



REPÚBLICA FEDERATIVA DO BRASIL
GOVERNO DO ESTADO DE SANTA CATARINA
PREFEITURA MUNICIPAL DE ITAJAÍ
SECRETARIA MUNICIPAL DE PLANEJAMENTO,
ORÇAMENTO E GESTÃO



ENDEREÇO: RUA SIDNEY SCHULZE/RUA ADOLFO BATSCHAUER

BAIRRO: CIDADE NOVA/DOM BOSCO

LOCALIZAÇÃO GEOGRÁFICA: LATITUDE 26° 54' 58.05'' S; LONGITUDE 48° 41' 01.74'' O

PROJETO DE ENGENHARIA DA PONTE
SOBRE O RIO ITAJAÍ-MIRIM E
INTERSEÇÃO DAS RUAS SIDNEY SCHULZE
COM A RUA OTTO HOIER

(TRANSPOSIÇÃO DA RUA SIDNEY SCHULZE À RUA ADOLFO BATSCHAUER)

VOLUME 2 – RELATÓRIO DO PROJETO/
MEMORIAL DESCRITIVO

Empresa: **IGUATEMI - Consultoria e Serviços de Engenharia Ltda.**



AGOSTO - 2018

REV_003
JUL/23

SUMÁRIO

SUMÁRIO

CAPÍTULO A – APRESENTAÇÃO	4
CAPÍTULO B – ESTUDO	8
B.1. Estudo Topográfico	9
B.2. Estudo Hidrológico	12
B.3. Estudo Geotécnico	33
CAPÍTULO C – PROJETO	49
C.1. Projeto Geométrico	50
C.2. Projeto Terraplanagem	52
C.3. Projeto de Pavimentação	56
C.4. Projeto de Sinalização	59
C.5. Projeto Geotécnico	62
C.6. Projeto Obras de CONTENÇÃO	72
C.7. Projeto OAE	74
7.1. Revisão Cálculo Pilar 3	119
7.2. Procedimentos de Recuperação Pilar 3	131
CAPÍTULO D – ELEMENTOS PARA LOCAÇÃO	136
CAPÍTULO E – ESPECIFICAÇÕES	138

CAPÍTULO A - APRESENTAÇÃO

A1. APRESENTAÇÃO

Este volume, intitulado **Volume 2 – Relatório do Projeto e Orçamento**, é parte integrante do Projeto Básico de Engenharia da Ponte Adolfo Batschauer, nova interligação dos bairros Cidade Nova ao Dom Bosco e Interseção Viária entre as Ruas Sidney Schulze e Otto Hoier, em Itajaí/SC.

O projeto foi elaborado pela empresa IGUATEMI - Consultoria e Serviços de Engenharia Ltda. em conformidade com o Contrato celebrado com a Prefeitura Municipal de Itajaí, cujos elementos principais estão relacionados a seguir.

Número do Contrato :007/2014

Data de Assinatura do Contrato: 28/01/2014

Data de Assinatura da Ordem de Serviço : 22/01/2016

Os volumes que compõem o Projeto são:

- **Volume 1** – Projeto de Execução, contendo os desenhos e detalhes relativos aos projetos;
- **Volume 2** – Relatório do Projeto e Orçamento, contém uma síntese dos estudos e projetos realizados, as memórias de cálculo, as especificações e o orçamento da obra.

Florianópolis, agosto de 2018.

MAPA DE LOCALIZAÇÃO

PONTE ADOLFO BATSCHAUER



CAPÍTULO B - ESTUDOS

Estudo Topográfico

B.1. ESTUDO TOPOGRÁFICO

1. Introdução

O estudo topográfico foi desenvolvido de acordo com as recomendações da Instrução de Serviço do DNIT IS-205.

O objetivo do estudo topográfico é a elaboração de um modelo digital do terreno que permita a definição da geometria da rodovia e forneça os elementos necessários à elaboração dos demais estudos e projetos. Para tanto foram elaborados os serviços abaixo relacionados:

- rastreamento de marcos pela rede do IBGE;
- implantação de marcos de apoio de concreto;
- levantamento planialtimétrico cadastral da rodovia;
- planta de restituição topográfica.

2. Implantação dos marcos de apoio básico

Foram implantados marcos em ambas as margens do Rio Itajaí Mirim, sendo realizadas leituras com GPS de alta precisão no sistema de referência SIRGAS 2000, obtendo-se coordenadas e cotas oficiais do IBGE.

Entre os marcos de apoio foram implantados pontos de apoio, que servem de base para o levantamento planialtimétrico cadastral.

3. Equipamento Utilizado

Para o lançamento da poligonal geodésica e levantamento planialtimétrico cadastral foi utilizado o equipamento da marca Hi-Target modelo GNSS V30 RTK.

Essa antena receptora é capaz de rastrear as constelações do sistema GPS e GLONASS, além de operar no modo RTK (Real Time Kinematic).

É constituída por 220 canais atuando nas frequências L1/L2/L2C e L5 e comporta a utilização da tecnologia GSM/GPRS para atualização das coordenadas.

Possui ainda rádio externo com 35w de potência e alcance de até 22km, bluetooth, coletor com câmera fotográfica e software HGO – Hi Target Geomatics Office.

A precisão de fabricação para esse equipamento é de aproximadamente 2,5mm +1ppm nas componentes planas (horizontais) e 5mm +1ppm na componente vertical. As poligonais são efetuadas, no máximo, a cada 4,5 km de extensão, fechando em dois marcos pós processados pela RBMC (Rede Brasileira de Monitoramento Contínuo).

Nos locais com vegetação alta, que impede o recebimento do sinal do satélite, foram utilizados, para o levantamento Estação Total GTS236 W, da marca Topcon.

4. Levantamento planialtimétrico

O lançamento da restituição topográfica iniciou na Rua Adolfo Batschauer (margem direita), com continuação na Rua Otto Hoier (margem esquerda) e finalizou na Rua Sidney Schulze.

Os vértices da poligonal da linha de exploração foram caracterizados por coordenadas planas retangulares, segundo o sistema de projeção Universal Transversa de Mercator (UTM).

Ao longo da linha de exploração foi efetuado o levantamento cadastral, que permite o levantamento planialtimétrico da faixa estabelecida, bem como a definição de todas as



benfeitorias e interferências.

5. Restituição Topográfica

As plantas da restituição topográfica estão apresentadas no Volume 1 – Projeto de Execução, juntamente com o Projeto de OAE.

Estudo Hidrológico

B.2. ESTUDO HIDROLÓGICO

Visando a obtenção de elementos para o dimensionamento da obra de arte especial denominada ponte Adolfo Batschauer, foi desenvolvido o presente Estudo Hidrológico.

Este estudo consiste na determinação do regime pluviométrico para a região atravessada pela via, na caracterização fitogeomorfológica da bacia de contribuição e na obtenção da vazão de projeto para a seção de controle.

Para tanto, se fez necessários à obtenção de dados de pluviometria, tirados de postos pluviográficos ou pluviométricos, aos quais se deu tratamento probabilístico, chegando assim às curvas de [intensidade-duração-frequência].

O desenvolvimento de todos esses passos tem por objetivo final determinar a descarga no ponto de controle, utilizando-se métodos que contemplam a relação [chuva-deflúvio].

Outro importante parâmetro para o dimensionamento de obras hidráulicas é o tempo de recorrência (TR) ou período de retorno de uma precipitação máxima, que representa o tempo médio em anos em que essa precipitação é igualada ou superada pelo menos uma vez.

O DNIT, em sua Instrução de Serviço IS – 203 estipula um TR de 5 a 10 anos para drenagem superficial, 10 a 25 anos para bueiro funcionando como canal, 50 anos para bueiros funcionando como orifício e 100 anos para pontes em grandes bacias. Para o trecho em projeto foi definido para o estudo o seguinte tempo de recorrência:

- Obras de artes especiais: 100 anos.

1. Instrumentos Normativos Utilizados

A metodologia aplicada para os estudo hidrológico pautou-se nos seguintes instrumentos normativos:

- Manual de Hidrologia Básica para Estruturas de Drenagem (DNIT, 2005);
- Manual de Drenagem de Rodovias (DNIT, 2006);
- Diretrizes Básicas para a Elaboração de Estudos e Projetos Rodoviários – Escopos Básicos/Instruções de Serviço (DNIT, 2006);

Diretrizes Básicas para a Elaboração de Estudos e Projetos Rodoviários – Instruções para a Apresentação de Relatório (DNIT, 2006).

2. Coleta de Dados

Procurou-se inicialmente mapear todos os postos pluviométricos e/ou fluviométricos instalados e em funcionamento na região atravessada pela via, incluindo aqueles situados o mais próximo deste segmento que pudessem fornecer uma série histórica de valores confiáveis.

Conjuntamente, foram coletados outros elementos suplementares que se fizeram necessários, entre os quais merecem destaque os seguintes:

- Levantamento planialtimétrico do traçado;
- Inspeções de campo;

- Ortofotos;
- Cartas da Fundação IBGE na escala 1:50.000.

2.1. Estação Pluviométrica de Referência

Os dados de pluviometria utilizados neste estudo hidrológico foram coletados junto a ANA- Agência Nacional de Águas, e correspondem às precipitações diárias observadas na Estação Pluviométrica de Botuverá, para o período compreendido entre os anos de 1994 a 2017. Os referidos dados foram obtidos através de leituras de pluviômetro em intervalos de 24 horas.

Embora o Município de Itajaí conte com um posto pluviométrico, adotou-se o posto de Botuverá como representativo do comportamento pluviométrico ao longo do trecho de projeto devido à sua proximidade e visto que outros postos da região têm dados inconsistentes.

2.1.1. Processamento dos dados pluviométricos

De posse dos dados coletados, procedeu-se à análise estatística, para fins de aplicação metodológica de chuvas intensas.

Para a determinação das precipitações máximas seguiu-se a metodologia proposta pelas publicações do DNIT citadas anteriormente, as quais se valem da aplicação do “Método de Gumbel”, da “Fórmula de Ven Te Chow” e dos critérios propostos por “Taborga - Torrico – Método das Isozonas”, para a transformação das chuvas de 24 horas em chuvas de menor duração.

O resultado final proporcionado por esta metodologia é um “Gráfico de Intensidade – Duração – Frequência”, que a partir de um tempo de duração (igualado ao tempo de concentração da bacia de contribuição, isto é, o tempo para que toda a bacia passe a contribuir para a vazão na seção estudada) fornece a “Intensidade de Precipitação”, em mm/h, para aquele tempo.

2.1.1.1. Parâmetros Calculados

Face às características da via os parâmetros representativos do estudo hidrológico serão calculados obedecendo a seguinte sistemática:

- Determinação das vazões afluentes dos cursos de água nos pontos a serem transpostos pela via, bem como aos dispositivos de drenagem superficial;
- Cálculo da vazão de descarga do dispositivo projetado.

2.1.1.1.1. Precipitações Mensais

A partir das precipitações totais mensais para cada ano de observação, calculou-se a precipitação total máxima, média e mínima mensal.

Pelo histograma da **FIGURA 1** pode-se concluir que o trimestre compreendido entre abril e junho é o mais seco do ano. O trimestre mais chuvoso é constituído pelos meses de janeiro, fevereiro e março. Os meses de maior e menor média são respectivamente: janeiro com 213,73 mm e agosto com 99,35 mm. A média anual para a Estação Pluviométrica de Botuverá é de 1.645, mm.

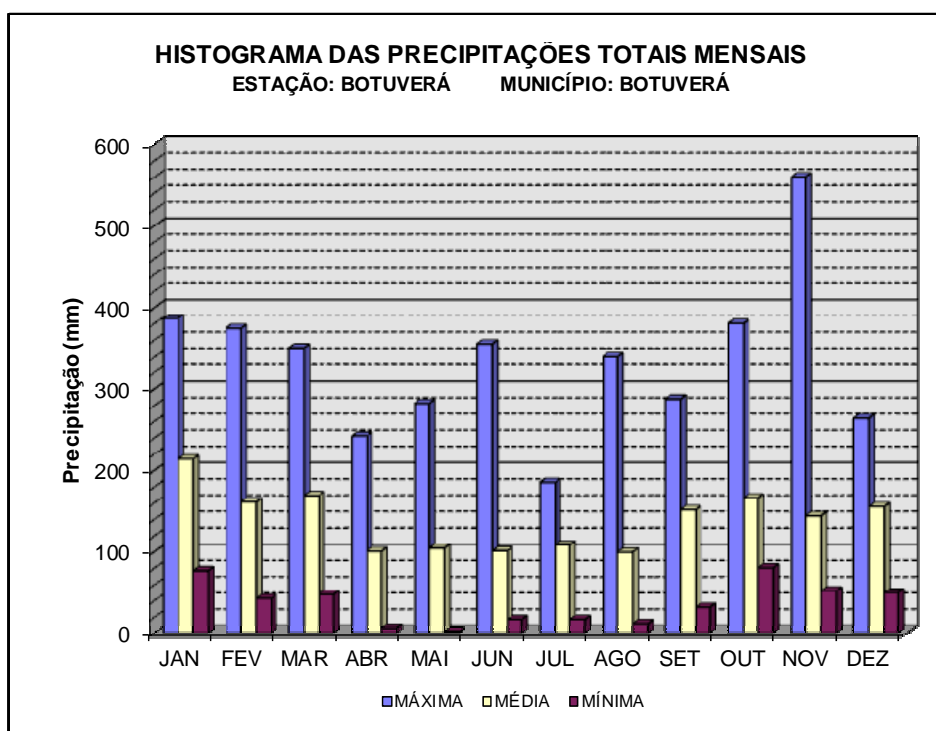


FIGURA 1

2.1.1.1.2. Número de Dias de Chuva

A partir dos dados do número de dias de chuva foram calculados os valores máximos, médios e mínimos que geraram o histograma da **FIGURA 2**. Comparando-se os histogramas de precipitações mensais e o número de dias de chuva, observa-se que há certa correspondência entre as médias das precipitações mensais e as médias mensais de dias de chuva. Os meses de maior e menor média de dias chuvosos são respectivamente: janeiro com 14,3 dias e junho com 7,2 dias. A média anual para a Estação Pluviométrica de Botuverá é de 117,5 dias.

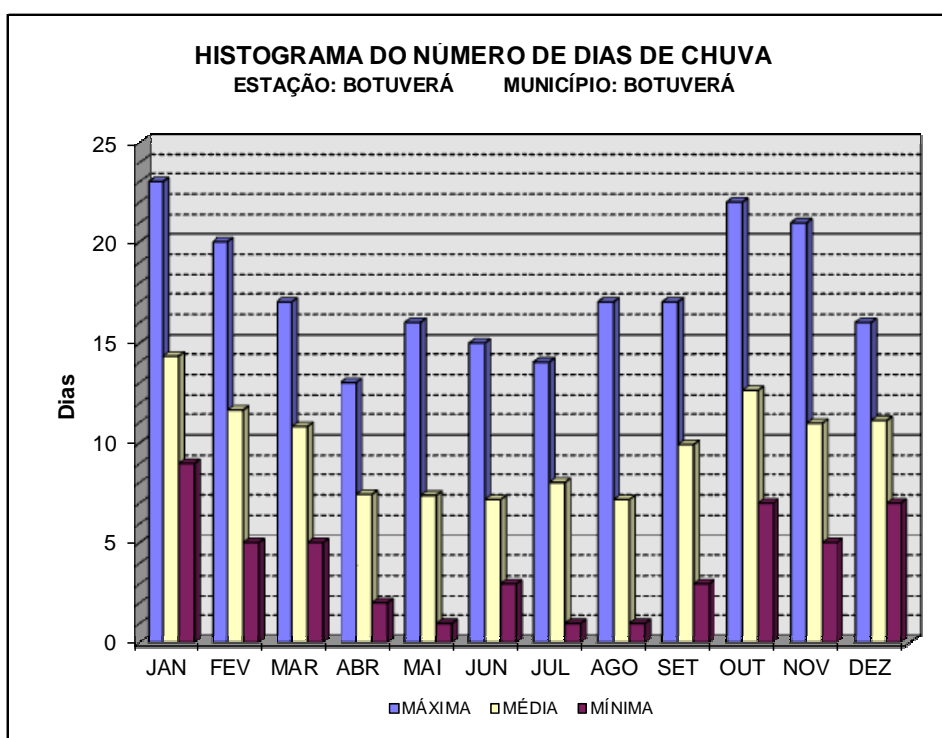


FIGURA 2

2.1.1.1.3. Precipitações Diárias Máximas Anuais

Com base nas precipitações máximas observadas, determinou-se a precipitação média das máximas anuais, bem como seu desvio padrão. Foram utilizados nesta determinação dados referentes há 24 anos, no período correspondente aos anos de 1994 a 2017. Os resultados obtidos para a Estação Pluviométrica de Botuverá foram:

- $h = 84,50 \text{ mm}$
- $\sigma = 26,43 \text{ mm}$
- $n = 24 \text{ anos}$

TABELA 1
PRECIPITAÇÕES DIÁRIAS MÁXIMAS OBSERVADAS NA ESTAÇÃO PLUVIOMÉTRICA DE BOTUVERÁ/SC

Ano	H _{máx.} (mm)	Ano	H _{máx.} (mm)	Ano	H _{máx.} (mm)
1994	77,30	2002	61,50	2010	79,50
1995	76,50	2003	81,50	2011	99,10
1996	60,00	2004	65,30	2012	60,00
1997	77,20	2005	95,30	2013	128,90
1998	80,50	2006	65,00	2014	124,70
1999	51,00	2007	78,10	2015	81,70
2000	63,50	2008	165,20	2016	73,90
2001	114,40	2009	96,70	2017	71,30

