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm	mm		cm ⁴			
350 × 73	73,3	350	93,4	9,5	325	12,5	250	20 524	1 173	14,83	1 306	3 258	261	5,91	5	2,5	6,69	42	10,0	34,2
350 × 87	86,5	350	110,2	9,5	318	16,0	250	24 874	1 421	15,02	1 576	4 169	334	6,15	6	2,4	6,80	77	7,8	33,5
350 × 98	97,8	350	124,6	9,5	312	19,0	250	28 454	1 626	15,11	1 803	4 950	396	6,30	6	2,4	6,87	123	6,6	32,8
350 × 105	105,2	350	134,0	12,5	312	19,0	250	29 213	1 669	14,77	1 876	4 953	396	6,08	6	2,4	6,77	135	6,6	25,0
350 × 118	117,9	350	150,2	12,5	305	22,4	250	33 058	1 889	14,84	2 126	5 838	467	6,24	8	2,4	6,84	207	5,6	24,4
350 × 128	127,6	350	162,5	12,5	300	25,0	250	35 885	2 051	14,86	2 313	6 515	521	6,33	8	2,3	6,88	280	5,0	24,0
350 × 136	135,8	350	173,0	16,0	300	25,0	250	36 673	2 096	14,56	2 391	6 521	522	6,14	8	2,4	6,80	301	5,0	18,8
400 × 87	86,8	400	110,6	9,5	375	12,5	300	32 339	1 617	17,10	1 787	5 628	375	7,13	5	2,4	8,05	50	12,0	39,5
400 × 103	102,8	400	131,0	9,5	368	16,0	300	39 355	1 968	17,34	2 165	7 203	480	7,42	6	2,3	8,18	92	9,4	38,7
400 × 116	116,5	400	148,4	9,5	362	19,0	300	45 161	2 258	17,45	2 483	8 553	570	7,59	6	2,3	8,26	148	7,9	38,1
400 × 125	125,0	400	159,3	12,5	362	19,0	300	46 347	2 317	17,06	2 581	8 556	570	7,33	6	2,3	8,14	161	7,9	29,0
400 × 140	140,4	400	178,8	12,5	355	22,4	300	52 632	2 632	17,16	2 932	10 086	672	7,51	8	2,3	8,22	248	6,7	28,4
400 × 152	152,1	400	193,8	12,5	350	25,0	300	57 279	2 864	17,19	3 195	11 256	750	7,62	8	2,3	8,27	335	6,0	28,0
400 × 162	161,7	400	206,0	16,0	350	25,0	300	58 529	2 926	16,86	3 303	11 262	751	7,39	8	2,3	8,17	360	6,0	21,9
450 × 116	116,4	450	148,3	12,5	418	16,0	300	52 834	2 348	18,88	2 629	7 207	480	6,97	6	2,7	7,97	109	9,4	33,4
450 × 130	129,9	450	165,5	12,5	412	19,0	300	60 261	2 678	19,08	2 987	8 557	570	7,19	6	2,7	8,07	164	7,9	33,0
450 × 141	141,2	450	179,9	16,0	412	19,0	300	62 301	2 769	18,61	3 136	8 564	571	6,90	8	2,7	7,93	193	7,9	25,8
450 × 156	156,4	450	199,2	16,0	405	22,4	300	70 362	3 127	18,79	3 530	10 094	673	7,12	8	2,6	8,04	280	6,7	25,3
450 × 168	168,0	450	214,0	16,0	400	25,0	300	76 346	3 393	18,89	3 828	11 264	751	7,25	8	2,6	8,10	367	6,0	25,0
450 × 177	177,4	450	226,0	19,0	400	25,0	300	77 946	3 464	18,57	3 948	11 273	752	7,06	10	2,6	8,01	404	6,0	21,1
450 × 188	188,1	450	239,6	22,4	400	25,0	300	79 759	3 545	18,25	4 084	11 287	752	6,86	10	2,7	7,91	462	6,0	17,9
450 × 206	206,1	450	262,5	19,0	387	31,5	300	92 088	4 093	18,73	4 666	14 197	946	7,35	10	2,5	8,15	714	4,8	20,4
450 × 216	216,4	450	275,7	22,4	387	31,5	300	93 730	4 166	18,44	4 794	14 211	947	7,18	13	2,6	8,07	770	4,8	17,3