2.1.1.1.4. Curvas Intensidade-Duração-Frequência

Para a obtenção das curvas que relacionam altura (ou intensidade) de precipitação em função do tempo de duração e do tempo de recorrência, utilizou-se o Método do Eng.º Jorge Jaime Taborga Torrico. Em síntese, este método consiste em efetuar a correlação entre as precipitações de 24 horas, 1 hora e 6 minutos de duração dentro das Isozonas homogêneas, observadas estatisticamente com base nos dados da publicação “Chuvas Intensas no Brasil” do Eng. Otto Pfafstetter, conforme mostrado na **FIGURA 3**. A favor da segurança, tomou-se a média das precipitações máximas diárias dos anos observados. Para o cálculo da máxima precipitação de 1 dia, para tempos de recorrência de 50 e 100 anos, utilizou-se a Equação de Ven Te Chow com os coeficientes probabilísticos de Gumbel, conforme a seguir transcrito:

$$\bar{h} = h + km \cdot \sigma$$

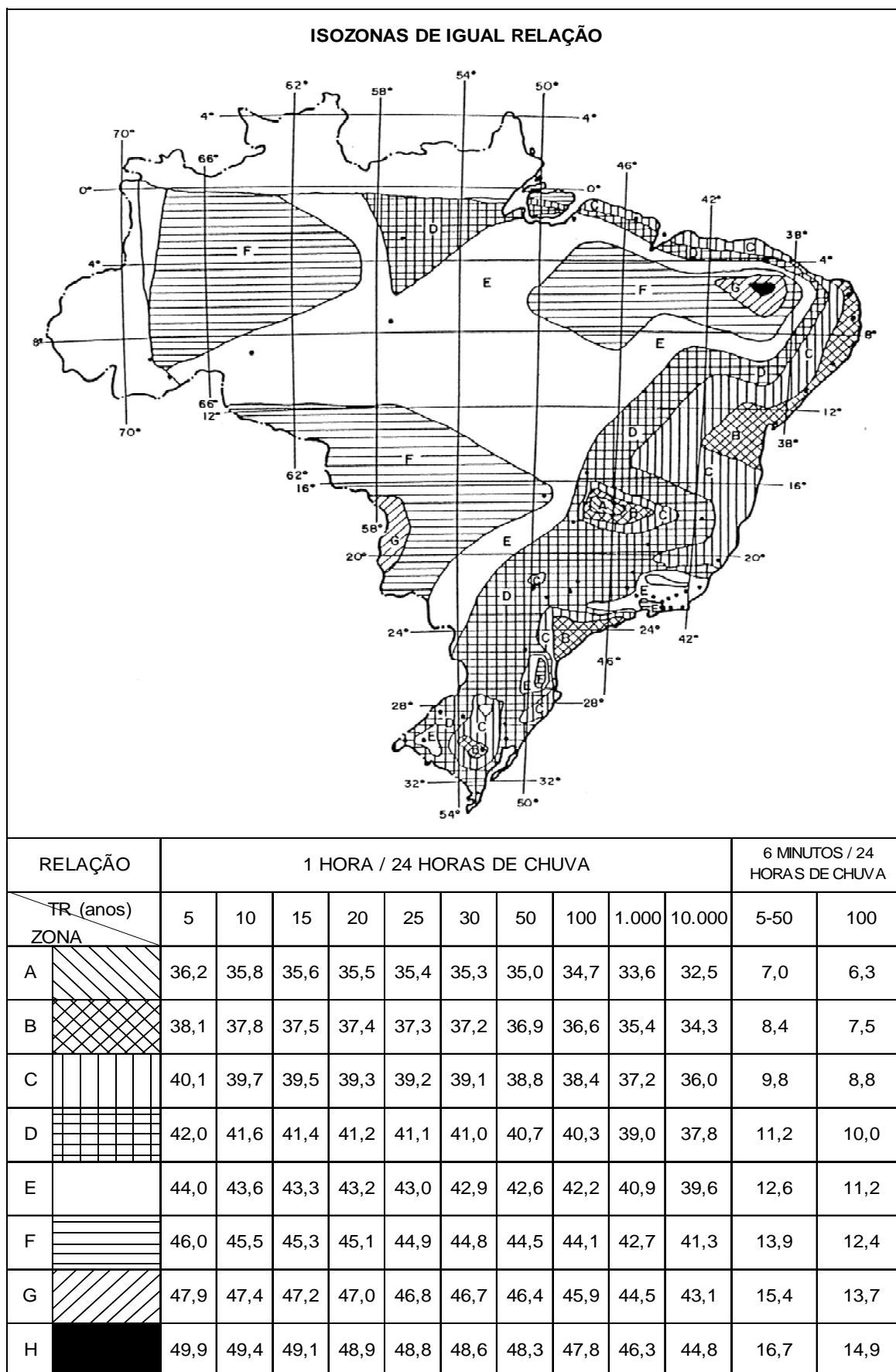
Onde:

\bar{h} = precipitação para o tempo de recorrência especificado;

h = precipitação média máxima diária;

σ = desvio padrão das máximas;

km = fator de frequência, baseado no Método de Gumbel, que depende do número de anos de observação.

**FIGURA 3**

Adotando o procedimento recomendado pelo Eng.^o Otto Pfafstetter na publicação acima citada, o valor obtido para a máxima precipitação de 1 dia foi corrigido para a precipitação de 24 horas multiplicando pelo fator [1,095].

Em seguida, determinou-se a isozona do projeto como sendo a [E] e calcularam-se as chuvas com duração de 1 hora e 6 minutos. Esses valores foram calculados para os tempos de recorrências de 5, 10, 15, 25, 50 e 100 anos e mostrados na **TABELA 2**. Com esses valores traçaram-se em papel probabilístico as alturas de chuvas, **FIGURA 4**, onde se pode ler a altura de chuva para qualquer tempo de duração entre 6 minutos e 24 horas.

As curvas de [intensidade – duração – frequência], apresentadas na **FIGURA 5**, foram traçadas segundo os pontos obtidos no papel probabilístico, acima citado.

TABELA 2

<p align="center">DETERMINAÇÃO DAS CURVAS DE ALTURA DE CHUVA-DURAÇÃO</p> <p align="center">Estação : BOTUVERÁ Local : BOTUVERÁ</p> <p align="center">Uf: SC</p>									
Nº de anos observados =			24	* Usando a metodologia proposta por TORRICO, 1974					
Precip. Média (mm) =			84,50						
Desvio Padrão =			26,43						
TR = 5		P1dia(Chow-Gumbel) =		108,11	TR = 10		P1dia(Chow-Gumbel) =		126,37
Duração (h)	Coefficiente de Ajuste	Precip. Total (mm)	Intensidade (mm/h)	Duração (h)	Coefficiente de Ajuste	Precip. Total (mm)	Intensidade (mm/h)		
0,1	0,126	14,92	149,16	0,1	0,126	17,44	174,36		
1,0	0,440	52,09	52,09	1,0	0,436	60,33	60,33		
24,0	1,095	118,38	4,93	24,0	1,095	138,38	5,77		
TR = 15		P1dia(Chow-Gumbel) =		136,55	TR = 25		P1dia(Chow-Gumbel) =		149,45
Duração (h)	Coefficiente de Ajuste	Precip. Total (mm)	Intensidade (mm/h)	Duração (h)	Coefficiente de Ajuste	Precip. Total (mm)	Intensidade (mm/h)		
0,1	0,126	18,84	188,40	0,1	0,126	20,62	206,19		
1,0	0,433	64,74	64,74	1,0	0,430	70,37	70,37		
24,0	1,095	149,52	6,23	24,0	1,095	163,64	6,82		
TR = 50		P1dia(Chow-Gumbel) =		166,55	TR = 100		P1dia(Chow-Gumbel) =		183,54
Duração (h)	Coefficiente de Ajuste	Precip. Total (mm)	Intensidade (mm/h)	Duração (h)	Coefficiente de Ajuste	Precip. Total (mm)	Intensidade (mm/h)		
0,1	0,126	22,98	229,79	0,1	0,112	22,51	225,10		
1,0	0,426	77,69	77,69	1,0	0,422	84,81	84,81		
24,0	1,095	182,37	7,60	24,0	1,095	200,98	8,37		

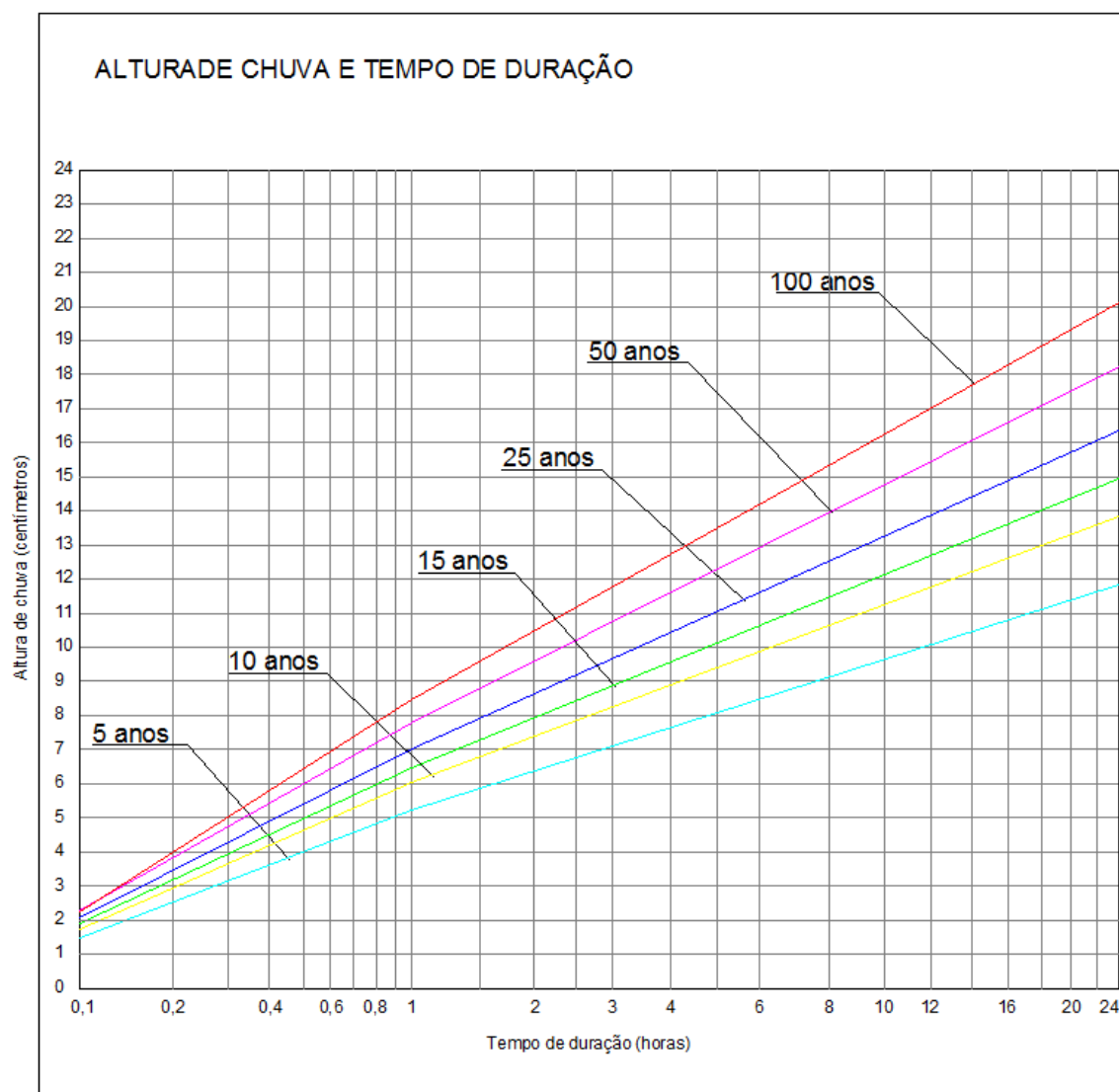
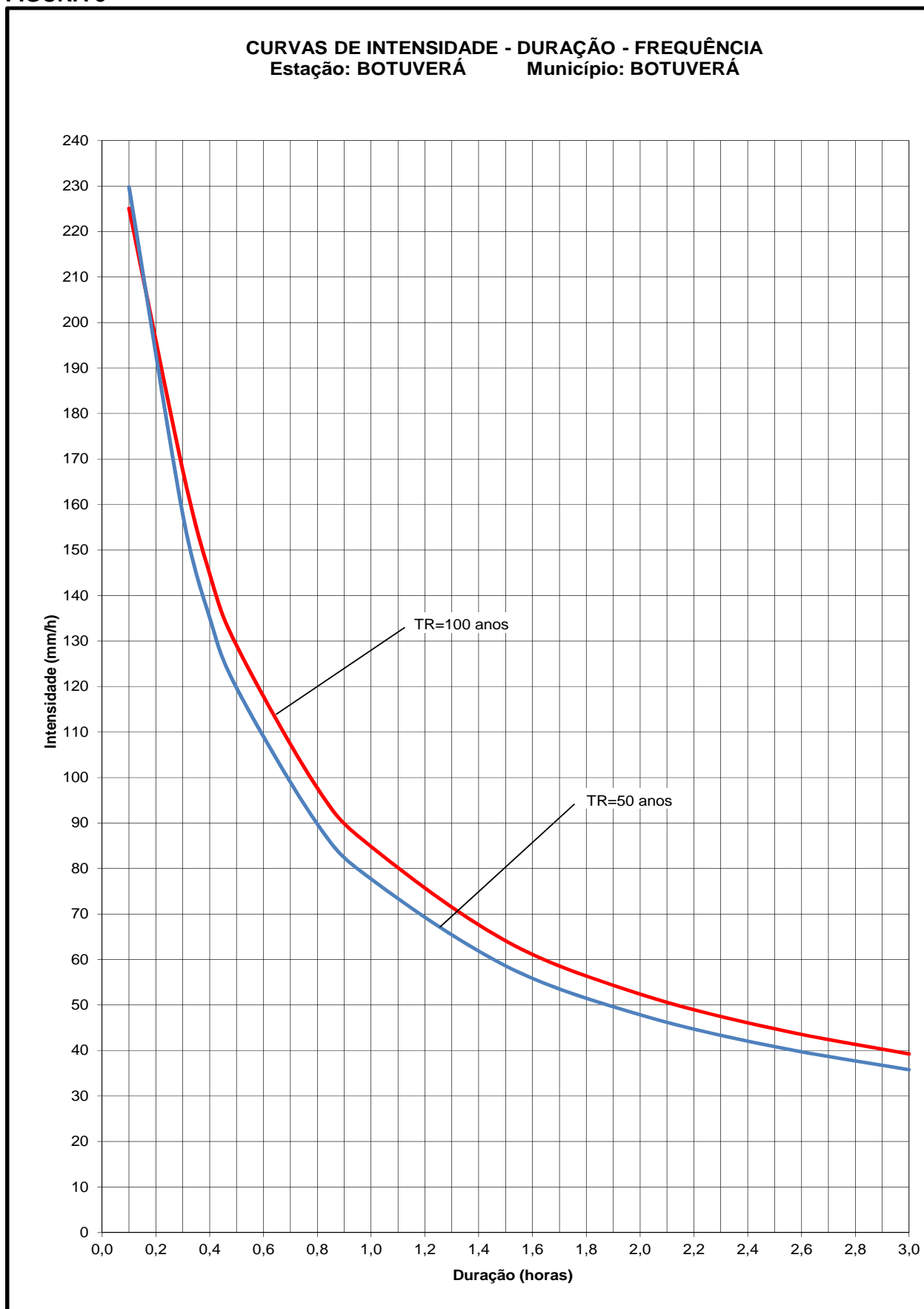
FIGURA 4

FIGURA 5

3. Tempo de Recorrência (TR)

Tempo de recorrência (TR) ou frequência é o período máximo provável para um evento ser igualado ou superado. No caso de drenagem, esse evento seria a combinação de intensidade e duração de uma chuva. A determinação do valor a ser usado leva em consideração a importância da rodovia no que tange:

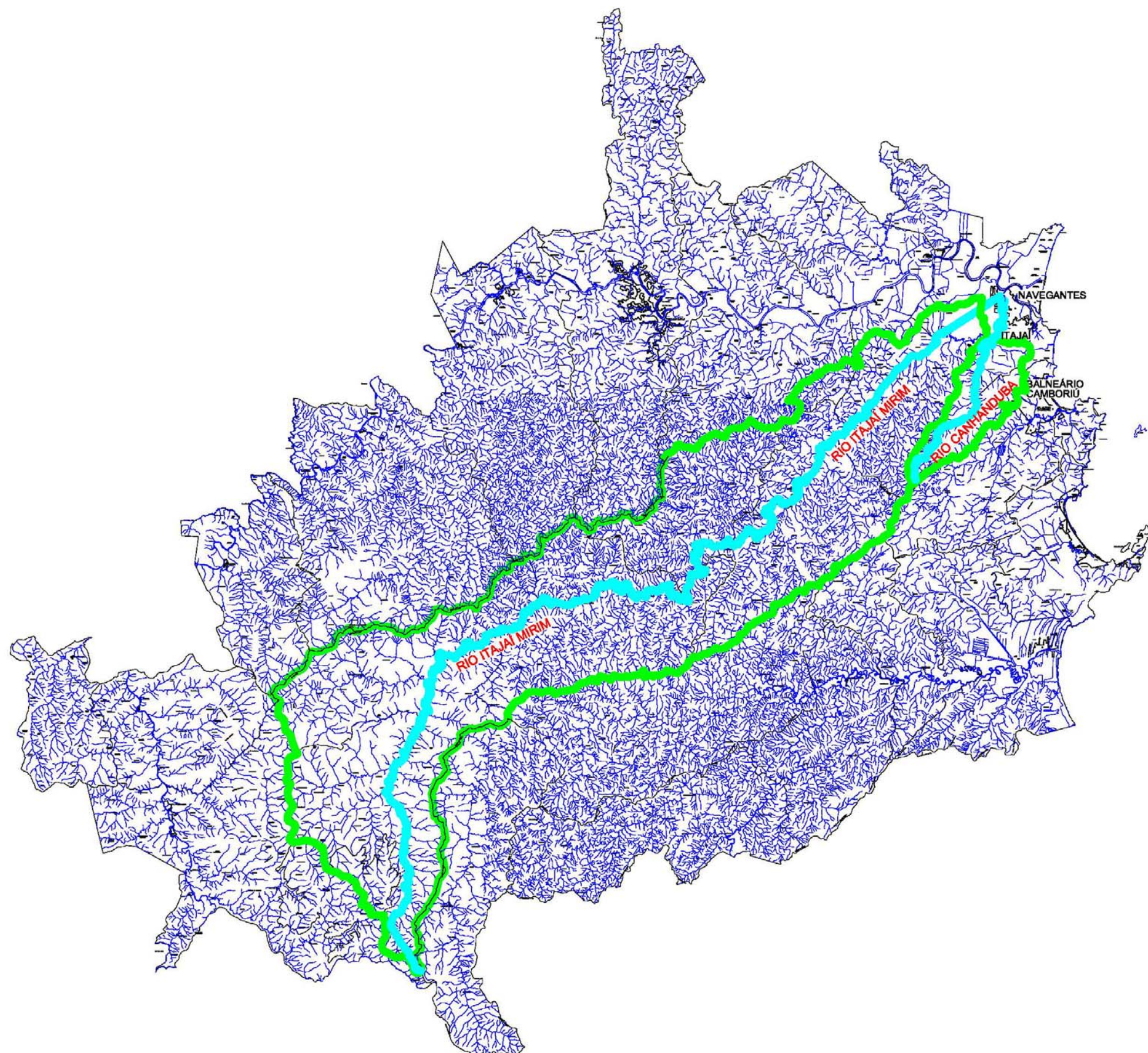
- Ao risco ou perigo à vida humana;
- Aos prejuízos a propriedades limítrofes;
- À interrupção do tráfego nas vias da área;
- À importância das vias de tráfego de veículos da área.

4. Bacia Hidrográfica

A área de estudo está assentada na unidade geológica Província Costeira. Esta é descrita do ponto de vista morfolitológico como uma região onde dominam terrenos de baixa altitude (até 50-60m.) e profundidade (até 150-200m.), adjacentes aos continentes, oceanos e mares, e composta de sedimentos consolidados a semi-consolidados e secundariamente de rochas cristalinas e sedimentares.

A Via desenvolve-se inteiramente na Bacia Hidrográfica do rio Itajaí. A via corta os seguintes cursos d'água: rio Canhanduba (afluente da margem direita do rio Itajaí-Mirim), rio Itajaí-Mirim (afluente da margem direita do rio Itajaí-Açu), canal do Itajaí-mirim, e córrego da Murta (afluente da margem direita do rio Itajaí-Açu).

A ponte projetada insere-se nas seguintes microbacias: Rio do Meio, Rio Canhanduba e Rio Itajaí-Mirim em regiões que alternam suas características topográficas entre plana, ondulada e montanhosa.



5. Vazão Hidrológica

A determinação da vazão é determinada através de três distintas metodologias, sendo que adoção de cada método de cálculo é fixada em função da área da bacia. Para o cálculo das vazões das bacias de contribuição são indicados os seguintes métodos:

- Método Racional: Bacias com áreas de até 4,00 km²;
- Método Racional Corrigido: Bacias com áreas entre 4,00 km² e 10,00 km²;
- Método do Hidrograma Unitário Triangular (HUT): Bacias com áreas superiores a 10,00 km².

5.1. Método do Hidrograma Unitário Triangular (Hut)

Este método procura estimar a influência de cada um dos fatores que caracterizam a bacia hidrográfica, a fim de refletir as propriedades da mesma, no que diz respeito à transformação da precipitação em escoamento superficial.

As características físicas que podem influir no escoamento superficial são: área, extensão do talvegue principal, desnível, declividade, recobrimento vegetal, tipo e uso do solo, entre outros.

5.1.1. Tempo de Concentração

O tempo de concentração utilizado é a Fórmula de DNOS, evidenciada à continuação:

$$tc = \frac{10}{K} \cdot \frac{A^{0,3} \times L^{0,2}}{I^{0,4}}$$

Onde:

- Tc = Tempo de concentração em minutos;
- A = Área da bacia em ha;
- L = Comprimento do curso de água, em m;
- I = Declividade, em %;
- K = Coeficiente determinado em função das características da bacia, conforme descrito:
 - Terreno areno-argiloso, coberto de vegetação intensa, elevada absorção, K = 2,0;
 - Terreno comum, coberto de vegetação, absorção apreciável, K = 3,0;
 - Terreno argiloso, coberto de vegetação, absorção média, K = 4,0;
 - Terreno argiloso de vegetação média, pouca absorção, K = 4,5;
 - Terreno com rocha, escassa vegetação, baixa absorção, K = 5,0;
 - Terreno rochoso, vegetação rala, reduzida absorção, K = 5,5.

5.1.2. Metodologia

O Método do Hidrograma Unitário Triangular (HUT), desenvolvido pela SCS (Soil Conservation Service) dos Estados Unidos da América, propõe a elaboração de um hidrograma unidimensional, requerendo tão somente a determinação da descarga de ponta e do tempo em que ocorre. O Tempo de Base (TB) desse hidrograma triangular proposto, é igual a 8/3 do Tempo de Ponta (TP) e sua forma mais simplificada não necessita de apresentação adimensional, já que é obtida através do Tempo de Concentração (TC) e da Duração Unitária (DU). As características físicas que podem influir no escoamento superficial são: área, extensão do talvegue principal, desnível, declividade, recobrimento vegetal, tipo de solo, entre outros.

Para a determinação do hidrograma das vazões, nas seções de controle, foram utilizados os valores do **QUADRO 1**. Este quadro classifica o solo quanto a sua utilização, tipo e condições de superfície.

QUADRO 1
NÚMERO DE CURVA (CN) PARA DIFERENTES CONDIÇÕES DO COMPLEXO
HIDROLÓGICO

Solo - Cobertura Vegetal					
Para Condição de Umidade Antecedente II (Média) e Ia = 0,2s					
Cobertura Vegetal	Condição de Retenção Superficial	Grupo hidrológico do Solo			
		A	B	C	D
Terreno não cultivado com Pouca	Pobre	77	86	91	94
Terreno Cultivado	Pobre	72	81	88	91
	Boa	51	67	76	80
Pasto	Pobre	68	79	86	89
	Boa	9	61	74	80
Mata ou Bosque	Pobre	45	66	77	83
	Boa	25	55	70	77
Área Urbana	Pobre	74	80	87	90
	Boa	70	76	83	86

Fonte: Manual de Hidrologia Básica para Estruturas de Drenagem (DNIT, 2005).

5.1.2.1. Cálculo do Tempo de Ponta (TP)

O cálculo do tempo de ponta (TP) é definido pela seguinte equação:

$$TP = 0,5DU + 0,6TC$$

Onde:

DU = Duração Unitária;

TC = Tempo de Concentração.

A metodologia utilizada recomenda a adoção da Duração Unitária (DU) próxima de 0,2 do Tempo de Concentração (TC), não devendo possuir valores maiores que 0,25 (TC). Para o referente projeto, adotou-se a Duração Unitária (DU) igual a 0,2 do Tempo de Concentração (TC).

5.1.2.2. Cálculo do Tempo de Base (TB)

O tempo de base é expresso pela seguinte condição

$$TB = 8/3TP$$

Onde:

TP = Tempo de Ponta.

5.1.2.3. Cálculo da Vazão de Ponta (QP)

O cálculo da vazão de ponta é determinado através da seguinte equação:

$$Q_p = \frac{Ar}{0,03T_b}$$

Onde:

Q_p = Descarga máxima (m³/s)

A_r = Área da bacia (km²);

T_b = Tempo de Base.

5.1.2.4. Precipitação Efetiva

O cálculo da precipitação efetiva foi realizado através da fórmula do SCS estando disposta a seguir:

$$PE = \frac{(P - 5.080 / CN + 50,8)^2}{P + 20.320 / CN - 203,2}$$

Onde:

P = Precipitação pluviométrica para o tempo de recorrência adotado;

CN = Número de Curva (CN) para Diferentes Condições do Complexo Hidrológico, **QUADRO 3**.

5.1.2.5. Composição do Hidrograma Total

Multiplicando as ordenadas do hidrograma unitário pelos excessos de precipitação ou deflúvios em cada intervalo de tempo igual à duração unitária DU , encontram-se os hidrogramas parciais, triangulares, que somados, mantendo-se as devidas defasagens, fornecem o hidrograma total da enchente.

5.2. Dimensionamento Hidráulico de Pontes

O dimensionamento hidráulico de pontes tem por objetivo a determinação da cota de cheia máxima, de modo a permitir a definição da elevação mínima da superestrutura da obra, de tal forma a não ser atingida quando da ocorrência de vazões extraordinárias.

Utiliza-se a Fórmula de Manning. Para cada altura h do nível de água, haverá uma área molhada A , um perímetro molhado P , um raio Hidráulico $R = A/P$ e uma velocidade V dada por:

$$v = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot J^{1/2}$$

A vazão correspondente é dada por:

$$Q = A \cdot v$$

Reagrupando as duas expressões:

$$A.R^{\frac{2}{3}} = \frac{Q.n}{I^{\frac{1}{2}}}$$

Nesta expressão, o termo à direita é função apenas das características geométricas da seção, para uma determinada altura h.

Sendo I e n constantes, e independentes da altura da água, verifica-se que v e Q são função apenas de h.

Variando-se, então, os valores de h traçam-se as curvas referidas a dois eixos cartesianos. No eixo das abcissas em duas escalas, para simplificação dos desenhos, marcam-se os valores de $AR^{\frac{2}{3}}$ e V. No eixo das ordenadas, os valores de h.

Assim, a partir do valor de $Q_{máx}$ obtido nos estudos hidrológicos, obtém-se o valor requerido para o segundo termo da expressão anterior. Igualando-se este termo a $AR^{\frac{2}{3}}$, se obtém, no eixo das ordenadas, o valor de $h_{máx}$ e na curva de v a velocidade na seção projetada.

5.3. Transposição do Rio Itajaí Mirim

O cálculo da vazão, bem como, o dimensionamento da cota de máxima cheia para a transposição do Rio Itajaí Mirim estão sintetizados nas tabelas dispostas à continuação:

TABELA 3
CÁLCULO DA VAZÃO – RIO DO MEIO / CANHANDUBA

HIDROGRAMA UNITÁRIO TRIANGULAR - RIO DO MEIO / CANHANDUBA															
Bacia	Nº=														
Localização talvegue principal	km=														
Tempo de recorrência	TR=	100	anos												
Área da bacia hidrográfica	AR=	89,20	km²												
Comprimento do talvegue principal	L=	33.300	m												
Desnível do talvegue principal	h=	500	m												
Coef. de caracterização da bacia	K=	3,50													
Nº da curva de infiltração no solo	CN=	73													
Declividade do talvegue principal	I=	1,50	%												
Tempo de concentração	TC=	298,6	min												
Duração unitária da chuva	DU=	39,8	min												
Tempo de pico da cheia	TPC=	199,1	min												
Tempo de base do hidrograma	TB=	530,8	min												
Descarga de ponta do fluviograma	QP=	5,601	m³/s												
Valor adimensional (função de CN)	S=	94,0													
Perda mínima por infiltração	PM=	1,0	mm/h												

D (min)	D (h)	P (mm)	FS	FA	P1 (mm)	ACR. DE P1 (mm)
40	0,66	69,00	1	0,9448	65,19	65,19
80	1,33	97,00	1	0,9448	91,65	26,45
119	1,99	105,00	1	0,9448	99,20	7,56
159	2,65	112,00	1	0,9448	105,82	6,61
199	3,32	122,00	1	0,9448	115,27	9,45
239	3,98	127,00	1	0,9448	119,99	4,72
279	4,64	135,00	1	0,9448	127,55	7,56
319	5,31	138,00	1	0,9448	130,38	2,83
358	5,97	142,00	1	0,9448	134,16	3,78
398	6,64	148,00	1	0,9448	139,83	5,67
438	7,30	150,00	1	0,9448	141,72	1,89
478	7,96	152,00	1	0,9448	143,61	1,89

Intervalo (min)		P1	P1	PE	ACR. DE PE	Perda
de	a	Rearranjado	Acumulado	(mm)	(mm)	(mm)
119	159	6,61	6,61	1,81	1,81	4,80
239	279	7,56	14,17	1,81	0,00	7,56
159	199	9,45	23,62	1,81	0,00	9,45
0	40	65,19	88,81	29,90	28,09	37,10
40	80	26,45	115,27	48,88	18,98	7,48
80	119	7,56	122,82	54,67	5,79	1,77
358	398	5,67	128,49	59,09	4,43	1,24
199	239	4,72	133,22	62,84	3,74	1,00
319	358	3,78	137,00	65,86	3,02	1,00
279	319	2,83	139,83	68,15	2,29	1,00
398	438	1,89	141,72	69,68	1,53	1,00
398	438	1,89	143,61	71,22	1,54	1,00

TEMPO (min)	ACR. PE (mm)	H= 20	H= 40	H= 60	H= 80	H= 100	H= 88	H= 76	H= 64	H= 52	H= 40	H= 28	H= 16	H= 4	DESC. (m³/s)
40	1,81	36													2,016
80	0,00	0	73												4,089
119	0,00	0	0	109											6,105
159	28,09	562	0	0	145										39,600
199	18,98	380	1124	0	0	181									94,378
239	5,79	116	759	1685	0	0	160								152,350
279	4,43	89	232	1139	2247	0	0	138							215,362
319	3,74	75	177	347	1518	2809	0	0	116						282,407
358	3,02	60	150	266	463	1898	2472	0	0	94					302,627
398	2,29	46	121	224	354	579	1670	2135	0	0	73				291,369
438	1,53	31	91	181	299	443	509	1442	1798	0	0	51			271,373
478	1,54	31	61	137	242	374	390	440	1214	1461	0	0	29		245,272
518			62	92	183	302	329	337	370	987	1124	0	0	7	212,449
557				92	123	229	266	284	283	301	759	786	0	0	174,922
597					123	153	201	230	239	230	232	531	449	0	133,754
637						154	135	174	194	195	177	162	304	112	90,009
677							135	116	146	157	150	124	93	76	55,843
717								117	98	119	121	105	71	23	36,631
756									98	80	91	85	60	18	24,197
796										80	61	64	48	15	15,011
836											62	43	37	12	8,626
876												43	25	9	4,313
916													25	6	1,736
956														6	0,336

DESCARGA MÁXIMA Q(m³/s)= 302,63

TABELA 4
CÁLCULO DA VAZÃO – RIO ITAJAÍ MIRIM

HIDROGRAMA UNITÁRIO TRIANGULAR - RIO ITAJAÍ MIRIM															
Bacia	Nº=														
Localização talvegue principal	km=														
Tempo de recorrência	TR=	100	anos												
Área da bacia hidrográfica	AR=	1568,00	km²												
Comprimento do talvegue principal	L=	168.670	m												
Desnível do talvegue principal	h=	1020	m												
Coef. de caracterização da bacia	K=	3,50													
Nº da curva de infiltração no solo	CN=	55													
Declividade do talvegue principal	I=	0,60	%												
Tempo de concentração	TC=	1408,3	min												
Duração unitária da chuva	DU=	187,8	min												
Tempo de pico da cheia	TPC=	938,8	min												
Tempo de base do hidrograma	TB=	2503,6	min												
Descarga de ponta do fluviograma	QP=	20,877	m³/s												
Valor adimensional (função de CN)	S=	207,8													
Perda mínima por infiltração	PM=	4,0	mm/h												

D (min)	D (h)	P (mm)	FS	FA	P1 (mm)	ACR. DE P1 (mm)
188	3,13	118,00	1	0,8203	96,80	96,80
376	6,26	143,00	1	0,8203	117,30	20,51
563	9,39	158,00	1	0,8203	129,61	12,30
751	12,52	170,00	1	0,8203	139,45	9,84
939	15,65	180,00	1	0,8203	147,65	8,20
1127	18,78	189,00	1	0,8203	155,04	7,38
1314	21,91	196,00	1	0,8203	160,78	5,74
1502	25,04	204,00	1	0,8203	167,34	6,56
1690	28,17	221,00	1	0,8203	181,29	13,95
1878	31,29	232,00	1	0,8203	190,31	9,02
2065	34,42	241,00	1	0,8203	197,69	7,38
2253	37,55	249,00	1	0,8203	204,25	6,56

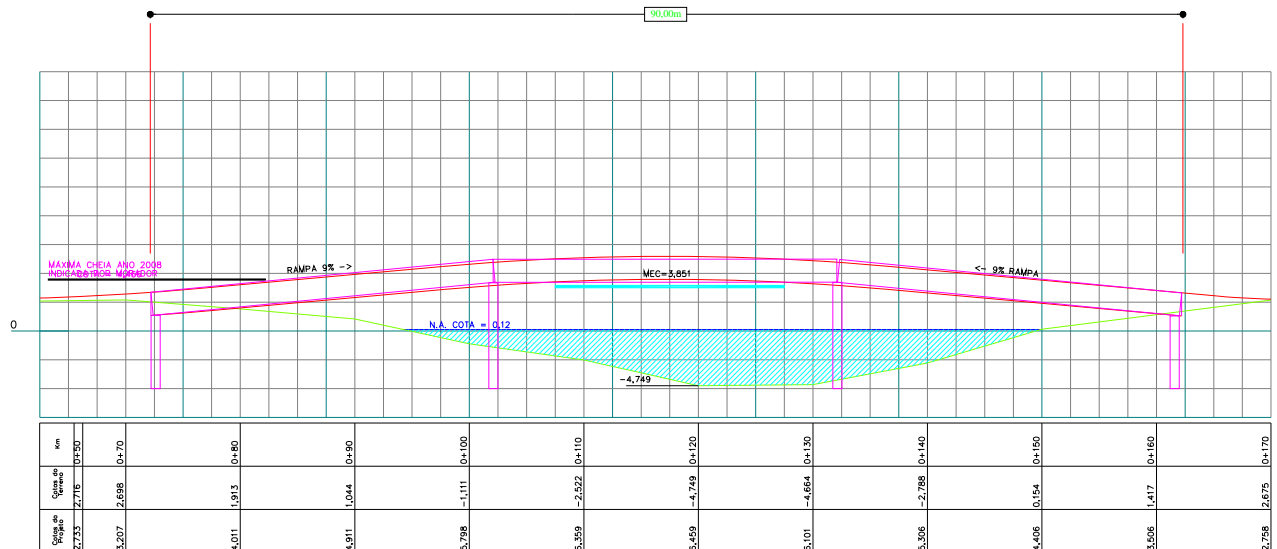
Intervalo (min)	P1	P1	PE	ACR. DE PE	Perda
de a	Rearranjado	Acumulado	(mm)	(mm)	(mm)
1690	1878	9,02	9,02	6,04	4,00
376	563	12,30	21,33	6,04	0,00
1502	1690	13,95	35,27	6,04	0,00
0	188	96,80	132,07	27,46	21,42
188	376	20,51	152,58	38,65	11,20
563	751	9,84	162,42	44,44	5,79
751	939	8,20	170,62	49,44	5,00
939	1127	7,38	178,01	54,08	4,63
939	1127	7,38	185,39	58,82	4,75
1314	1502	6,56	191,95	63,14	4,31
1314	1502	6,56	198,51	67,53	4,39
1127	1314	5,74	204,25	71,44	3,91