Tabela - Perfis Soldados - Série CVS para Vigas e Coluna

Perfil	Massa	Alt.	Área	Alma		Mesa		Eixo X-X				Eixo Y-Y			Solda	i_x/i_p	i_y	J	$b_0/2t_f$	h_0/t_0
				t_0	h_0	t_f	b_f	I_x	W_x	i_x	Z_x	I_y	W_y	i_y						
CVS	m	h	A	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm	mm	cm	cm ⁴			
	kg/m	mm	cm ²																	
600 × 190	189,9	600,0	241,9	16,0	562	19,0	400	151 986	5 066	25,06	5 679	20 286	1 014	9,16	8	2,7	10,55	260	10,5	35,1
600 × 210	210,4	600,0	268,0	16,0	555	22,4	400	172 356	5 745	25,36	6 408	23 912	1 196	9,45	8	2,7	10,70	376	8,9	34,7
600 × 226	226,1	600,0	288,0	16,0	550	25,0	400	187 600	6 253	25,52	6 960	26 685	1 334	9,63	8	2,7	10,78	492	8,0	34,4
600 × 239	239,0	600,0	304,5	19,0	550	25,0	400	191 759	6 392	25,09	7 187	26 698	1 335	9,36	10	2,7	10,66	542	8,0	28,9
600 × 278	277,9	600,0	354,0	19,0	537	31,5	400	228 338	7 611	25,40	8 533	33 631	1 682	9,75	10	2,6	10,84	956	6,3	28,3
600 × 292	292,2	600,0	372,3	22,4	537	31,5	400	232 726	7 758	25,00	8 778	33 650	1 683	9,51	13	2,6	10,73	1 035	6,3	24,0
600 × 328	327,8	600,0	417,6	22,4	525	37,5	400	264 668	8 822	25,18	9 981	40 049	2 002	9,79	13	2,6	10,86	1 603	5,3	23,4
600 × 339	338,5	600,0	431,3	25,0	525	37,5	400	267 803	8 927	24,92	10 160	40 068	2 003	9,64	13	2,6	10,79	1 680	5,3	21,0
600 × 372	372,3	600,0	474,2	22,4	510	45,0	400	302 592	10 086	25,26	11 447	48 048	2 402	10,07	13	2,5	10,98	2 621	4,4	28,8
600 × 412	412,1	600,0	525,0	25,0	500	50,0	400	329 375	10 979	25,05	12 563	53 398	2 670	10,09	13	2,5	10,99	3 594	4,0	20,0
650 × 211	211,1	650,0	268,9	16,0	612	19,0	450	200 828	6 179	27,33	6 893	28 877	1 283	10,36	8	2,6	11,90	289	11,8	38,3
650 × 234	234,3	650,0	298,4	16,0	605	22,4	450	228 156	7 020	27,65	7 791	34 041	1 513	10,68	8	2,6	12,06	420	10,0	37,8
650 × 252	252,0	650,0	321,0	16,0	600	25,0	450	248 644	7 651	27,83	8 471	37 989	1 688	10,88	8	2,6	12,15	551	9,0	37,5
650 × 266	266,1	650,0	339,0	19,0	600	25,0	450	254 044	7 817	27,38	8 741	38 003	1 689	10,59	10	2,6	12,02	606	9,0	31,6
650 × 282	282,1	650,0	359,4	22,4	600	25,0	450	260 164	8 005	26,91	9 047	38 025	1 690	10,29	13	2,6	11,86	694	9,0	26,8
650 × 310	310,1	650,0	395,0	19,0	587	31,5	450	303 386	9 335	27,71	10 404	47 874	2 128	11,01	10	2,5	12,21	1 072	7,1	30,9
650 × 326	325,8	650,0	415,0	22,4	587	31,5	450	309 117	9 511	27,29	10 697	47 896	2 129	10,74	13	2,5	12,09	1 158	7,1	26,2
650 × 351	350,7	650,0	446,8	19,0	575	37,5	450	347 034	10 678	27,87	11 906	56 986	2 533	11,29	10	2,5	12,34	1 713	6,0	30,3
650 × 366	366,0	650,0	466,3	22,4	575	37,5	450	352 421	10 844	27,49	12 187	57 007	2 534	11,06	13	2,5	12,24	1 797	6,0	25,7
650 × 416	416,4	650,0	530,4	22,4	560	45,0	450	404 065	12 433	27,60	14 007	68 396	3 040	11,36	13	2,4	12,37	2 944	5,0	25,0
650 × 461	416,2	650,0	587,5	25,0	550	50,0	450	440 599	13 557	27,39	15 391	76 009	3 378	11,37	13	2,4	12,38	4 036	4,5	22,0

ANEXO II

Tabela - Cantoneiras - Abas Iguais



$h \times h$ mm	h mm	t_0 mm	c mm	Massa kg/m	Área cm ²	$I_x = I_y$ cm ⁴	$W_x = W_y$ cm ³	$i_x = i_y$ cm	$i_{z \text{ min}}$ cm	$i_{z \text{ max}}$ cm	$x_g = y_g$ cm
64 × 64	63,5	6,3	12,7	6,1	7,68	29,1	6,4	1,95	1,24	2,45	1,83
64 × 64	63,5	7,9	14,3	7,4	9,48	35,4	7,8	1,93	1,24	2,43	1,88
64 × 64	63,5	9,5	15,9	8,8	11,16	40,8	9,1	1,91	1,22	2,41	1,93
76 × 76	76,2	7,9	15,9	9,1	11,48	62,4	11,6	2,33	1,50	2,94	2,21
76 × 76	76,2	9,5	17,5	10,7	13,61	74,9	14,0	2,35	1,47	2,92	2,26
76 × 76	76,2	11,11	19,1	12,4	15,68	83,3	15,7	2,30	1,47	2,91	2,31
76 × 76	76,2	12,7	20,6	14,0	17,74	91,6	17,5	2,27	1,47	2,86	2,36
102 × 102	101,6	7,9	18,0	12,2	15,50	154,0	21,0	3,15	2,00		2,84
102 × 102	101,6	9,5	19,1	14,6	18,45	183,1	25,1	3,15	2,00	3,96	2,90
102 × 102	101,6	12,7	22,2	19,1	24,19	233,1	32,4	3,10	1,98	3,91	3,00
102 × 102	101,6	15,9	25,4	23,4	29,74	278,9	39,4	3,06	1,96	3,86	3,12

Tabela - Cantoneira Abas Iguais

Perfil	Dimensões		Área	Massa	$I_x = I_y$	$W_x = W_y$	$i_x = i_y$	i_{\max}	i_{\min}	$x_g = y_g$
h (mm)	h (pol)	t_0 (mm)	cm ² (mm)	kg/m	cm ⁴	cm ³	cm	cm	cm	cm
38,1	1 1/2 × 1 1/2	3,2	2,32	1,83	3,32	1,14	1,19	1,50	0,76	1,06
		4,8	3,42	2,68	4,57	1,63	1,16	1,47	0,73	1,11
		6,3	4,45	3,48	5,82	2,13	1,14	1,44	0,73	1,19
		7,9	5,42	4,26	6,65	4,53	1,11	1,39	0,73	1,24
44,4	1 3/4 × 1 3/4	3,2	2,70	2,14	5,41	1,63	1,39	1,76	0,88	1,21
		4,8	3,99	3,15	7,49	2,29	1,37	1,73	0,88	1,29
		6,3	5,22	4,12	9,57	3,11	1,34	1,69	0,86	1,34
		7,9	6,45	5,05	11,23	3,77	1,32	1,66	0,86	1,39
		9,5	7,61	5,94	12,90	4,26	1,29	1,61	0,86	1,45
50,8	2 × 2	3,2	3,09	2,46	7,90	2,13	1,60	2,03	1,01	1,39
		4,8	4,58	3,63	11,23	3,11	1,57	1,99	0,99	1,44
		6,3	6,06	4,76	14,56	4,09	1,54	1,94	0,99	1,49
		7,9	7,41	5,83	17,48	4,91	1,52	1,91	0,99	1,54
		9,5	8,77	6,99	19,97	5,73	1,49	1,86	0,99	1,62

ANEXO III

Tabela - Perfis Soldados - Série CVS para Vigas e Coluna

Perfil	Massa	Alt.	Área	Alma		Mesa		Eixo X-X				Eixo Y-Y			Solda	t_f/l_f	t_f	J	$b/2t_f$	h_x/h_0
				t_c	h_0	t_f	b_f	I_x	W_x	i_x	Z_x	I_y	W_y	i_y						
CS	m	h	A	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm	mm	cm	cm ⁴			
600 × 250	249,6	600	317,9	16,0	562	19,0	600	216 146	7 205	26,07	7 887	68 419	2 281	14,67	8	1,8	16,28	351	15,8	35,1
600 × 281	280,7	600	357,6	16,0	555	22,4	600	247 125	8 237	26,29	8 996	80 659	2 689	15,02	8	1,8	16,44	525	13,4	34,7
600 × 305	304,6	600	388,0	16,0	550	25,0	600	270 308	9 010	26,39	9 835	90 019	3 001	15,23	8	1,7	16,53	700	12,0	34,4
600 × 318	317,5	600	404,5	19,0	550	25,0	600	274 468	9 149	26,05	10 062	90 031	3 001	14,92	10	1,7	16,39	751	12,0	28,9
600 × 377	376,8	600	480,0	19,0	537	31,5	600	330 248	11 008	26,23	12 114	113 431	3 781	15,37	10	1,7	16,59	1 373	9,5	28,3
600 × 391	391,2	600	498,3	22,4	537	31,5	600	334 635	11 155	25,91	12 360	113 450	3 782	15,09	13	1,7	16,47	1 451	9,5	24,0
600 × 402	402,1	600	512,3	25,0	537	31,5	600	337 991	11 266	25,69	12 547	113 470	3 782	14,88	13	1,7	16,38	1 530	9,5	21,5
600 × 432	431,6	600	549,8	19,0	525	37,5	600	379 396	12 647	26,27	13 965	135 030	4 501	15,67	10	1,7	16,71	2 229	8,0	27,6
600 × 446	445,6	600	567,6	22,4	525	37,5	600	383 496	12 783	25,99	14 200	135 049	4 502	15,42	13	1,7	16,61	2 306	8,0	23,4
600 × 456	456,3	600	581,3	25,0	525	37,5	600	386 631	12 888	25,79	14 379	135 068	4 502	15,24	13	1,7	16,54	2 383	8,0	21,0
600 × 483	483,1	600	615,4	31,5	525	37,5	600	394 469	13 149	25,32	14 827	135 137	4 505	14,82	16	1,7	16,35	2 656	8,0	16,7
600 × 550	550,0	600	700,7	31,5	510	45,0	600	451 566	15 052	25,39	17 033	162 133	5 404	15,21	16	1,7	16,52	4 176	6,7	16,2
650 × 305	304,6	650	388,0	16,0	605	22,4	650	316 423	9 736	28,56	10 603	102 547	3 155	16,26	8	1,8	17,80	570	14,5	37,8
650 × 330	330,5	650	421,0	16,0	600	25,0	650	346 352	10 657	28,68	11 596	114 448	3 521	16,49	8	1,7	17,90	759	13,0	37,5
650 × 345	344,6	650	439,0	19,0	600	25,0	650	351 752	10 823	28,31	11 866	114 461	3 522	16,15	10	1,8	17,75	814	13,0	31,6
650 × 395	395,2	650	503,4	16,0	587	31,5	650	418 935	12 890	28,85	14 042	144 198	4 437	16,92	8	1,7	18,09	1 435	10,3	36,7
650 × 409	409,0	650	521,0	19,0	587	31,5	650	423 991	13 046	28,53	14 300	144 212	4 437	16,64	10	1,7	17,97	1 489	10,3	30,9
650 × 425	424,7	650	541,0	22,4	587	31,5	650	429 722	13 222	28,18	14 593	144 233	4 438	16,33	13	1,7	17,83	1 574	10,3	26,2
650 × 437	436,7	650	556,3	25,0	587	31,5	650	434 104	13 357	27,94	14 817	144 255	4 439	16,10	13	1,7	17,73	1 660	10,3	23,5
650 × 468	468,4	650	596,8	19,0	575	37,5	650	487 894	15 012	28,59	16 500	171 673	5 282	16,96	10	1,7	18,10	2 417	8,7	30,3
650 × 484	483,8	650	616,3	22,4	575	37,5	650	493 280	15 178	28,29	16 781	171 694	5 283	16,69	13	1,7	17,99	2 501	8,7	25,7
650 × 496	495,5	650	631,3	25,0	575	37,5	650	497 399	15 305	28,07	16 996	171 715	5 284	16,49	13	1,7	17,90	2 585	8,7	23,0
650 × 525	524,9	650	668,6	31,5	575	37,5	650	507 697	15 621	27,56	17 533	171 790	5 286	16,03	16	1,7	17,70	2 884	8,7	18,3
650 × 598	597,7	650	761,4	31,5	560	45,0	650	582 398	17 920	27,66	20 166	206 115	6 342	16,45	16	1,7	17,89	4 532	7,2	17,8