TEMPO (min)	ACR. PE (mm)	H= 20	H= 40	H= 60	H= 80	H= 100	H= 88	H= 76	H= 64	H= 52	H= 40	H= 28	H= 16	H= 4	DESC. (m³/s)
188	6,04	121													25,261
376	0,00	0	242												50,522
563	0,00	0	0	362											75,574
751	21,42	428	0	0	483										190,188
939	11,20	224	857	0	0	604									351,775
1127	5,79	116	448	1285	0	0	532								497,077
1314	5,00	100	231	672	1713	0	0	459							662,839
1502	4,63	93	200	347	896	2142	0	0	387						848,643
1690	4,75	95	185	300	463	1120	1885	0	0	314					910,647
1878	4,31	86	190	278	400	579	985	1628	0	0	242				916,075
2065	4,39	88	172	285	371	500	509	851	1371	0	0	169			901,044
2253	3,91	78	176	259	380	463	440	440	717	1114	0	0	97		869,311
2441			156	264	345	475	408	380	370	582	857	0	0	24	806,054
2629				234	351	431	418	352	320	301	448	600	0	0	721,294
2817					313	439	379	361	297	260	231	313	343	0	612,944
3004						391	387	328	304	241	200	162	179	86	475,574
3192							344	334	276	247	185	140	93	45	347,390
3380								297	281	224	190	130	80	23	255,741
3568									250	228	172	133	74	20	183,090
3755										203	176	121	76	19	124,217
3943											156	123	69	19	76,618
4131												109	70	17	40,919
4319													63	18	16,910
4506														16	3,340

DESCARGA MÁXIMA Q(m³/s)= 916,08

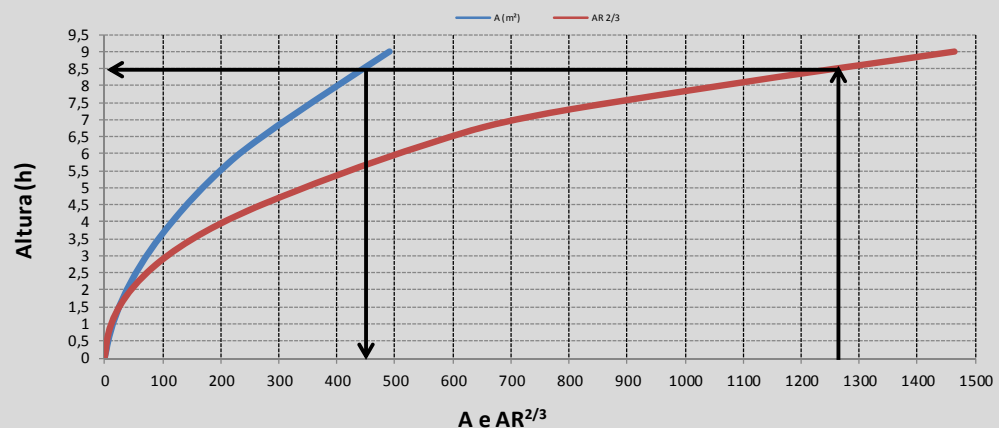
DADOS DE PROJETO	
TR (anos) =	100
Qp (m³/s) =	916,08
AR ^{2/3} =	1121,96

CÁLCULOS HIDRÁULICOS	
N Manning =	0,0450
I (m/m) =	0,0014
Free-board (m) =	1,00



H (m)	Cota (m)	L (m)	P (m)	A (m²)	R (m)	R ^{2/3}	AR ^{2/3}	I ^{1/2}	Q (m³/s)	V (m/s)
0	-4,749	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,00	-3,749	19,37	19,57	14,06	0,72	0,80	11,28	0,04	9,21	0,65
2,00	-2,749	29,12	29,52	38,33	1,30	1,19	45,62	0,04	37,25	0,97
3,00	-1,749	39,01	39,64	72,17	1,82	1,49	107,61	0,04	87,86	1,22
4,00	-0,749	48,61	49,47	116,27	2,35	1,77	205,53	0,04	167,82	1,44
5,00	0,251	57,10	58,19	168,92	2,90	2,03	343,74	0,04	280,67	1,66
6,00	1,251	71,08	72,33	232,45	3,21	2,18	506,22	0,04	413,32	1,78
7,00	2,251	90,94	92,30	313,32	3,39	2,26	707,69	0,04	577,83	1,84
8,00	3,251	89,62	93,27	401,15	4,30	2,64	1060,92	0,04	866,24	2,16
9,00	4,251	89,62	95,27	490,77	5,15	2,98	1463,84	0,04	1195,22	2,44
8,60	3,851	Hmáx							916,08	Qmáx

Dimensionamento / Verificação Hidráulica - Ponte Rio Itajaí Mirim



Conforme os cálculos das vazões apresentados acima, a ponte projetada atende à vazão esperada considerando somente a vazão do Rio do Meio e Canhanduba.

Porém, o local da ponte recebe parte da contribuição do Rio Itajaí Mirim quando o canal extravasor não comporta mais a vazão especialmente em condições de chuvas intensas.

Diante desse fato e nessas condições a ponte projetada não atenderia a esse acréscimo de vazão.

A cota de máxima cheia calculada é de 3,851 para “condições normais”, porém a máxima cheia observada em eventos extremos alcançou a cota de 4,466. Ou seja, 2,890m acima da cota da rua Adolfo Batschauer que é o local de uma das cabeceiras da ponte projetada.

Estudo Geotécnico

B.3. ESTUDO GEOTÉCNICO

1 – INTRODUÇÃO

Apresentamos o relatório da sondagem do tipo SPT (Sondagem à Percussão), realizado no local supracitado.

Foram executados quatro (04) furos de sondagem, posicionados conforme croqui de situação anexo, num total de 209,57m de perfuração, representados individualmente em perfis verticais, onde constam as profundidades das camadas, classificação do material e ocorrência ou não de lençol freático.

A sondagem foi executada segundo as seguintes normas da ABNT:

- a) **NBR-8036/83**: “Programação de Sondagens de Simples Reconhecimento de Solos para Fundações de Edifícios”;
- b) **NBR-6484/2001**: “Solos - Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT - Método de Ensaio”;
- c) **NBR-6502/95**: “Rochas e Solos - Terminologia”;
- d) **NBR-13441/95**: “Rochas e Solos - Simbologia”.

2 - MÉTODO:

A sondagem foi realizada de acordo com as prescrições da norma **NBR-12069/1991**.

3 - EQUIPAMENTO:

As especificações do equipamento à disposição para utilização estão de acordo com a **NBR-6484/2001**.

4 - IDENTIFICAÇÃO E DESCRIÇÃO DAS AMOSTRAS:

As amostras coletadas foram identificadas e descritas conforme a **NBR-6484/2001**. A terminologia empregada está de acordo com a **NBR-6502/95**.

Para a classificação da compactidade dos solos granulares e da consistência dos solos finos, deve ser usada a tabela do anexo A da **NBR-6484/2001**, mostrada a seguir:

Índices de resistência à penetração e respectivas designações		
Solo	Índice de Resistência á Penetração	Designação
Areias e siltes	≤ 4	Fofo
	5 - 10	Pouco compacto
	11 - 30	Medianamente

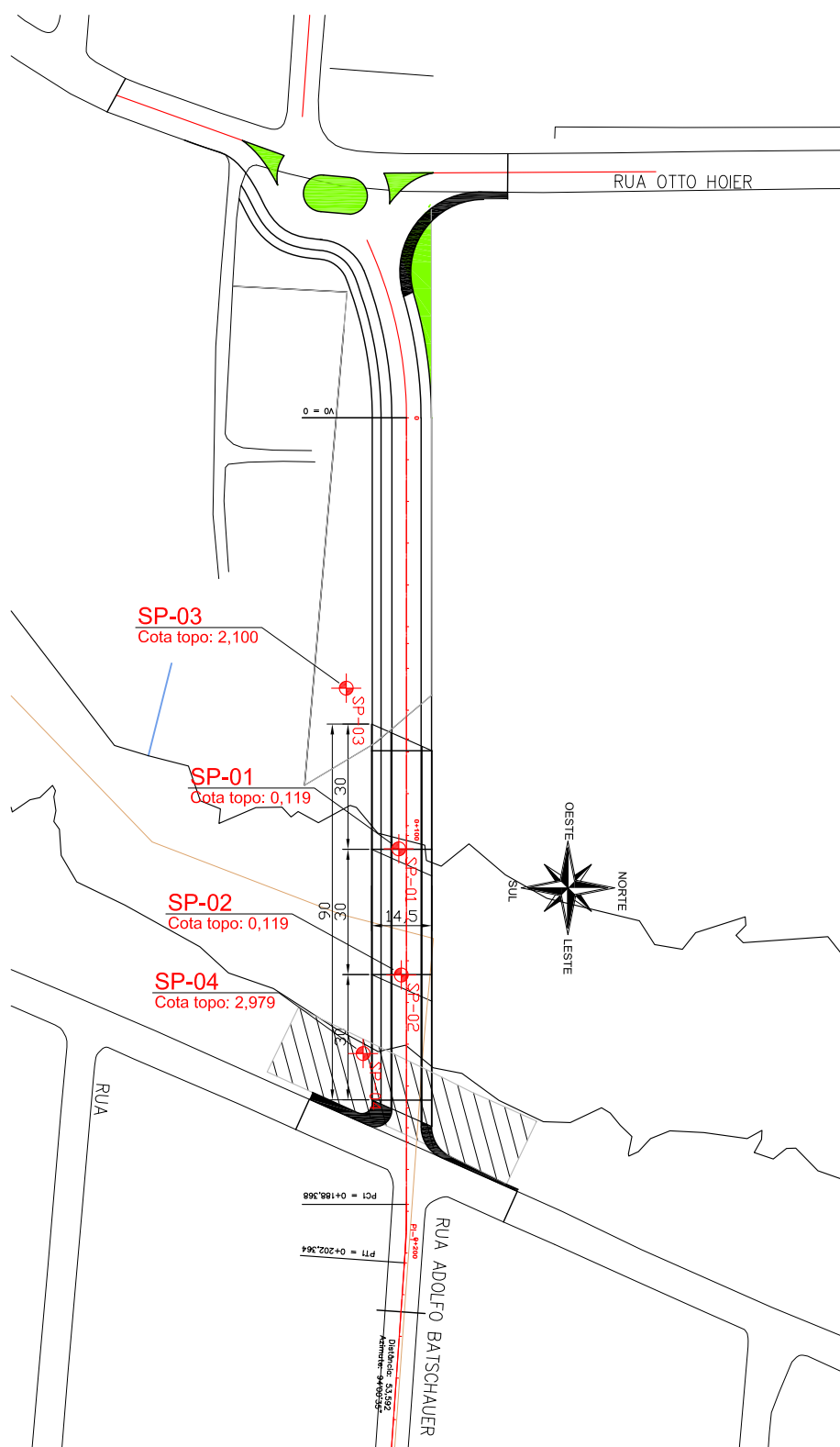
arenosos		compacto
	31 - 50	Compacto
	> 50	Muito compacto
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 - 4	Mole
	5 - 8	Média
	9 - 15	Rija
	16 - 30	Muito rija
	> 30	dura

5 – INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS:

A interpretação dos dados SPT visa à escolha do tipo das fundações, seu dimensionamento, a estimativa das taxas de tensões admissíveis do terreno e uma previsão dos recalques das fundações. A escolha do tipo de fundação é feita analisando os perfis das sondagens, cortes longitudinais do subsolo dos pontos sondados. A tensão admissível do solo pode, de forma expedita, ser estimada em função de índice correlacionado com a consistência ou compacidade das diversas camadas do subsolo.

Para a concepção do projeto supracitado utilizamos análise criteriosa da sondagem por um Engenheiro especializado onde determinou com precisão o correto valor para a resistência do solo.

Segue anexo croqui de localização e boletins de sondagem:



PONTOS DE SONDAGEM

CLIENTE: IGUATEMI ENGENHARIA

SONDADOR: AUGUSTO

OBRA/LOCAL: PONTE RUA ADOLFO BATSCHAUER – ITAJAÍ SC

DATA INÍCIO: 26/06/18

DATA TÉRMINO: 28/06/18

LAVAGEM POR TEMPO		AVANÇO TRADO:	1,00 m	ESCALA: 1:100
TEMPO (min.):	AVANÇO (m):	AVANÇO REVESTIMENTO:	1,60 m	NÍVEIS D'ÁGUA
10	00	FUGA D'ÁGUA COM:	—	INICIAL:
10	00	USO BENTONITE:	1,50 — 51,62m	01 HORA:
10	00	MOTIVO DO TÉRMINO:		24 HORAS:

**FURO & SOLO
PERFURAÇÕES**

CONVENÇÕES:
SO: Solo Orgânico AT: Aterro IMPENETRÁVEL A PERCUSSÃO
SS: Solo Superficial AL: Solo Aluvionar CV: Camada Vegetal SA: Solo alteração

RESP. TÉC.: Engº Civil JULIANO GLUZ
CREA: SC 087575-3

PERFIL DE SONDAGEM SP-01

37
01/03

NÍVEL D'ÁGUA INICIAL	PROF.(m) PERFIL	GOLPES / 30 cm		ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO (N) QUEDA 75 cm PESO DE 65 kg										DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS	CONVENÇÃO	TORQUE MÁXIMO	TORQUE RESIDUAL
		INICIAL	FINAL	0	10	20	30	40	50								
	①	-	-											0,00 - 4,10 m: LAMINA DA ÁGUA.			
	②	-	-														
	③	-	-														
	④	-	-														
	⑤	03	04											4,10 - 7,10 m: AREIA COM ARGILA ORGÂNICA, MOLE, VARIEGADA.			
	⑥	04	04														
	⑦	02	03														
	⑧	01/P	-											7,10 - 40,68 m: ARGILA ORGÂNICA COM AREIA FINA, MOLE, CINZA ESCURA.			
	⑨	01/P	-														
	⑩	01/P	-														
	⑪	01/P	-														
	⑫	01/P	-														
	⑬	01/P	-														
	⑭	01/P	-														
	⑮	01/P	-														
	⑯	01/P	-														
	⑰	01/P	-														
	⑱	01/P	-														
	⑲	01/P	-														
	⑳	01/P	-														
	㉑	01/P	-														

CLIENTE: IGUATEMI ENGENHARIA										SONDADOR: AUGUSTO																			
OBRA/LOCAL: PONTE RUA ADOLFO BATSCHAUER - ITAJAÍ SC																													
DATA INÍCIO: 26/06/18										DATA TÉRMINO: 28/06/18																			
LAVAGEM POR TEMPO				AVANÇO TRADO: 1,00 m						ESCALA: 1:100						<div>FURO & SOLO PERFURAÇÕES</div>													
TEMPO (min.):		AVANÇO (m):		AVANÇO REVESTIMENTO: 1,60 m						NÍVEIS D'ÁGUA																			
10		00		FUGA D'ÁGUA COM: -						INICIAL:																			
10		00		USO BENTONITE: 1,50 - 51,62m						01 HORA:																			
10		00		MOTIVO DO TÉRMINO:						24 HORAS:																			
CONVENÇÕES: SO: Solo Orgânico AT: Aterro SS: Solo Superficial AL: Solo Aluvionar CV: Camada Vegetal SA: Solo alteração										IMPENETRÁVEL A PERCUSSÃO										RESP. TÉC.: Engº Civil JULIANO GLUZ CREA: SC 087575-3									

PERFIL DE SONDAGEM SP-01

39
03/03

NÍVEL D'ÁGUA INICIAL	PROF.(m) PERFIL	GOLPES / 30 cm		ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO (N) QUEDA 75 cm PESO DE 65 kg								DESCRİÇÃO DOS MATERIAIS	CONVENÇÃO	TORQUE MÁXIMO	TORQUE RESIDUAL
		INICIAL	FINAL	0	10	20	30	40	50						
	43	05	06												
	44	08	08												
	45	08	10												
	46	10	13												
	47	11	12												
	48	10	13												
	49	12	14												
	50	13	15												
	51	15	18												
	52	-	-									LIMITE DA SONDAGEM:51,62 m IMPENETRÁVEL A PERCUSSÃO.			
	53	-	-												
	54	-	-												
	55	-	-												
	56	-	-												
	57	-	-												
	58	-	-												
	59	-	-												
	60	-	-												
	61	-	-												
	62	-	-												
	63	-	-												

CLIENTE: IGUATEMI ENGENHARIA					SONDADOR: AUGUSTO				
OBRA/LOCAL: PONTE RUA ADOLFO BATSCHAUER - ITAJAÍ SC									
DATA INÍCIO: 26/06/18					DATA TÉRMINO: 28/06/18				
LAVAGEM POR TEMPO		AVANÇO TRADO: 1,00 m			ESCALA: 1:100			FURO & SOLO PERFURAÇÕES	
TEMPO (min.):	AVANÇO (m):	AVANÇO REVESTIMENTO: 1,60 m			NÍVEIS D'ÁGUA				
10	00	FUGA D'ÁGUA COM: -			INICIAL:				
10	00	USO BENTONITE: 1,50 - 51,62m			01 HORA:				
10	00	MOTIVO DO TÉRMINO:			24 HORAS:				
CONVENÇÕES:		IMPENETRÁVEL A PERCUSSÃO			RESP. TÉC.: Engº Civil JULIANO GLUZ				
SO: Solo Orgânico AT: Aterro					CREA: SC 087575-3				
SS: Solo Superficial AL: Solo Aluvionar CV: Camada Vegetal SA: Solo alteração									