ANEXO IV

Tabela - Especificações da Cordoalha



Características

- Produzidas com três camadas protetoras contra a corrosão:
 - Galvanização dos fios a quente, com gramatura de 200 g a 400 g de zinco por m², antes do encordoamento e da estabilização;
 - Filme de cera de petróleo - 12 g/m mín.;
 - Encapadas na cor preta, com polietileno de alta densidade, resistente aos raios ultravioleta, não deslizante sobre a cordoalha, com espessura mínima de 1,5 mm;
- Relaxação após 1.000 h, máx.= 2,5% para carga inicial de 70% da carga de ruptura;
- Módulo de elasticidade nominal: 195 kN/mm².

Especificações

Produto	Diâmetro nominal (mm)	Área aprox. (mm ²)	Área mínima (mm ²)	Massa aprox. (kg/km)	Carga mínima a 1% de deformação (kN)	Carga mínima de ruptura (kN)	Along. sob carga (em 610 mm)
Cord. CP 177 RB 12,7	12,7	101,4	98,7	900	154,3	171,4	3,5
Cord. CP 177 RB 15,7	15,7	150	147	1.290	229,7	261,0	3,5

ANEXO V

Tabela - Valores da Relação f_c/f_y entre Tensão Resistente à Compressão com Flambagem e Tensão de Escoamento para Curva de Flambagem da Norma

$$\lambda_0 = \frac{Kl}{i} \sqrt{\frac{Q f_y}{\pi^2 E}}$$

0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	λ_0
1,000	1,000	1,000	1,000	0,999	0,999	0,998	0,998	0,997	0,997	0,0
0,996	0,995	0,994	0,993	0,992	0,991	0,989	0,988	0,987	0,985	0,1
0,983	0,982	0,980	0,978	0,976	0,974	0,972	0,970	0,968	0,965	0,2
0,963	0,961	0,958	0,955	0,953	0,950	0,947	0,944	0,941	0,938	0,3
0,935	0,932	0,929	0,926	0,922	0,919	0,915	0,912	0,908	0,904	0,4
0,901	0,897	0,893	0,889	0,885	0,881	0,877	0,873	0,869	0,864	0,5
0,860	0,856	0,851	0,847	0,842	0,838	0,833	0,829	0,824	0,819	0,6
0,815	0,810	0,805	0,800	0,795	0,790	0,785	0,780	0,775	0,770	0,7
0,765	0,760	0,755	0,750	0,744	0,739	0,734	0,728	0,723	0,718	0,8
0,712	0,707	0,702	0,696	0,691	0,685	0,680	0,674	0,669	0,664	0,9
0,658	0,652	0,647	0,641	0,636	0,630	0,625	0,619	0,614	0,608	1,0
0,603	0,597	0,592	0,586	0,580	0,575	0,569	0,564	0,558	0,553	1,1
0,547	0,542	0,536	0,531	0,525	0,520	0,515	0,509	0,504	0,498	1,2
0,493	0,488	0,482	0,477	0,472	0,466	0,461	0,456	0,451	0,445	1,3
0,440	0,435	0,430	0,425	0,420	0,415	0,410	0,405	0,400	0,395	1,4
0,390	0,385	0,380	0,375	0,370	0,365	0,360	0,356	0,351	0,347	1,5
0,343	0,338	0,334	0,330	0,326	0,322	0,318	0,314	0,311	0,307	1,6
0,303	0,300	0,296	0,293	0,290	0,286	0,283	0,280	0,277	0,274	1,7
0,271	0,268	0,265	0,262	0,259	0,256	0,253	0,251	0,248	0,246	1,8
0,243	0,240	0,238	0,235	0,233	0,231	0,228	0,226	0,224	0,221	1,9
0,219	0,217	0,215	0,213	0,211	0,209	0,207	0,205	0,203	0,201	2,0
0,199	0,197	0,195	0,193	0,192	0,190	0,188	0,186	0,185	0,183	2,1
0,181	0,180	0,178	0,176	0,175	0,173	0,172	0,170	0,169	0,167	2,2
0,166	0,164	0,163	0,162	0,160	0,159	0,157	0,156	0,155	0,154	2,3
0,152	0,151	0,150	0,149	0,147	0,146	0,145	0,144	0,143	0,141	2,4
0,140	0,139	0,138	0,137	0,136	0,135	0,134	0,133	0,132	0,131	2,5
0,130	0,129	0,128	0,127	0,126	0,125	0,124	0,123	0,122	0,121	2,6
0,120	0,119	0,119	0,118	0,117	0,116	0,115	0,114	0,113	0,113	2,7
0,112	0,111	0,110	0,110	0,109	0,108	0,107	0,106	0,106	0,105	2,8
0,104	0,104	0,103	0,102	0,101	0,101	0,100	0,099	0,099	0,098	2,9
0,097										3,0