FURO & SOLO
PERFURAÇÕES

PERFIL DE SONDAGEM SP-02

NÍVEL D'ÁGUA INICIAL	PROF.(m) PERFIL	GOLPES / 30 cm		ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO (N) QUEDA 75 cm PESO DE 65 kg										DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS	CONVENÇÃO	TORQUE MÁXIMO	TORQUE RESIDUAL
		INICIAL	FINAL	0	10	20	30	40	50								
	①	-	-											0,00 - 4,18 m: LAMINA DA ÁGUA.			
	②	-	-														
	③	-	-														
	④	-	-														
	⑤	05	05											4,18 - 7,23 m: AREIA COM ARGILA ORGÂNICA, MOLE, VARIEGADA.			
	⑥	06	05														
	⑦	04	04														
	⑧	02	02											7,23 - 41,80 m: ARGILA ORGÂNICA COM AREIA FINA, MOLE, CINZA ESCURA.			
	⑨	01/P	-														
	⑩	01/P	-														
	⑪	01/P	-														
	⑫	01/P	-														
	⑬	01/P	-														
	⑭	01/P	-														
	⑮	01/P	-														
	⑯	01/P	-														
	⑰	01/P	-														
	⑱	01/P	-														
	⑲	01/P	-														
	⑳	01/P	-														
	㉑	01/P	-														

CLIENTE: IGUATEMI ENGENHARIA				SONDADOR: AUGUSTO			
OBRA/LOCAL: PONTE RUA ADOLFO BATSCHAUER - ITAJAÍ SC							
DATA INÍCIO: 28/06/18				DATA TÉRMINO: 30/06/18			
LAVAGEM POR TEMPO		AVANÇO TRADO: 1,00 m		ESCALA: 1:100		<div>FURO & SOLO PERFURAÇÕES</div>	
TEMPO (min.):	AVANÇO (m):	AVANÇO REVESTIMENTO: 1,60 m		NÍVEIS D'ÁGUA			
10	00	FUGA D'ÁGUA COM: -		INICIAL:			
10	00	USO BENTONITE: 1,50 - 52,65m		01 HORA:			
10	00	MOTIVO DO TÉRMINO:		24 HORAS:			
CONVENÇÕES:		IMPENETRÁVEL A PERCUSSÃO		RESP. TÉC.: Engº Civil JULIANO GLUZ			
SO: Solo Orgânico AT: Aterro				CREA: SC 087575-3			
SS: Solo Superficial AL: Solo Aluvionar CV: Camada Vegetal SA: Solo alteração							

PERFIL DE SONDAGEM SP-02

41
02/03

NÍVEL D'ÁGUA INICIAL	PROF.(m) PERFIL	GOLPES / 30 cm		ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO (N) QUEDA 75 cm PESO DE 65 kg								DESCRİÇÃO DOS MATERIAIS	CONVENÇÃO	TORQUE MÁXIMO	TORQUE RESIDUAL
		INICIAL	FINAL	0	10	20	30	40	50						
	22	02	02												
	23	01/P	-												
	24	01/P	-												
	25	01/P	-												
	26	01/P	-												
	27	01/P	-												
	28	01/P	-												
	29	01/P	-												
	30	01/P	-												
	31	01/P	-												
	32	01/P	-												
	33	01/P	-												
	34	01/P	-												
	35	01/P	-												
	36	01/P	-												
	37	02	02												
	38	02	02												
	39	02	02												
	40	02	02												
	41	03	03												
	42	02	03												

41,80 - 52,65 m: AREIA COM ARGILA SILTOSA E
PEDREGULHOS, POUCO COMPACTA A COMPACTA,
VARIEGADA.

CLIENTE: IGUATEMI ENGENHARIA

SONDADOR: AUGUSTO

OBRA/LOCAL: PONTE RUA ADOLFO BATSCHAUER - ITAJAÍ SC

DATA INÍCIO:28/06/18

DATA TÉRMINO:30/06/18

LAVAGEM POR TEMPO	AVANÇO TRADO:	1,00 m	ESCALA: 1:100	<div>FURO & SOLO PERFURAÇÕES</div>
TEMPO (min.):	AVANÇO (m):	AVANÇO REVESTIMENTO: 1,60 m	NÍVEIS D'ÁGUA	
10	00	FUGA D'ÁGUA COM: -	INICIAL:	
10	00	USO BENTONITE: 1,50 - 52,65m	01 HORA:	
10	00	MOTIVO DO TÉRMINO:	24 HORAS:	

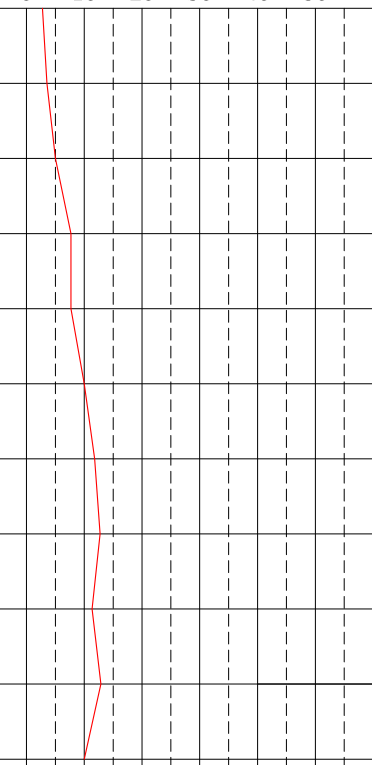
CONVENÇÕES:
SO: Solo Orgânico AT: Aterro
SS: Solo Superficial AL: Solo Aluvionar CV: Camada Vegetal SA: Solo alteração

IMPENETRÁVEL A PERCUSSÃO

RESP. TÉC.: Engº Civil JULIANO GLUZ
CREA: SC 087575-3

PERFIL DE SONDAGEM SP-02

42
03/03

NÍVEL D'ÁGUA INICIAL	PROF.(m) PERFIL	GOLPES / 30 cm		ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO (N) QUEDA 75 cm PESO DE 65 kg										DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS	CONVENÇÃO	TORQUE MÁXIMO	TORQUE RESIDUAL
		INICIAL	FINAL	0	10	20	30	40	50								
	43	04	04														
	44	04	05														
	45	08	08														
	46	08	08														
	47	08	10														
	48	11	12														
	49	11	13														
	50	10	11														
	51	10	13														
	52	10	10														
	53	-	-	LIMITE DA SONDAGEM:52,65 m IMPENETRÁVEL A PERCUSSÃO.													
	54	-	-														
	55	-	-														
	56	-	-														
	57	-	-														
	58	-	-														
	59	-	-														
	60	-	-														
	61	-	-														
	62	-	-														
63	-	-															

CLIENTE: IGUATEMI ENGENHARIA				SONDADOR: AUGUSTO			
OBRA/LOCAL: PONTE RUA ADOLFO BATSCHAUER - ITAJAÍ SC							
DATA INÍCIO: 28/06/18				DATA TÉRMINO: 30/06/18			
LAVAGEM POR TEMPO		AVANÇO TRADO:		1,00 m		ESCALA: 1:100	
TEMPO (min.):	AVANÇO (m):	AVANÇO REVESTIMENTO:		1,60 m		NÍVEIS D'ÁGUA	
10	00	FUGA D'ÁGUA COM:		-		INICIAL:	
10	00	USO BENTONITE:		1,50 - 52,65m		01 HORA:	
10	00	MOTIVO DO TÉRMINO:		IMPENETRÁVEL A PERCUSSÃO		24 HORAS:	
CONVENÇÕES: SO: Solo Orgânico AT: Aterro SS: Solo Superficial AL: Solo Aluvionar CV: Camada Vegetal SA: Solo alteração				RESP. TÉC.: Engº Civil JULIANO GLUZ CREA: SC 087575-3			

FURO & SOLO
PERFURAÇÕES

PERFIL DE SONDAGEM SP-03

43
01/03

NÍVEL D'ÁGUA INICIAL	PROF.(m) PERFIL	GOLPES / 30 cm		ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO (N) QUEDA 75 cm PESO DE 65 kg										DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS	CONVENÇÃO	TORQUE MÁXIMO	TORQUE RESIDUAL
		INICIAL	FINAL	0	10	20	30	40	50								
4,90m	①	04	05											0,00 - 4,10 m: SILTE ARENOSO COM ARGILA, POUCO COMPACTO, MARROM.			
	②	04	04														
	③	03	04														
	④	04	03														
	⑤	01/P	-											4,90 - 42,63 m: ARGILA ORGÂNICA COM AREIA FINA, MOLE, CINZA ESCURA.			
	⑥	01/P	-														
	⑦	01/P	-														
	⑧	01/P	-														
	⑨	01/P	-														
	⑩	01/P	-														
	⑪	01/P	-														
	⑫	01/P	-														
	⑬	01/P	-														
	⑭	01/P	-														
	⑮	01/P	-														
	⑯	01/P	-														
	⑰	01/P	-														
	⑱	01/P	-														
	⑲	01/P	-														
	⑳	01/P	-														
	㉑	01/P	-														

CLIENTE: IGUATEMI ENGENHARIA				SONDADOR: AUGUSTO			
OBRA/LOCAL: PONTE RUA ADOLFO BATSCHAUER - ITAJAÍ SC							
DATA INÍCIO: 10/07/18				DATA TÉRMINO: 12/07/18			
LAVAGEM POR TEMPO		AVANÇO TRADO:		1,00 m		ESCALA: 1:100	
TEMPO (min.):	AVANÇO (m):	AVANÇO REVESTIMENTO:		1,60 m		NÍVEIS D'ÁGUA	
10	00	FUGA D'ÁGUA COM:		-		INICIAL:	
10	00	USO BENTONITE:		1,50 - 52,60m		01 HORA:	
10	00	MOTIVO DO TÉRMINO:				24 HORAS:4,90m	
CONVENÇÕES:		IMPENETRÁVEL A PERCUSSÃO		RESP. TÉC.: Engº Civil JULIANO GLUZ			
SO: Solo Orgânico AT: Aterro				CREA: SC 087575-3			
SS: Solo Superficial AL: Solo Aluvionar CV: Camada Vegetal SA: Solo alteração							

FURO & SOLO
PERFURAÇÕES

PERFIL DE SONDAGEM SP-03

44
02/03

NÍVEL D'ÁGUA INICIAL	PROF.(m) PERFIL	GOLPES / 30 cm		ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO (N) QUEDA 75 cm PESO DE 65 kg										DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS	CONVENÇÃO	TORQUE MÁXIMO	TORQUE RESIDUAL
		INICIAL	FINAL	0	10	20	30	40	50								
	(22)	01/P	-														
	(23)	01/P	-														
	(24)	01/P	-														
	(25)	01/P	-														
	(26)	01/P	-														
	(27)	01/P	-														
	(28)	01/P	-														
	(29)	01/P	-														
	(30)	01/P	-														
	(31)	01/P	-														
	(32)	01/P	-														
	(33)	01/P	-														
	(34)	01/P	-														
	(35)	01/P	-														
	(36)	01/P	-														
	(37)	01/P	-														
	(38)	02	02											42,63 - 52,60 m: AREIA COM ARGILA SILTOSA E PEDREGULHOS, POUCO COMPACTA A COMPACTA, VARIEGADA.			
	(39)	03	02														
	(40)	02	03														
	(41)	03	02														
	(42)	04	04														

42,63 - 52,60 m: AREIA COM ARGILA SILTOSA E
PEDREGULHOS, POUCO COMPACTA A COMPACTA,
VARIEGADA.

CLIENTE: IGUATEMI ENGENHARIA

SONDADOR: AUGUSTO

OBRA/LOCAL: PONTE RUA ADOLFO BATSCHAUER - ITAJAÍ SC

DATA INÍCIO:10/07/18

DATA TÉRMINO:12/07/18

LAVAGEM POR TEMPO	AVANÇO TRADO: 1,00 m	ESCALA: 1:100	<div>FURO & SOLO PERFURAÇÕES</div>
TEMPO (min.):	AVANÇO (m):	AVANÇO REVESTIMENTO: 1,60 m	
10	00	FUGA D'ÁGUA COM: -	
10	00	USO BENTONITE: 1,50 - 52,60m	
10	00	MOTIVO DO TÉRMINO:	
CONVENÇÕES: SO: Solo Orgânico AT: Aterro SS: Solo Superficial AL: Solo Aluvionar CV: Camada Vegetal SA: Solo alteração		IMPENETRÁVEL A PERCUSSÃO	RESP. TÉC.: Engº Civil JULIANO GLUZ CREA: SC 087575-3

PERFIL DE SONDAGEM SP-03

45
03/03

NÍVEL D'ÁGUA INICIAL	PROF. (m) PERFIL	GOLPES / 30 cm		ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO (N) QUEDA 75 cm PESO DE 65 kg										DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS	CONVENÇÃO	TORQUE MÁXIMO	TORQUE RESIDUAL
		INICIAL	FINAL	0	10	20	30	40	50								
	43	04	05														
	44	04	04														
	45	08	06														
	46	08	10														
	47	10	10														
	48	08	11														
	49	10	12														
	50	11	13														
	51	12	15														
	52	13	16														
	53	-	-											LIMITE DA SONDAGEM: 52,60 m IMPENETRÁVEL A PERCUSSÃO.			
	54	-	-														
	55	-	-														
	56	-	-														
	57	-	-														
	58	-	-														
	59	-	-														
	60	-	-														
	61	-	-														
	62	-	-														
	63	-	-														

CLIENTE: IGUATEMI ENGENHARIA										SONDADOR: AUGUSTO																			
OBRA/LOCAL: PONTE RUA ADOLFO BATSCHAUER - ITAJAÍ SC																													
DATA INÍCIO: 10/07/18										DATA TÉRMINO: 12/07/18																			
LAVAGEM POR TEMPO					AVANÇO TRADO: 1,00 m					ESCALA: 1:100					<div>FURO & SOLO PERFURAÇÕES</div>														
TEMPO (min.):		AVANÇO (m):			AVANÇO REVESTIMENTO: 1,60 m					NÍVEIS D'ÁGUA																			
10		00			FUGA D'ÁGUA COM: -					INICIAL:																			
10		00			USO BENTONITE: 1,50 - 52,60m					01 HORA:																			
10		00			MOTIVO DO TÉRMINO:					24 HORAS:4,90m																			
CONVENÇÕES:										IMPENETRÁVEL A PERCUSSÃO										RESP. TÉC.: Engº Civil JULIANO GLUZ									
SO: Solo Orgânico AT: Aterro																				CREA: SC 087575-3									
SS: Solo Superficial AL: Solo Aluvionar CV: Camada Vegetal SA: Solo alteração																													

FURO & SOLO
PERFURAÇÕES

NÍVEL D'ÁGUA INICIAL	PROF.(m) PERFIL	GOLPES / 30 cm		ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO (N) QUEDA 75 cm PESO DE 65 kg										DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS	CONVENÇÃO	TORQUE MÁXIMO	TORQUE RESIDUAL
		INICIAL	FINAL	0	10	20	30	40	50								
4,23m	①	06	06											0,00 - 4,83 m: SILTE ARENOSO COM ARGILA, POUCO COMPACTO, MARROM.			
	②	06	05														
	③	04	04														
	④	05	03														
	⑤	02	02											4,83 - 41,50 m: ARGILA ORGÂNICA COM AREIA FINA, MOLE, CINZA ESCURA.			
	⑥	01/P	-														
	⑦	01/P	-														
	⑧	01/P	-														
	⑨	01/P	-														
	⑩	01/P	-														
	⑪	01/P	-														
	⑫	01/P	-														
	⑬	01/P	-														
	⑭	01/P	-														
	⑮	01/P	-														
	⑯	01/P	-														
	⑰	01/P	-														
	⑱	01/P	-														
	⑲	01/P	-														
	⑳	01/P	-														
	㉑	01/P	-														

CLIENTE: IGUATEMI ENGENHARIA				SONDADOR: AUGUSTO			
OBRA/LOCAL: PONTE RUA ADOLFO BATSCHAUER - ITAJAÍ SC							
DATA INÍCIO: 13/07/18				DATA TÉRMINO: 14/07/18			
LAVAGEM POR TEMPO		AVANÇO TRADO:		1,00 m		ESCALA: 1:100	
TEMPO (min.):	AVANÇO (m):	AVANÇO REVESTIMENTO:		1,60 m		NÍVEIS D'ÁGUA	
10	00	FUGA D'ÁGUA COM:		-		INICIAL:	
10	00	USO BENTONITE:		1,50 - 52,70m		01 HORA:	
10	00	MOTIVO DO TÉRMINO:		IMPENETRÁVEL A PERCUSSÃO		24 HORAS:4,23m	
CONVENÇÕES: SO: Solo Orgânico AT: Aterro SS: Solo Superficial AL: Solo Aluvionar CV: Camada Vegetal SA: Solo alteração				RESP. TÉC.: Engº Civil JULIANO GLUZ CREA: SC 087575-3			

FURO & SOLO
PERFURAÇÕES

CLIENTE: IGUATEMI ENGENHARIA					SONDADOR: AGUSTO	
OBRA/LOCAL: PONTE RUA ADOLFO BATSCHAUER - ITAJAÍ SC						
DATA INÍCIO:13/07/18			DATA TÉRMINO:14/07/18			
LAVAGEM POR TEMPO		AVANÇO TRADO: 1,00 m		ESCALA: 1:100		FURO & SOLO PERFURAÇÕES
TEMPO (min.):	AVANÇO (m):	AVANÇO REVESTIMENTO: 1,60 m		NÍVEIS D'ÁGUA		
10	00	FUGA D'ÁGUA COM: -		INICIAL:		
10	00	USO BENTONITE: 1,50 - 52,70m		01 HORA:		
10	00	MOTIVO DO TÉRMINO:		24 HORAS:4,23m		
CONVENCÕES: SO: Solo Orgânico AT: Aterro SS: Solo Superficial AL: Solo Aluvionar CV: Camada Vegetal SA: Solo alteração			IMPENETRÁVEL A PERCUSSÃO		RESP. TÉC.: Engº Civil JULIANO GLUZ CREA: SC 087575-3	

PERFIL DE SONDAGEM SP-04

48
03/03

NÍVEL D'ÁGUA INICIAL	PROF.(m) PERFIL	GOLPES / 30 cm		ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO (N) QUEDA 75 cm PESO DE 65 kg											DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS	CONVENÇÃO	TORQUE MÁXIMO	TORQUE RESIDUAL
		INICIAL	FINAL	0	10	20	30	40	50									
	43	05	06												LIMITE DA SONDAGEM:52,70 m IMPENETRÁVEL A PERCUSSÃO.			
	44	05	05															
	45	07	07															
	46	08	09															
	47	08	10															
	48	10	09															
	49	10	10															
	50	10	12															
	51	10	13															
	52	13	15															
	53	-	-															
	54	-	-															
	55	-	-															
	56	-	-															
	57	-	-															
	58	-	-															
	59	-	-															
	60	-	-															
	61	-	-															
	62	-	-															
	63	-	-															

CLIENTE: IGUATEMI ENGENHARIA					SONDADOR: AUGUSTO	
OBRA/LOCAL: PONTE RUA ADOLFO BATSCHAUER - ITAJAÍ SC						
DATA INÍCIO: 13/07/18			DATA TÉRMINO: 14/07/18			
LAVAGEM POR TEMPO		AVANÇO TRADO:		1,00 m	ESCALA: 1:100	
TEMPO (min.):	AVANÇO (m):	AVANÇO REVESTIMENTO:		1,60 m	NÍVEIS D'ÁGUA	
10	00	FUGA D'ÁGUA COM:		-	INICIAL:	
10	00	USO BENTONITE:		1,50 - 52,70m	01 HORA:	
10	00	MOTIVO DO TÉRMINO:		24 HORAS:4,23m		
CONVENÇÕES:		IMPENETRÁVEL A PERCUSSÃO			RESP. TÉC.: Engº Civil JULIANO GLUZ CREA: SC 087575-3	
SO: Solo Orgânico AT: Aterro						
SS: Solo Superficial AL: Solo Aluvionar CV: Camada Vegetal SA: Solo alteração						

CAPÍTULO C – PROJETOS

Projeto Geométrico

C.1. PROJETO GEOMÉTRICO

1. Introdução

O Projeto Geométrico seguiu as recomendações da Instrução de Serviço IS-208, vigente no DNIT. Para sua elaboração foi utilizado o Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais, de 1999.

O trecho inicia na interseção das Ruas Sidney Schulze com a Rua Otto Hoier, percorrendo aproximadamente 140 metros até a ponte com dimensões de 81,30m x 15,00m, finalizando na interseção com a Rua José Pereira Liberato.

2. Seção transversal

A seção transversal da ponte ficou da seguinte forma:

Composta por 2 faixas de rolamento com 3,60 m de largura cada e duas calçadas laterais com largura de 2,00 m cada e ciclovia com 2,50m de largura, totalizando 15,00 m.

A inclinação transversal, em tangente, das pistas de rolamento e dos estacionamentos é de 2,0%.

Os passeios serão contemplados com guarda-corpo metálico no bordo externo e guarda-rodas divisor de pista, conforme seção tipo constante no Volume 1 – Projeto de Execução.

4. Velocidade de projeto

A velocidade de projeto adotada é de 40 km/h em toda extensão do trecho.

Projeto de Terraplenagem

C.2. PROJETO DE TERRAPLENAGEM

1. Introdução

O Projeto de Terraplenagem foi elaborado a partir dos estudos topográficos e estudos geotécnicos, bem como dos elementos do projeto geométrico.

Tem como objetivo apresentar a distribuição dos volumes a serem movimentados, com a indicação dos locais de deposição dos materiais escavados, assim como especificar as condições nas quais os materiais deverão ser empregados.

Os principais tópicos a serem considerados na concepção de projetos de terraplenagem devem ser a minimização e otimização de movimentos de terras, em consonância com a distribuição de volumes de forma a racionalizar a fase de construção e de se obter a camada final composta por material com índice de suporte compatível com o projeto de pavimentação.

Obviamente a otimização de movimentos de terra tem como função minimizar os custos envolvidos na implantação da obra, dentro das exigências técnicas de Engenharia, mas ainda resulta benéfica quanto ao cronograma das obras, haja vista que as distâncias de transporte a serem percorridas são menores.

2. Inclinação dos taludes

Os taludes adotados foram os seguintes:

- Corte em solo: 1 (V) : 1,0 (H);
- Corte em rocha: 4 (V) : 1,0 (H);
- Aterros em solo ou em rocha: 1 (V) : 1,5 (H).

3. Determinação dos Volumes

Os volumes de cortes e aterros foram obtidos por meio computacional, utilizando a metodologia do produto entre a soma das áreas e a semi-distância das seções transversais. A classificação dos materiais foi definida através da análise dos estudos geotécnicos de acordo com as sondagens realizadas e, também, em função dos estudos geológicos da região onde está inserido o trecho existente, por sua vez, averiguado em inspeções de campo.

4. Distribuição dos volumes

A distribuição de volumes foi elaborada visando à minimização das distâncias de transporte, levando em consideração as características geotécnicas dos materiais e o emprego dos mesmos na construção dos aterros. Na distribuição de volumes considerou-se um coeficiente de empolamento, ou relação "*volume escavado*" / "*volume compactado*", de 1,30 para solos e materiais de primeira e de segunda categoria, o qual absorve a variação de massa específica entre o solo no estado natural e o solo compactado e as perdas decorrentes de excessos de largura nos aterros e ampliação nas espessuras de limpeza. Para a rocha esse coeficiente é 1,0.

5. Cortes

Todo material escavados é de 1ª categoria.

Quando os solos escavados apresentarem parâmetros incompatíveis àqueles especificados para a camada final de terraplenagem, como índice de expansão maior que 2% ou ISC inferior ao especificado pelo projeto de pavimentação, recomenda-se a remoção até 0,60 m abaixo da cota do greide de terraplenagem e o posterior preenchimento com material que atenda às exigências

do projeto de pavimentação para o subleito, compactado em camadas não maiores que 0,20 m de espessura.

Uma vez verificado que o material do corte apresente grau de compactação e ISC superiores ao especificado no projeto de pavimentação para o subleito, o rebaixo poderá ser evitado.

6. Aterros

Aterros são definidos como segmentos de rodovia cuja implantação requer depósito de materiais provenientes de cortes e/ou de empréstimos no interior dos limites das seções de projeto (off-sets) que definem o corpo estradal.

Os solos utilizados na execução dos aterros serão provenientes de empréstimo.

Todos os solos a serem utilizados nos aterros deverão estar isentos de matérias orgânicas. Além disso, nas camadas finais de terraplenagem apenas deverão ser utilizados materiais que atendam ao índice de suporte (CBR) de projeto, conforme indicado no projeto de pavimentação.

No corpo de aterro, o material a ser utilizado deverá apresentar expansão inferior a 4%. Já para as camadas finais de aterro esse limite é de 2%.

O lançamento do material para execução do aterro deverá ser feito em camadas sucessivas em toda a largura da seção transversal, e em extensões que permitam o umedecimento e compactação de acordo com o previsto em norma. Para o corpo do aterro, situado a 60 (sessenta) centímetros abaixo da camada final de terraplenagem, a espessura da camada compactada não poderá ultrapassar 30 (trinta) centímetros. Já para as camadas finais, esta espessura não deverá ultrapassar 20 (vinte) centímetros.

Após a descarga e espalhamento, o material deverá ser devidamente homogeneizado e umedecido antes da compactação. A compactação deverá atender às Especificações de Serviço do DNIT e às características requeridas em projeto. A verificação do grau de compactação será feita através do emprego do ensaio de massa específica aparente "in situ", conforme Método de Ensaio DNER-ME 092/94 - Solo - Determinação da massa específica aparente do solo "in situ", com emprego do frasco de areia, do DNIT.

Para o corpo de aterro, todas as camadas deverão apresentar massa específica aparente seca correspondente a 100% ou mais da massa específica aparente máxima seca do Proctor Normal. Já para as camadas finais, a massa aferida em campo deverá corresponder a 100% ou mais da massa específica aparente máxima seca do Proctor Intermediário.

Os trechos que não atingirem às condições mínimas deverão ser escarificados, homogeneizados, umedecidos adequadamente e novamente compactados.

Para o alargamento de aterros ou onde o terreno natural apresenta declividade transversal maior que 25%, deverá ser executado o escalonamento (denteamento) do talude existente para evitar a formação de uma superfície preferencial de escorregamento e infiltração de água atenuando os efeitos de possíveis recalques diferenciais.

7. Materiais Excedentes de Escavação

Os materiais excedentes oriundos de escavação deverão ser destinados para áreas de bota-fora, não agressivas ao meio ambiente e que não prejudiquem o aspecto paisagístico da região, em conformidade com as normas de proteção ambiental.

8. Especificações

Deverão ser atendidas as especificações de serviço vigentes do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), mais especificamente:

- DNIT 104/2009-ES (Serviços preliminares);
- DNIT 105/2009-ES (Caminhos de serviço);
- DNIT 106/2009-ES – (Cortes); e
- DNIT 108/2009-ES (Aterros).

Projeto de Pavimentação

C.3. PROJETO DE PAVIMENTAÇÃO

1. Introdução

O Projeto de Pavimentação tem por objetivo a definição da estrutura das camadas de pavimento das cabeceiras e capa asfáltica do tabuleiro da ponte.

O pavimento com revestimento asfáltico é o que melhor se adapta às condições de tráfego, geotécnicas e pluviométricas regionais. Por essa razão adotou-se:

- Pavimento flexível, com revestimento da pista de rolamento em Concreto Betuminoso Usinado a Quente (CBUQ);
- A camada de base para o pavimento asfáltico será composta em camada granular, únicas opções viáveis na região, em face da natureza dos solos ocorrentes não ensejar possibilidades de seu uso em camadas estruturais do pavimento, decorrente, mormente da baixa qualidade destes materiais.
- A camada de macadame seco deverá ser adquirida na pedreira mais próxima e seguir as especificações vigentes do **DNIT**.

2. Dimensionamento do Pavimento

O pavimento foi dimensionado em conformidade com as Diretrizes de Projeto de Pavimentação da Secretaria de Vias Públicas da Prefeitura Municipal de São Paulo – SVP/PMSP – de junho de 1999.

Após definir o tipo do tráfego a que será submetido o pavimento ao longo do período de projeto e obter o suporte representativo do subleito, foram determinadas as espessuras das camadas necessárias para suportar as solicitações do tráfego previstas.

Os parâmetros e os resultados do dimensionamento para o pavimento das vias de projeto estão apresentados a seguir:

- ⇒ Parâmetro de tráfego: Tráfego Médio – número “n” 5×10^5
- ⇒ Índice de Suporte Característico do Subleito – ISCp = 5,0%

Aplicando os parâmetros no método de projeto adotado, obteve-se a grade de espessuras mínimas para as camadas constituintes do pavimento constantes na **Tabela 1**.

TABELA 1
DIMENSIONAMENTO DO PAVIMENTO

MÉTODO	ISCp (%)	H _{SL} (cm)	R (cm)	K _R	B (cm)	K _B	h _{SB} (cm)	K _{SB}
PMSP	5,0	50,0	5,0	2,00	15,0	1,00	20,0	1,00

Considerando o dimensionamento realizado, recomenda-se adotar a seguinte estrutura mínima para o pavimento das pistas de rolamentos:

- ✓ **Revestimento** com **0,05 m** em **Concreto Betuminoso Usinado à Quente**;
- ✓ **Base** com **0,15 m** em **Brita Graduada**;
- ✓ **Sub-base** com **0,20 m** em **Macadame Seco**.

2.1. Especificações

Os serviços de pavimentação deverão ser executados em conformidade com as Especificações Gerais para Obras Rodoviárias, em vigor no DEINFRA, edição revisada em janeiro/2002, com as considerações particulares a seguir apresentadas:

- a) A brita graduada utilizada nas camadas de pavimento deverá ter granulometria enquadrada na Faixa I da Especificação DER-SC-ES-P-02/92, edição de janeiro de 2002.
- b) A granulometria da mistura dos agregados do concreto asfáltico para a camada de revestimento deverá atender a faixa granulométrica tipo B, apresentada no Volume II do Manual de Procedimentos do Sistema de Gerência de Pavimentos do DER/SC. Esta faixa é proveniente do Instituto do Asfalto, e têm a vantagem de terem sido longamente testadas e experimentadas. A faixa proposta é apresentada na **Tabela 2**.

TABELA 2
FAIXAS GRANULOMÉTRICAS PARA O CBUQ

Peneira (mm)	Faixa B
50,8	-
38,1	100
25,4	90 – 100
19,1	75 – 92
12,7	56 – 80
9,5	48 – 74
4,8	29 – 59
2,0	18 – 42
0,42	7 – 21
0,18	3 – 13
0,074	1 – 7
Betume (%)	3 – 9

- c) A Pintura de Ligação deverá ser feita com emulsão asfáltica tipo RR-2C.
- d) A Imprimação deverá ser realizada com asfalto diluído tipo CM-30.

Projeto de Sinalização

C.4. PROJETO DE SINALIZAÇÃO

A Sinalização, seguiu as recomendações da Instrução de Serviço IS-215, vigente no DNIT. Este projeto foi elaborado de acordo com as disposições do CÓDIGO DE TRÂNSITO BRASILEIRO, Lei nº 9.503, de 23 de setembro de 1997 e seus anexos: MANUAL BRASILEIRO DE SINALIZAÇÃO DE TRÂNSITO, volumes I, II, IV de 2007 e volume III de 2014, também esta de acordo com o MANUAL DE SINALIZAÇÃO RODOVIÁRIA – 2010 e MANUAL DE SINALIZAÇÃO DE OBRAS E EMERGÊNCIAS – 2010, vigentes no Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT.

Especificação Técnica dos Materiais

A instalação dos dispositivos empregados para a sinalização vertical deve estar de acordo com a norma DNIT 101/2009 – ES.

Placas

O material de confecção das placas foi definido em função do seu posicionamento em relação à via.

As placas implantadas no solo e na lateral serão fabricadas com chapas de aço zincadas nº16, conforme NBR 11904:2005. O verso das chapas será revestido com pintura eletrostática a pó (poliéster) ou tinta esmalte sintética sem brilho na cor preta de secagem a 140°C.

As placas suspensas deverão ser fabricadas com chapas de alumínio com espessura de 1,5mm e estar em conformidade com a NBR – 7.823:2007 e NBR – 7556:2006. Nelas aplicar-se-ão acabamento no que couber para gravar a sinalização prevista em projeto.

1. Sinalização horizontal

A sinalização horizontal se compõe basicamente da pintura de sinais, linhas de demarcação, símbolos e legendas sobre o pavimento, objetivando suplementar a sinalização vertical.

Ressalta-se, com estas ponderações, a impossibilidade de liberação de trechos em obras ou recém concluídos, sem a execução da Sinalização Horizontal.

A largura das linhas de demarcação será igual a 0,10m e foi definida em função da velocidade do projeto – 40km/h.

As marcas longitudinais utilizadas são as seguintes:

- Linhas de divisão de fluxos de mesmo sentido: separam os fluxos de tráfego do mesmo sentido e regulamenta a mudança de faixa. Podem ser simples continua ou simples tracejada, sempre na cor branca. Nas proximidades das faixas de pedestres, as linhas devem ser contínuas em no mínimo 15m, contando a partir da linha de retenção. Quando tracejada, a marcação deve seguir a cadência (t:e) 1:2 – traço de 4m e espaçamento de 8m no trecho com 60km/h e cadência (t:e) 1:2 – traço de 2m e espaçamento de 4m no trecho com 40km/h.
- Linhas de bordo de pista: delimita a parte da pista destinada ao tráfego, separando-a dos acostamentos, faixas de segurança ou do limite a superfície pavimentada. Estas linhas são sempre contínuas e tem a cor branca. A linha de marcação de bordo de pista será executada na cor branca, em faixa contínua.

- Linhas de Continuidade: dá continuidade as linhas de bordo, nas marcações de estacionamento regularizado. Será tracejada, na cor branca e deve ter a largura da linha que a antecede. Para a linha de continuidade adotou-se a cadência (t:e) 1:1 – traço de 1m e espaçamento de 1m.

As marcas transversais utilizadas são as seguintes:

- Linhas de retenção: Pintura continua, na cor branca, com espessura de 0,60m.
- Faixas de Travessia de Pedestre: A travessia será elevada ao nível da calçada, e sua implantação deve estar de acordo com a resolução nº 495/2014 do Conselho Nacional de Trânsito – CONTRAN.

Todos os detalhes da sinalização horizontal constam no Volume 1 – Projeto de Execução.

Projeto de Geotécnico

C.5. PROJETO GEOTÉCNICO

Devido ao solo mole existente na cabeceira oeste da ponte citada, foi previsto a implantação de geogrelha dupla para minimização do recalque e estabilização do local.

Os segmentos projetados foram:

- Cabeceira Oeste (25m x 24m);
- Observação: O projeto Geotécnico deverá ser executado diretamente sobre o solo mole, portanto antes do lançamento do aterro da cabeceira da margem esquerda;
- Deverá ser feito a contenção em conjunto com o aterro da cabeceira;
- Qualquer dúvida consultar a projetista.