ANEXO VI

Tabela - Características Técnicas das Estacas BENATON

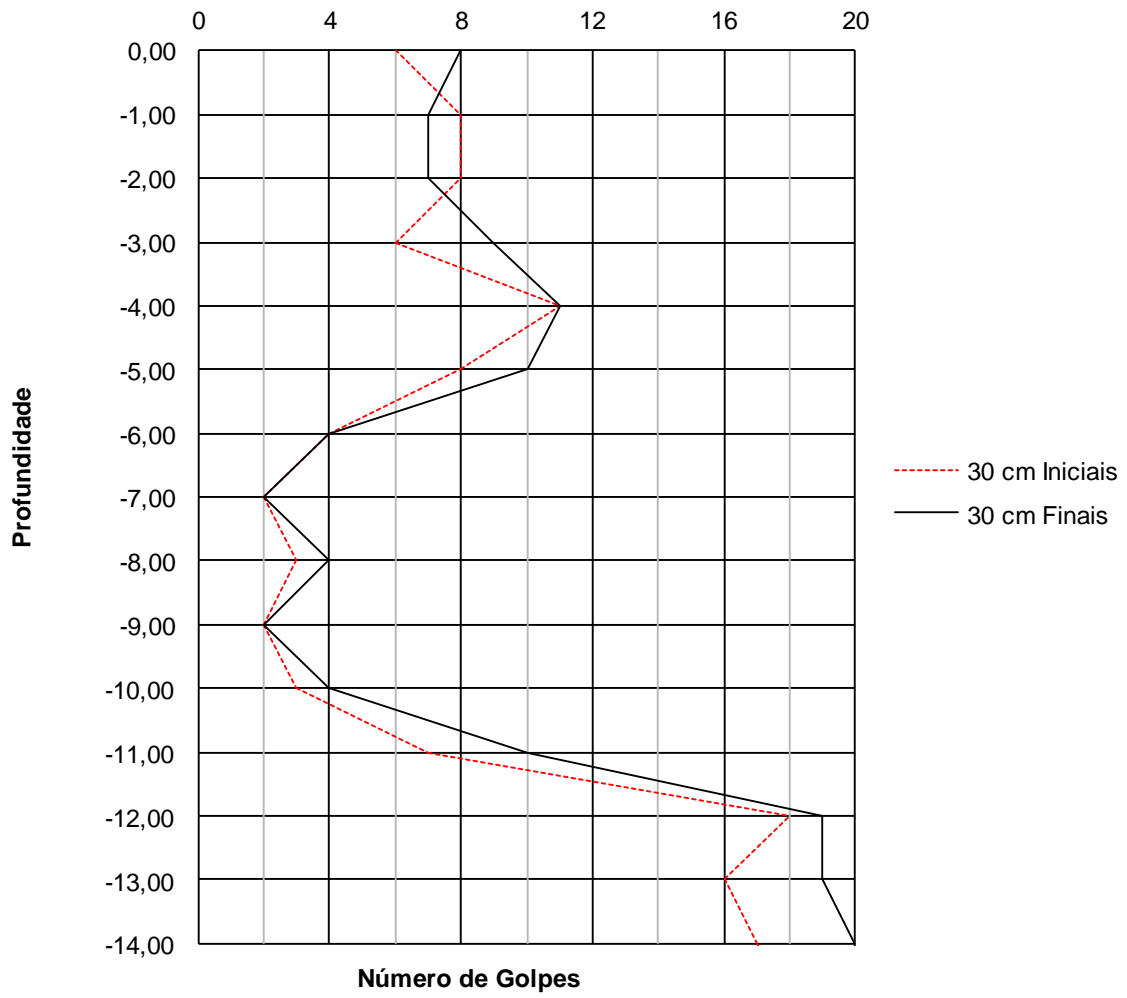
ESTACA	Área Cheia (cm ²)	Área de Concreto (cm ²)	Perímetro (cm)	Furo Central (cm)	Espessura da Parede (cm)	Massa (Kg / m)	Compressão Admissível (Nk) (tf)	Tração Admissível (Nk) (tf)
PRODUÇÃO NORMAL MACIÇAS								
15 x 15	225	225	60	X	X	55	26	5.12
17 x 17	289	289	68	X	X	70	35	5.12
21 x 21	441	441	84	X	X	108	56	7.37
23 x 23	529	529	92	X	X	129	70	7.37
26 x 26	676	676	104	X	X	165	91	9.75
PRODUÇÃO NORMAL VAZADAS								
30X30	900	685	120	16.5	6.7	167	94	10.24
Ø 33 17,5	855	614	104	17.5	7.8	150	74	10.00
Ø 38 20	1134	809	119	20.0	9.0	198	115	10.24
Ø 38 22	1134	768	119	22.0	8.0	188	109	10.24
Ø 42 20	1385	1061	131	20.0	11.0	259	153	12.80
Ø 42 24	1385	928	131	24.0	9.0	227	134	10.97
Ø 50 25	1963	1456	157	25.0	12.5	356	215	15.80
Ø 50 28	1963	1350	157	28.0	11.0	330	198	15.80
Ø 60 36	2827	1834	188	36.0	12.0	449.0	276.0	18.96
Ø 60 38	2827	1687	188	38.0	11.0	413.0	255.0	15.80
ESTACAS ESPECIAL VAZADAS								
Ø 70 43	3848	2384	219	43.0	13.5	584	362	24.38
Ø 70 46	3848	2206	219	46.0	12,0	540	335	22.12