MEMORIAL DE CÁLCULO

MacStARS W – Rel. 4.0

Maccaferri Stability Analysis of Reinforced Slopes and Walls
 Officine Maccaferri S.p.A. - Via Kennedy 10 - 40069 Zola Predosa (Bologna)
 Tel. 051.6436000 - Fax 051.236507

Projeto.....: Análise - Batschauer

Seção Transversal.....: Seção Crítica

Local.....:

Pasta.....:

Arquivo.....: Análise - Aterro Sobre solo mole - Batschauer.mac

Data.....: 08/07/2021

RESUMO

PERFIL DA CAMADA	2
PERFIL DA SUPERFÍCIE FREÁTICA.....	2
BLOCOS REFORÇADOS.....	3
Bloco: GEOGRELHA.....	3
SOBRECARGAS.....	3
PROPRIEDADES DOS REFORÇOS UTILIZADOS.....	3
VERIFICAÇÃO DOS RESULTADOS.....	4
Verificação da estabilidade Global:	4

PROPRIEDADES DO SOLO

Solo: ATERRO Descrição:

Coesão	[kN/m ²]	:	0.00
Ângulo de Atrito:	[°]	:	30.00
Valor de Ru		:	0.00
Peso unitário – Natural	[kN/m ³]	:	19.00
Peso unitário – Saturado	[kN/m ³]	:	19.00
Módulo Elástico	[kN/m ²]	:	0.00
Módulo de Poisson		:	0.30

Solo: S1 Descrição: Argila Cinza Muito Mole | NSPT_{méd} = 1

Coesão	[kN/m ²]	:	10.00
Ângulo de Atrito:	[°]	:	0.00
Valor de Ru		:	0.00
Peso unitário – Natural	[kN/m ³]	:	15.00
Peso unitário – Saturado	[kN/m ³]	:	15.00
Módulo Elástico	[kN/m ²]	:	0.00
Módulo de Poisson		:	0.30

Solo: S2 Descrição: Solo Mole | N_{sptméd} = 3

Coesão	[kN/m ²]	:	30.00
Ângulo de Atrito:	[°]	:	0.00
Valor de Ru		:	0.00
Peso unitário – Natural	[kN/m ³]	:	15.00
Peso unitário – Saturado	[kN/m ³]	:	15.00
Módulo Elástico	[kN/m ²]	:	0.00
Módulo de Poisson		:	0.30

PERFIL DA CAMADA

Camada: ATERRO

Descrição:

Solo: ATERRO

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
100.00	100.00	104.00	102.00	150.00	102.00		

Camada: S2

Descrição:

Solo: S2

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
50.00	94.00	150.00	94.00				

Camada: SOLO MOLE

Descrição:

Solo: S1

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
50.00	100.00	150.00	100.00				

PERFIL DA SUPERFÍCIE FREÁTICA

Superfície freática: N.A.

Descrição:

X	Y	Y	P	X	Y	Y	P
[m]	[m]	[m]	[kN/m ²]	[m]	[m]	[m]	[kN/m ²]
50.00	99.90			150.00	99.90		

BLOCOS REFORÇADOS

Bloco: GEOGRELHA

Dimensões do bloco.....[m].....: Largura da Base.....= 40.00 Altura.....= 0.30
 Origem do Bloco.....[m].....: Abscissa.....= 100.00 Ordenada.....= 100.00
 Inclinação da Face.....[°].....: 63.00

Tipo de aterro estrutural.....: i=%0.0º
 Aterro estrutural.....: ATERRO
 Solo de aterro.....: ATERRO
 Solo do talude acima da estrutura.....: ATERRO
 Solo da Fundação.....: ATERRO

Parâmetros para o cálculo da capacidade de suporte por Brinch Hansen, Vesic ou Meyerhof

Profundidade da fundação.....[m] : 0.00
 Inclinação do talude ao pé da estrutura.....[°] : 0.00

Padrão dos reforços:

Maccaferri - MacGrid WG - WG 200

Comprimento.....[m].....= 40.00
 Espaçamento Vertical.....[m].....= 0.30
 Comprimento da ancoragem de face.....[m].....= 1.00

SOBRECARGAS

Cargas Distribuídas: 20 KPA Descrição:

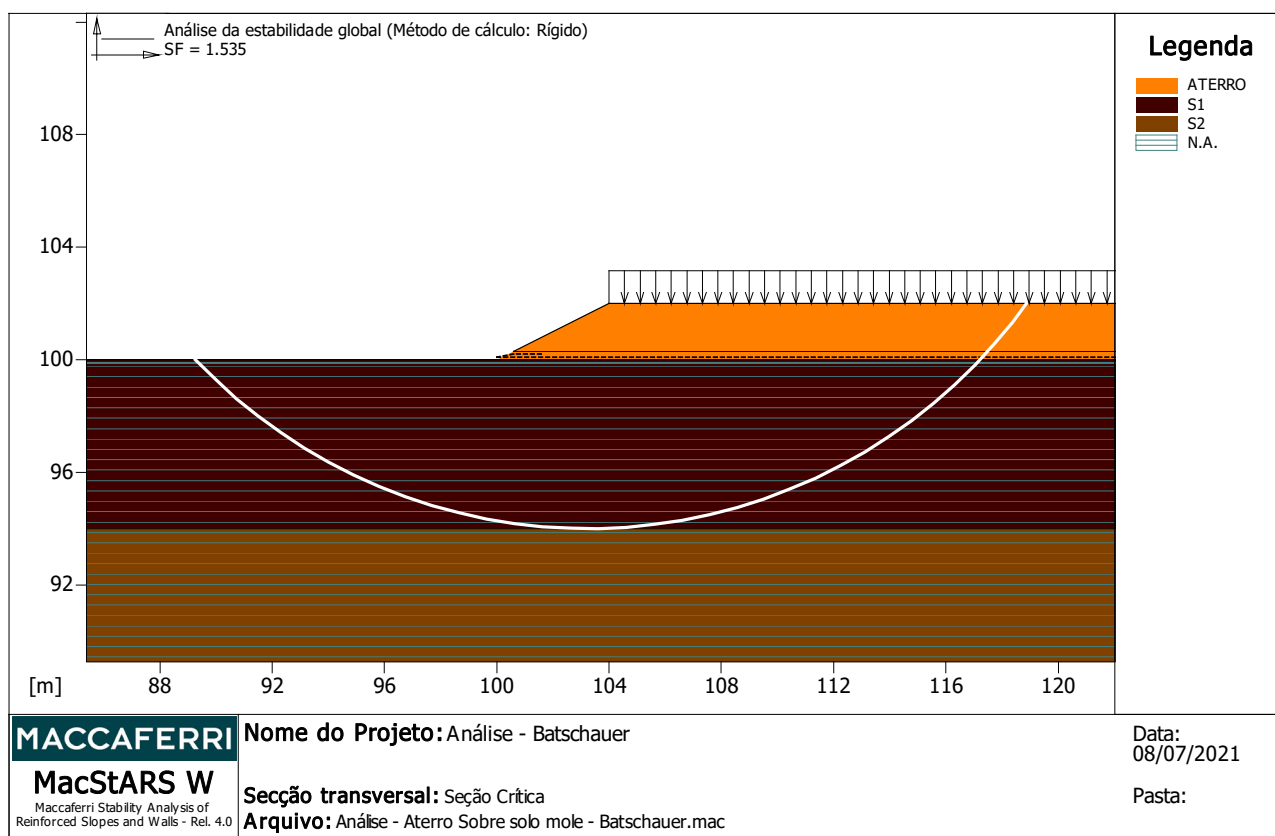
Intensidade.....[kN/m²].....= 20.00 Inclinação.....[°].....= 0.00
 Abscissa.....[m].....: de = 104.00 até = 150.00

PROPRIEDADES DOS REFORÇOS UTILIZADOS

Maccaferri - MacGrid WG - WG 200

Resistência à Tração.....[kN/m].....: 200.00
 Taxa de deformação plástica.....: 0.00
 Coeficiente de deformação elástico.....[m³/kN].....: 1.10e-04
 Rigidez do reforço.....[kN/m].....: 1665.00
 Comprimento de ancoragem Mínimo.....[m].....: 0.15
 Fator de seg. contra a ruptura (pedregulho).....: 1.72
 Fator de seg. contra o arrancamento (Pull-out).....: 1.00
 Fator de seg. contra a ruptura (areia).....: 1.69
 Fator de seg. contra o arrancamento (Pull-out).....: 1.00
 Fator de seg. contra a ruptura (areia siltosa).....: 1.65
 Fator de seg. contra o arrancamento (Pull-out).....: 1.00
 Fator de seg. contra a ruptura (argila arenosa).....: 1.65
 Fator de seg. contra o arrancamento (Pull-out).....: 1.00
 Fator de interação reforço/reforço.....: 0.20
 Coeficiente de interação reforço-brita.....: 0.85
 Coeficiente de interação reforço-areia.....: 0.85
 Coeficiente de interação reforço-silte.....: 0.65
 Coeficiente de interação reforço-argila.....: 0.45

VERIFICAÇÃO DOS RESULTADOS



Verificação da estabilidade Global:

Força atuante nos Reforços de acordo com o Método Rígido

Análise de estabilidade com superfícies circulares de acordo com o Método de Bishop

Fator de Segurança Calculado: 1.535

Limites de busca para as superfícies de ruptura

Limite inicial, abscissas [m]		Limite final, abscissas [m]	
Primeiro ponto	Segundo ponto	Primeiro ponto	Segundo ponto
50.00	98.00	105.00	150.00
Número de pontos de início no primeiro segmento	:	100	
Número total de superfícies verificadas	:	1000	
Comprimento mínimo da base das lamelas	[m]	1.00	
Ângulo limite superior para a busca	[°]	0.00	
Ângulo limite inferior para a busca	[°]	0.00	

Bloco: GEOGRELHA
 Maccaferri - MacGrid WG - WG 200

Y	Tb	Tp	Td	Tb/Td	Tp/Td
[m]	ruptura	arrancamento	agente	1/Fmax	
0.000	[kN/m] 200.0	[kN/m] 489.4	[kN/m] 121.2	1.65	4.04

MacStARS W – Rel. 4.0

Maccaferri Stability Analysis of Reinforced Slopes and Walls
 Officine Maccaferri S.p.A. - Via Kennedy 10 - 40069 Zola Predosa (Bologna)
 Tel. 051.6436000 - Fax 051.236507

Projeto.....: Ponte Bambuzal
 Seção Transversal.....: Seção Crítica
 Local.....:
 Pasta.....:
 Arquivo.....: Análise - Aterro Sobre solo mole - Bambuzal.mac
 Data.....: 08/07/2021

RESUMO

PERFIL DA CAMADA	2
PERFIL DA SUPERFÍCIE FREÁTICA.....	2
SOBRECARGAS.....	2
VERIFICAÇÃO DOS RESULTADOS	3
Verificação da estabilidade Global:	3

PROPRIEDADES DO SOLO

Solo: ATERRO Descrição:

Coesão.....[kN/m ²]:	0.00
Ângulo de Atrito:.....[°]:	30.00
Valor de Ru.....	0.00
Peso unitário – Natural.....[kN/m ³]:	19.00
Peso unitário – Saturado.....[kN/m ³]:	19.00
Módulo Elástico.....[kN/m ²]:	0.00
Módulo de Poisson.....	0.30

Solo: SOLO MOLE Descrição: Argila Cinza Muito Mole | NSPT_{méd} = 2

Coesão.....[kN/m ²]:	20.00
Ângulo de Atrito:.....[°]:	0.00
Valor de Ru.....	0.00
Peso unitário – Natural.....[kN/m ³]:	15.00
Peso unitário – Saturado.....[kN/m ³]:	15.00
Módulo Elástico.....[kN/m ²]:	0.00
Módulo de Poisson.....	0.30

PERFIL DA CAMADA

Camada: ATERRO

Descrição:

Solo: ATERRO

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
100.00	100.00	104.00	102.00	150.00	102.00		

Camada: SOLO MOLE

Descrição:

Solo: SOLO MOLE

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
50.00	100.00	150.00	100.00				

PERFIL DA SUPERFÍCIE FREÁTICA

Superfície freática: N.A.

Descrição:

X	Y	Y	P	X	Y	Y	P
[m]	[m]	[m]	[kN/m ²]	[m]	[m]	[m]	[kN/m ²]
50.00	99.00			150.00	99.00		

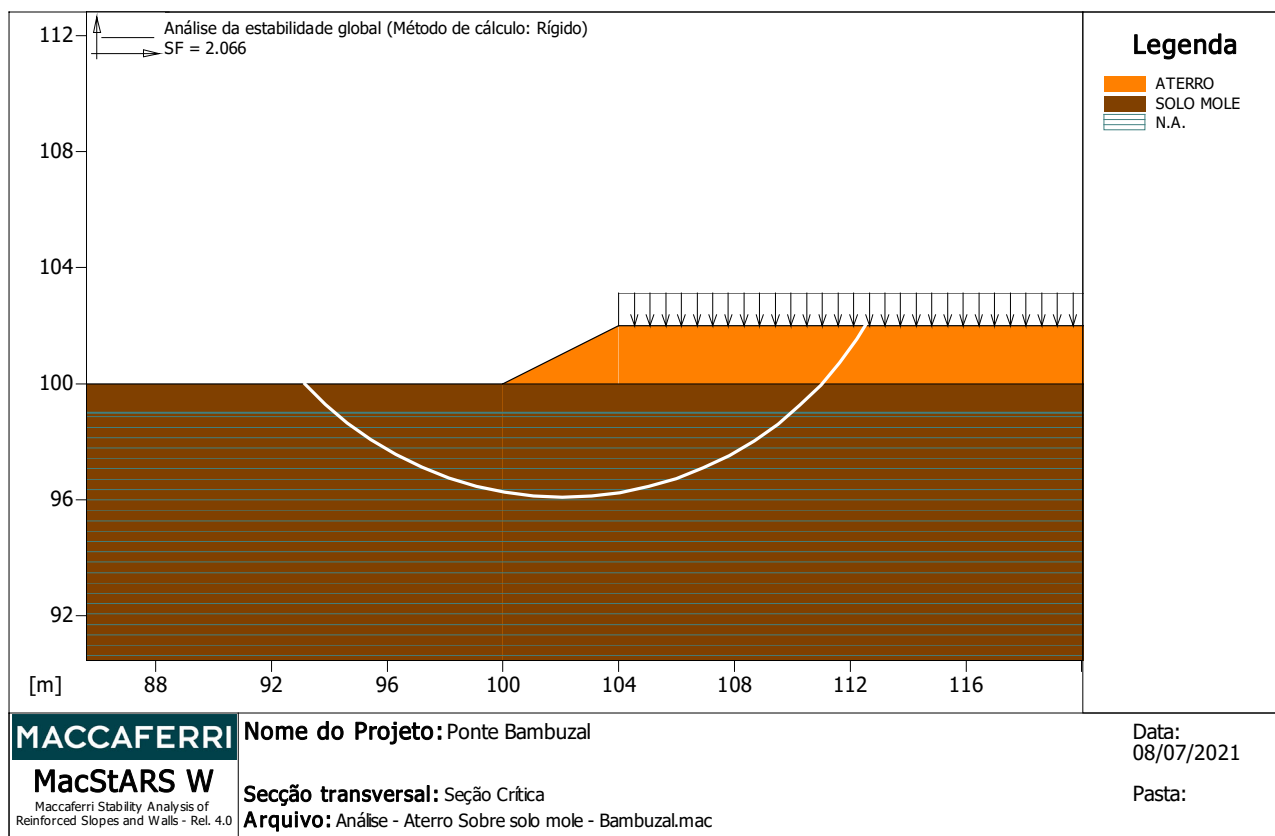
SOBRECARGAS

Cargas Distribuídas: 20 KPA

Descrição:

Intensidade.....[kN/m²] = 20.00 Inclinação.....[°] = 0.00
 Abscissa.....[m]: de = 104.00 até = 150.00

VERIFICAÇÃO DOS RESULTADOS



Verificação da estabilidade Global:

Força atuante nos Reforços de acordo com o Método Rígido

Análise de estabilidade com superfícies circulares de acordo com o Método de Bishop

Fator de Segurança Calculado: 2.066

Limites de busca para as superfícies de ruptura			
Limite inicial, abscissas [m]		Limite final, abscissas [m]	
Primeiro ponto	Segundo ponto	Primeiro ponto	Segundo ponto
50.00	98.00	105.00	150.00
Número de pontos de início no primeiro segmento	100		
Número total de superfícies verificadas	1000		
Comprimento mínimo da base das lamelas	1.00 [m]		
Ângulo limite superior para a busca	0.00 [°]		
Ângulo limite inferior para a busca	0.00 [°]		

Projeto de Obras de Contenção

C.6. PROJETO DE OBRAS DE CONTENÇÃO

O Projeto de Obras de CONTENÇÃO compreende o projeto de contenção das cabeceiras sob a ponte. Para o projeto em questão, foi utilizada a solução com gabião caixa, gabião colchão e gabião saco.

A Tabela 1 retrata os muros de gabiões projetados:

CONTENÇÕES COM GABIÕES				
Início	Fim	Lado	Comprimento (m)	Observações
0+85	0+100	LD/LE	15,00	Gabião Colchão Margem esquerda
0+85	0+87	LD/LE	2,00	Gabião Caixa Margem esquerda
0+146	0+150	LD/LE	4,00	Gabião Saco Margem Direita
0+149	0+150	LD/LE	1,00	Gabião Caixa Margem Direita

Tabela 1

Observação: O projeto de CONTENÇÃO deverá ser executado antes do içamento das longarinas, devido a altura de trabalhabilidade.

Qualquer dúvida consultar a projetista.

Projeto de Obra de Arte Especial
(Ponte Sobre Rio Itajaí-Mirim)



PREFEITURA MUNICIPAL DE ITAJAÍ

PROJETOS EXECUTIVOS DA PONTE ADOLFO BATSCHAUER

LIGAÇÃO : BAIRRO DOM BOSCO – BAIRRO CIDADE NOVA.
TRECHO : RUA ADOLFO BATSCHAUER– RUA SIDNEY SCHULZE.