ANEXO VII

Tabela - Sondagem SPT

Sondagem no Furo número 1							Projeto Final
Cota do N.A. 4,50 m							
Prof.	Tipo de Solo	Profundidade	Nr. Amostra	N.A. 24 h	1+2 15	2+3 15	Tipo de Solo
0,0	9	0,00	00		6	8	Silte Argiloso
1,0	9	-1,00	01		8	7	Silte Argiloso
2,0	9	-2,00	02		8	7	Silte Argiloso
3,0	1	-3,00	03		6	9	Areia
4,0	1	-4,00	04		11	11	Areia
5,0	1	-5,00	05		8	10	Areia
6,0	1	-6,00	06		4	4	Areia
7,0	14	-7,00	07		2	2	Argila Siltosa
8,0	14	-8,00	08		3	4	Argila Siltosa
9,0	14	-9,00	09		2	2	Argila Siltosa
10,0	9	-10,00	10		3	4	Silte Argiloso
11,0	9	-11,00	11		7	10	Silte Argiloso
12,0	1	-12,00	12		18	19	Areia
13,0	1	-13,00	13		16	19	Areia
14,0	1	-14,00	14		17	20	Areia
15,0	1	-15,00	15		18	20	Areia

Gráfico - Resultado do Ensaio SPT



ANEXO VIII

Relatório do Ensaio de Compactação

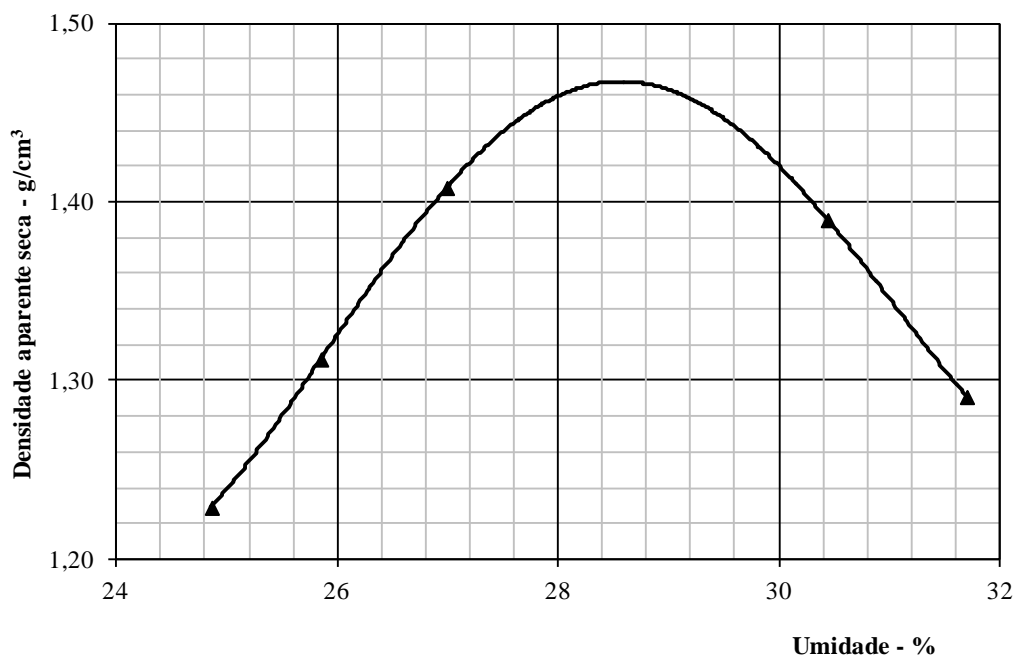
Poço: 1 Bloco: 1 Profundidade: 1,80m

Características do ensaio

Tipo: Proctor Normal	Número de camadas: 3 camadas						
Cilindro: Pequeno	Soquete: Pequeno	Número de golpes por camada: 26 camadas					
Número do cilindro	1	1	1	1	1	1	1
Água adicionada (g)	350	400	450	500	550		
Solo húmido compactado + molde (g)	3610	3730	3870	3895	3780	9190	3207
Molde (g)	2043	2043	2043	2043	2043	4837	1103
Solo húmido compactado (g)	1567	1687	1827	1852	1737	4353	2104
Volume do molde (cm ³)	1021,5	1021,5	1021,5	1021,5	1021,5	2083	813,95
Densidade aparente úmida (g/cm ³)	1,534	1,651	1,789	1,813	1,700	2,090	2,585
Número da Cápsula	30	37	32	21	93	91	302
Solo úmido+cápsula (g)	110,05	109,47	123,82	104,66	166,08	49,71	53,75
Solo seco + cápsula (g)	93,77	93,03	103,47	86,70	133,24	45,68	49,21
Cápsula (g)	28,28	29,44	28,08	27,69	29,67	14,50	13,85
Água (g)	16,28	16,44	20,35	17,96	32,84	4,03	4,54
Solo seco (g)	65,49	63,59	75,39	59,01	103,57	31,18	35,36
Umidade (%)	24,86	25,85	26,99	30,44	31,71	12,92	12,84
Densidade aparente seca (g/cm ³)	1,229	1,312	1,408	1,390	1,291	1,851	

Resultados dos Ensaio

Densidade aparente seca máxima	1,433 g/cm³	Umidade ótima	28,6 %
Índice suporte Califórnia (CBR)	2,6%	Índice de expansão	3,8 %



ANEXO IX

Relatório do Ensaio de Cisalhamento Direto

Tensões de ruptura

Ponto	s_v (kPa)	t_{max} (kPa)
01	49	49
02	100	97
03	198	169

Parâmetros da envoltória de ruptura

$f' =$	38,6	°
$c' =$	12,70	kPa

Parâmetros do Solo

σ_v kPa	Gs	γ_f kN/m ³	γ_d kN/m ³	ω_o %	e_o	S_o %	ω_f %
49	2,68	18,02	14,07	28,03	0,87	86,63	37,09
100	2,68	18,02	14,09	27,89	0,86	86,44	36,97
198	2,68	18,22	14,20	28,28	0,85	89,16	37,11
48	2,98	23,75	21,10	12,58	0,38	97,41	25,05
48	2,98	23,75	21,10	12,58	0,38	97,41	25,05

σ'_c = Tensão confinante

G_s = desindade real dos grãos

γ_f = Peso específico total

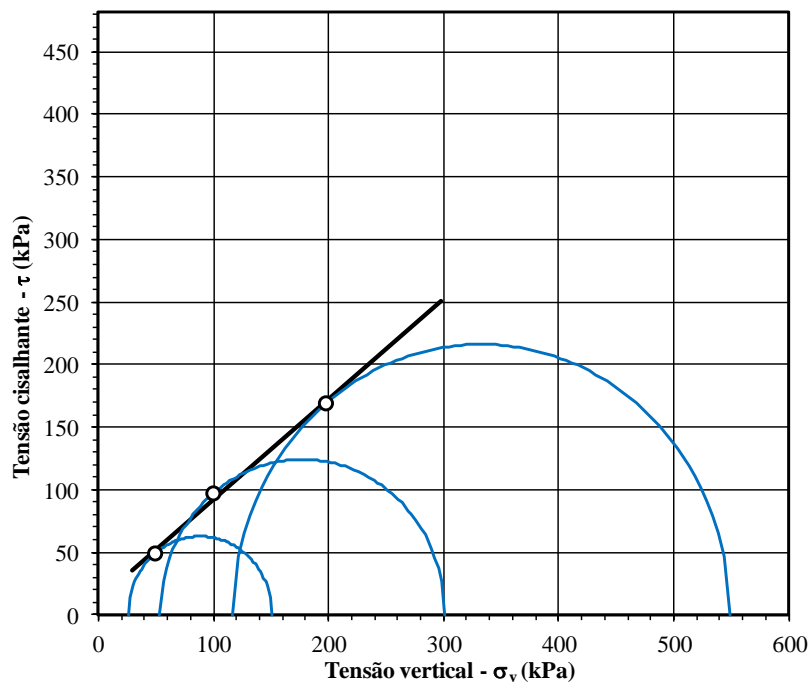
γ_d = Peso específico seco

ω_o = Teor de umidade inicial

e_o = Índice de Vazios Inicial

S_o = Grau de Saturação Inicial

ω_f = Teor de Umidade Final



ANEXO X

Relatório do Ensaio de Compressão Axial

Leit.def. (div.)	Leit.anél (div.)	Carga(kg)	Def.Vert.(mm)	Def.Esp.(%)	T.Aplic.(kg)	Corr.Defor.	T.Cor.(kPa)
L_1	L_2	$P=K*L_2$	$r=L_1*C_1$	$\varepsilon = r/H*100$	$T=P/A$	$C_2=1-\varepsilon/100$	$T*C_2$
0	0	0,000	0,00	0,000	0,00	1,0000	0,00
25	11	3,685	0,05	0,066	0,377	0,9993	37,63
50	34	11,390	0,10	0,133	1,164	0,9987	116,23
75	54	18,090	0,15	0,199	1,848	0,9980	184,47
100	68	22,780	0,20	0,266	2,328	0,9973	232,14
125	80	26,800	0,25	0,332	2,738	0,9967	272,93
150	92	30,820	0,30	0,398	3,149	0,9960	313,66
175	103	34,505	0,35	0,465	3,526	0,9954	350,93
190	111	37,185	0,38	0,505	3,800	0,9950	378,03
200	119	39,865	0,40	0,531	4,073	0,9947	405,17
250	126	42,210	0,50	0,664	4,313	0,9934	428,43
300	130	43,550	0,60	0,797	4,450	0,9920	441,44
350	131	43,89	0,70	0,930	4,48	0,9907	444,24
400	125	41,88	0,80	1,062	4,28	0,9894	423,33
450	119	39,87	0,90	1,195	4,07	0,9880	402,47
500	109	36,52	1,00	1,328	3,73	0,9867	368,15
550	94	31,49	1,10	1,461	3,22	0,9854	317,06
600	92	30,82	1,20	1,594	3,15	0,9841	309,90
650	89	29,82	1,30	1,726	3,05	0,9827	299,39
Massa Específica Aparente Úmida (g/cm ³)						19,56	
Umidade (%)						30,1	
Massa Específica Aparente Seca (g/cm ³)						15,03	
Resistência ao Cisalhamento Não Drenada - Su - (kPa)							222,12

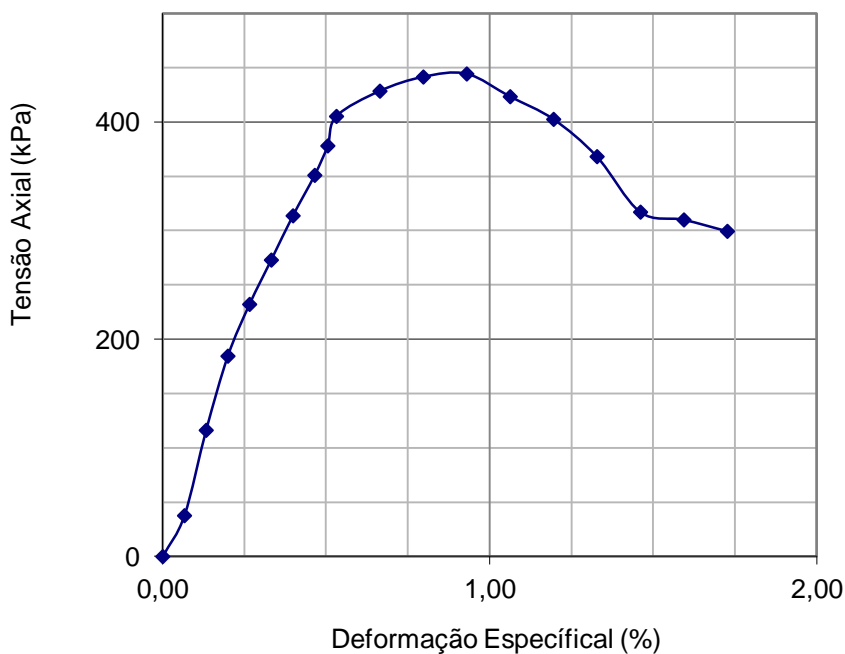


Gráfico - Ensaio de Compressão Axial

ANEXO XI

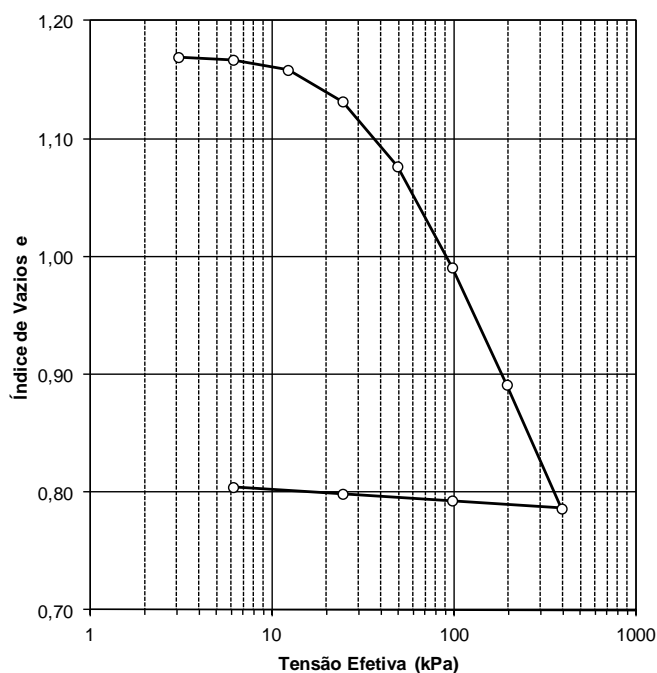
Relatório do Ensaio de Adensamento

Dados do Corpo de Prova

Diâmetro: 4,99 cm	Área inicial: 19,56 cm ²	Peso específico dos grãos: 26,07 kN/m ³
Altura inicial: 1,91 cm	Umidade inicial: 29,3 %	Peso total da amostra: 73,120 g
Volume da amostra: 37,35 cm ³	Índice vazios inicial: 0,76	Peso da amostra seca: 56,535 g
Volume de sólidos: 21,25 cm ³	Grau saturação inicial: 103,0 %	Peso específico: 19,19 kN/m ³
Volume de vazios: 16,10 cm ³	Porosidade inicial: 43,1 %	Peso específico seco: 14,83 kN/m ³
Volume de água: 16,58 cm ³	Umidade final: 27,0 %	Peso específico saturado: 19,06 kN/m ³

Planilha de Resultados do Ensaio

Est. (no.)	Tensão normal	Altura inicial:	Altura final:	Varição da altura:	Altura média	t ₉₀ (s)	c _v (cm ² /s)	e	e/e _o	a _v (1/kPa)	m _v (1/kPa)	k (cm/s)
	σ _n (kPa)	H _o (mm)	H _f (mm)	ΔH (mm)	H _m (mm)							
-	0,00	-	-	-	-	-	-	0,7575	1,000	-	-	-
1	3,07	19,100	19,085	0,015	19,093	-	-	0,7561	0,998	4,50E-04	2,6E-04	-
2	6,13	19,085	19,080	0,005	19,083	-	-	0,7556	0,998	1,50E-04	8,5E-05	-
3	12,26	19,080	19,060	0,020	19,070	17	4,41E-02	0,7538	0,995	3,00E-04	1,7E-04	7,40E-07
4	24,52	19,060	19,003	0,057	19,032	17	4,56E-02	0,7485	0,988	4,28E-04	2,4E-04	1,09E-06
5	49,04	19,003	18,862	0,141	18,933	17	4,34E-02	0,7356	0,971	5,29E-04	3,0E-04	1,30E-06
6	98,08	18,862	18,685	0,177	18,774	19	3,97E-02	0,7193	0,950	3,32E-04	1,9E-04	7,52E-07
7	196,17	18,685	18,450	0,235	18,568	22	3,38E-02	0,6977	0,921	2,20E-04	1,3E-04	4,31E-07
8	392,34	18,450	18,125	0,325	18,288	26	2,71E-02	0,6678	0,882	1,52E-04	9,1E-05	2,43E-07
9	784,68	18,125	17,695	0,430	17,910	38	1,77E-02	0,6282	0,829	1,01E-04	6,2E-05	1,08E-07
10	1569,35	17,695	17,200	0,495	17,448	-	-	0,5826	0,769	5,80E-05	3,7E-05	0,00E+00
11	392,34	17,200	17,340	-0,140	17,270	-	-	0,5955	0,786	1,09E-05	-	-
12	98,08	17,340	17,485	-0,145	17,413	-	-	0,6089	0,804	4,53E-05	-	-
13	24,52	17,485	17,640	-0,155	17,563	-	-	0,6231	0,823	1,94E-04	1,2E-04	-



**ANEXO XII
DETALHAMENTO**