MEMORIAL DE CÁLCULO ESTRUTURAL PARA PROJETO EXECUTIVO DA PONTE ADOLFO BATSCHAUER

AGOSTO/2018



SUMÁRIO

1. SUPERESTRUTURA	1
1.1. CRITÉRIOS DE CÁLCULO	1
1.2. NORMAS DE REFERÊNCIA	2
1.3. DESCRIÇÃO DO MODELO	3
1.4. CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS	5
1.4.1. CONCRETO PARA AS VIGAS PRÉ-MOLDADAS PROTENDIDAS (CLASSE C40)	5
1.4.2. CONCRETO MOLDADO IN LOCO (CLASSE C30)	6
1.4.3. AÇO PARA CORDOALHA DE 12,7mm	6
1.5. CARACTERÍSTICAS GERAIS DA SUPERESTRUTURA	7
1.5.1. PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS*:	8
1.6. CARREGAMENTOS	9
1.6.1. CARGAS PERMANENTES (g)	9
1.6.2. CARGAS VARIÁVEIS	10
1.6.3. CARGAS MÓVEIS (q)	11
1.7. COMBINAÇÕES DE CARGA	11
1.8. HIPÓTESES DE POSICIONAMENTO PARA A CARGA MÓVEL	12
1.9. VERIFICAÇÃO DA LONGARINA DE 20,00m	13
1.9.1. VERIFICAÇÃO À FLEXO-COMPRESSÃO E CORTANTE PARA C.P.	15
1.10. PROPRIEDADES GOMÉTRICAS	16
1.10.1. GEOMETRIA VIGA SOZINHA, PARA VERIFICAÇÃO EM PRIMEIRA FASE (NO CANTEIRO)	16
1.10.2. GEOMETRIA DA VIGA + LAJE, PARA VERIFICAÇÕES DE SEGUNDA FASE (EM EXERCÍCIO)	16
1.11. CÁLCULO DAS PERDAS:	17
1.11.1. PERDAS DE PRIMEIRA FASE (VIGA NO CANTEIRO)	17
1.11.2. PERDAS DE SEGUNDA FASE (VIGA EM EXERCÍCIO)	17
1.11.3. VERIFICAÇÃO DAS SEÇÕES NO E.L.S:	18



1.11.4.	VERIFICAÇÃO NO E.L.U DA SEÇÃO NO MEIO DO VÃO SOB AÇÃO DE CARREGAMENTOS COMBINADOS:	21
1.12.	VERIFICAÇÃO AO ESFORÇO CORTANTE NA LONGARINA	22
1.12.1.	CORTANTE E MOMENTO TORÇOR DE PROJETO:	22
1.12.2.	VERIFICAÇÃO DAS SEÇÕES:	22
1.13.	RESUMO DA LONGARINA:	24
1.13.1.	TRANSVERSINAS	25
1.14.	LAJE	27
1.14.1.	SOLICITAÇÕES	27
1.14.2.	VARIAÇÃO DIMENSIONAL DO TABULEIRO	28
1.14.3.	DIMENSIONAMENTO DA LAJE	29
1.15.	DIMENSIONAMENTO DO APARELHO DE APOIO (400x250x50)	30
2.	MESOESTRUTURA	32
2.1.1.	TRAVESSAS DOS ENCONTROS	32
2.1.2.	DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO DAS TRAVESSAS DOS ENCONTROS	33
2.2.	.DIMENSIONAMENTO DOS PILARES PAREDES	34
2.2.1.	DADOS GERAIS	34
2.2.2.	SOLICITAÇÕES	34
2.2.3.	DIMENSIONAMENTO	35
	INFRAESTRUTURA	36
2.2.4.	CARGA NAS FUNDAÇÕES	36
2.3.	SONDAGEM	37
2.4.	CAPACIDADE DE CARGA GEOTECNICA	38
2.5.	DIMENSIONAMENTO DA LAJE DE APROXIMAÇÃO	39



1. SUPERESTRUTURA

1.1. CRITÉRIOS DE CÁLCULO

Neste memorial de cálculo se desenvolve o dimensionamento Ponte Adolfo Batschauer sobre o Rio Itajaí com dimensões de 81,30x15,00m.

O tabuleiro será composto por 7 vigas do tipo I e modulados em vãos de 19,45/20,30/20,30/19,45 sendo concreto com protensão aderente às longarinas que serão postas a uma distância entre eixos de 240cm. Elas serão protendidas com cordoalhas de 12,7mm de diâmetro.

As vigas, calculadas sobre apoios simples são caracterizadas por uma altura de 150cm e comprimento de 20,00m. Elas serão completadas (na obra) com uma laje de espessura colaborante total de 20 cm sendo a pré-laje de 8cm.

O peso da laje e as cargas permanentes de segunda fase (pavimentação, barreiras de proteção, etc) aplicam-se às diferentes vigas em função de suas respectivas áreas de influência.

As cargas móveis previstas pela NBR 7188/13 (Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestres), são repartidas transversalmente na superestrutura mediante um modelo de grelha de vigas, baseado no método dos elementos finitos. Os parâmetros flexionais e torcionais dos elementos que compõem a superestrutura foram calculados tendo como referência as características estático-geométricas da seção de concreto não homogenizada com a laje colaborante.

As verificações de estabilidade se desenvolveram na viga que resultou mais solicitada, as armaduras, assim determinadas, foram consideradas iguais para todas as outras vigas.

Leva-se em conta a diferente classe de resistência do concreto entre as vigas e a laje através de um coeficiente de homogenização, que equivale à razão entre aos seus respectivos módulos de elasticidade convencionais.

As perdas de tensão nas armaduras de protensão são descontadas ora na viga isolada, ora na seção composta, nas proporções indicadas nesse memorial.

Consideram-se positivos os momentos que tracionam as fibras inferiores da viga e da laje e as forças de compressão; quanto às tensões, convencionou-se como negativas as de compressão.

O elemento que representa a viga no modelo computacional têm coordenada de origem na sua extremidade.



1.2. NORMAS DE REFERÊNCIA

O cálculo se desenvolveu com referência, onde aplicável, às seguintes normas:

NBR 6118 (2014) - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento;

NBR 6120 (1980) - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações;

NBR 6122 (2010) - Projeto e execução de fundações;

NBR 6123 (1988) - Forças devidas ao vento em edificações;

NBR 7187 (2003) - Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido - Procedimento;

NBR 7188 (2013) - Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas;

NBR 7483 (2008) - Cordoalhas de aço para estruturas de concreto protendido - Especificação;

NBR 8681 (2003) - Ações e segurança nas estruturas - Procedimento;

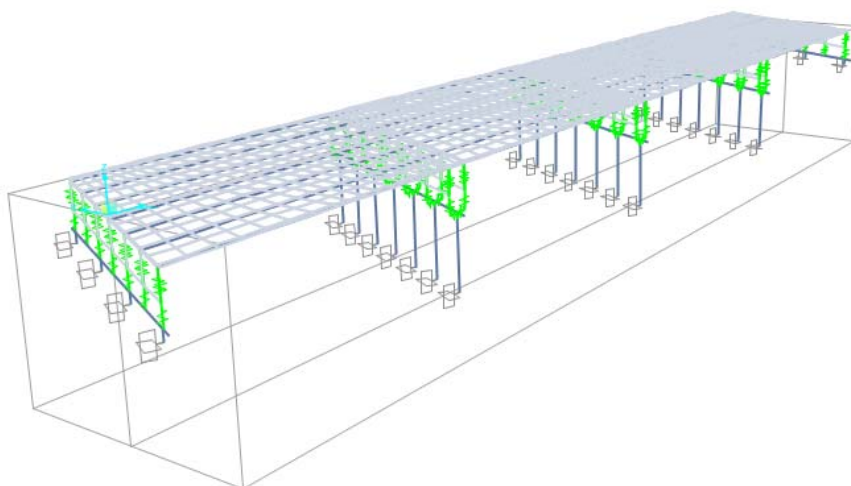
NBR 9062 (2017) - Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado.



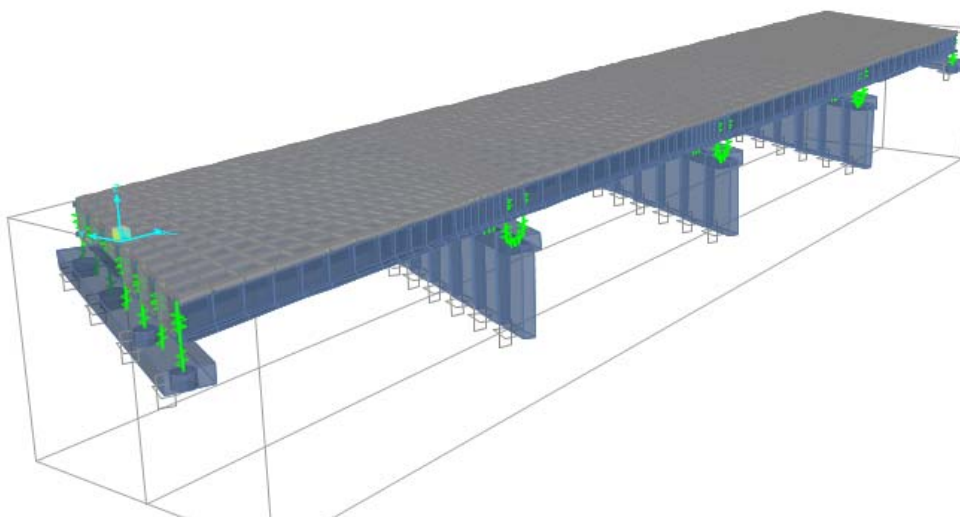
1.3. DESCRIÇÃO DO MODELO

Nesse capítulo é apresentada uma breve descrição das características do modelo (seções, materiais e cargas aplicadas), idealizado com a finalidade de representar da maneira mais fiel possível o comportamento da estrutura.

A análise foi baseada no método dos elementos finitos, com o auxílio do programa CSIBridge v.17.1.1:



Modelo da Ponte em MEF



Modelo da Ponte em MEF (extrudado)



Os parâmetros flexionais e torcionais das vigas que compõem o tabuleiro foram calculados considerando as características estático-geométricas das seções de concreto simples (sem homogenização) considerando a contribuição resistente da laje, quando apropriado.

Considerou-se um coeficiente de mola horizontal para o aparelho de neoprene temos: $K_n = G.A_n/d_n$, onde:

K_n = rigidez horizontal do aparelho de neoprene;

G = módulo de elasticidade transversal do neoprene, $G = 1.000 \text{ KN/m}^2$;

A_n = área em planta do neoprene;

d_n = altura do neoprene, não se considera as chapas de aço de fretagem.

A intenção do modelo de elementos finitos é determinar o comportamento da estrutura em serviço, ou seja, a partir do momento em que a laje é solidarizada à longarina, onde a seção reagente é a seção composta.

Em primeira fase, quando a laje ainda não contribui na resistência do conjunto, o peso próprio da viga e da laje são calculados e aplicados diretamente na viga, em esquema isostático como carga uniformemente distribuída.

As travessinas são representadas por elementos com geometria retangular com largura igual a 30cm (intermediárias) 30cm (apoios) e altura proporcional à altura da longarina e desempenham a função de cortina da ponte, devidamente calculada para atender as duas funções.

O esquema de vínculo considerado prevê um apoio em neoprene fretado, portanto com rotação liberada.

Ao modelo supracitado foram aplicadas as cargas permanentes e cargas móveis definidas neste memorial.

As cargas foram combinadas entre si de acordo com as indicações da NBR 6118-(2014).

Da análise do modelo emerge que as vigas mais solicitadas são as de bordo.



1.4. CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS

- Classe de agressividade ambiental III, conforme NBR6118/2014;
- Cobrimento das armaduras: 4,0 para Super Lajes, 4,0cm para Super Vigas e 5,0cm para Infra e meso Concreto protendido nível 2 (protensão limitada).

1.4.1. CONCRETO PARA AS VIGAS PRÉ-MOLDADAS PROTENDIDAS (CLASSE C40)

- Diâmetro máximo agregados: 19mm
- Relação água/cimento máxima: 0,40

Fase inicial

- Resistência característica à compressão $F_{ckj} = 27,26\text{MPa}$
- Módulo de elasticidade $E = 29238,22\text{Mpa}$
- Resistência à tração admissível $f_{tkj} = 2,72\text{MPa}$
- Compressão admissível $\sigma_c = 0,7 f_{ckj} = 17,50\text{MPa}$
- E.L.U.
- Coeficiente de segurança $\gamma_c = 1,4$
- Resistência à compressão de cálculo $f_{cdj} = f_{ckj} / \gamma_c = 19,47\text{MPa}$
- Resistência à tração de cálculo $f_{ctdj} = f_{ctkj} / \gamma_c = 1,94\text{MPa}$

Fase final

- Resistência característica à compressão $F_{ck} = 40\text{MPa}$
- Módulo de elasticidade $E = 35417,51\text{Mpa}$
- Resistência à tração admissível $f_{tk} = 3,21\text{MPa}$
- E.L.U.
- Coeficiente de segurança $\gamma_c = 1,4$
- Resistência à compressão de cálculo $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 25,00\text{MPa}$
- Resistência à tração de cálculo $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 2,29\text{Mpa}$



1.4.2. CONCRETO MOLDADO IN LOCO (CLASSE C30)

-Diâmetro máximo dos agregados	25mm
- Relação água/cimento máxima	0,45
- Resistência característica à compressão	$f_{ck} = 30\text{Mpa}$
- Resistência à tração admissível	$f_{tk} = 2,9\text{MPa}$
- Módulo de elasticidade	30672,46MPa

E.L.U.

- coeficiente de segurança	$\gamma_c = 1,4$
- resistência à compressão de cálculo	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 21,43\text{Mpa}$
- resistência à tração de cálculo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 2,07\text{Mpa}$

1.4.3. AÇO PARA CORDOALHA DE 12,7mm

CP 190 RB

- $f_{ptk} = 1900\text{MPa}$
- $f_{pyk} = 1710\text{Mpa}$

A tensão máxima resistente da cordoalha deve verificar as seguintes desigualdades:

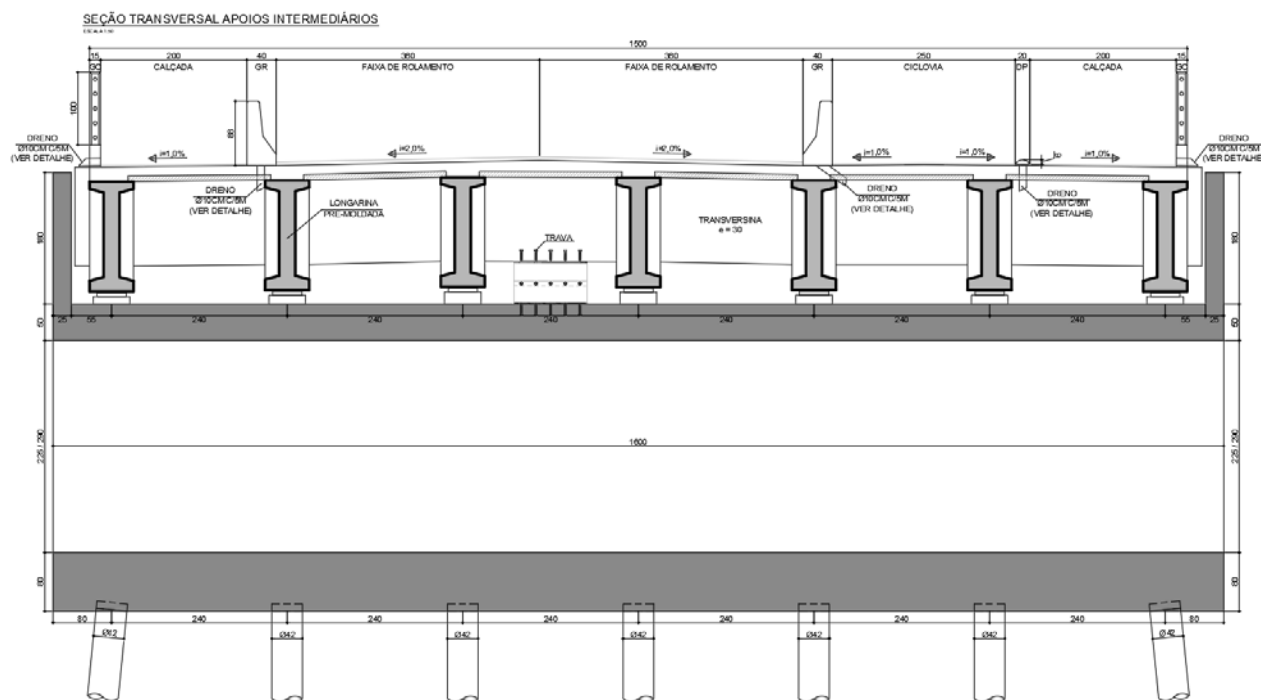
$$\sigma_{pi} \leq 0,74 f_{ptk} = 0,74 \times 1.900 = 1.406 \text{ MPa} = 140,6 \text{ kN/cm}^2 \text{ ou}$$

$$\sigma_{pi} \leq 0,82 f_{pyk} = 0,82 \times 1.710 = 1.4022 \text{ MPa} = 140,2 \text{ kN/cm}^2$$



1.5. CARACTERÍSTICAS GERAIS DA SUPERESTRUTURA

A seguir é ilustrada a seção transversal típica da ponte:

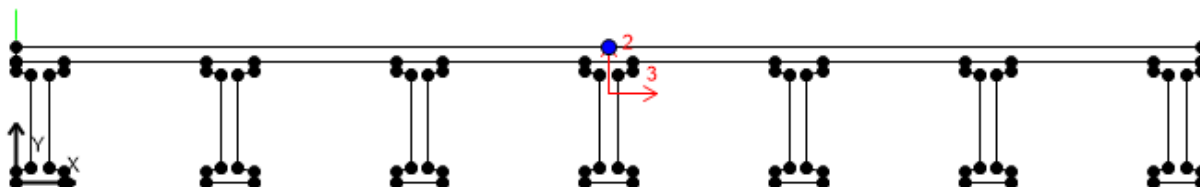




1.5.1. PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS*:

*unidades: (kN - m - °C)

O tabuleiro completo possui as seguintes propriedades geométricas:



A	6.5889
J	0.1294
I33	2.1793
I22	138.9877
I23	0.
AS2	3.0895
AS3	3.2262
S33(+face)	3.7771
S33(-face)	1.9405
S22(+face)	18.5317
S22(-face)	18.5317
Z33	3.456
Z22	28.3542
r33	0.5751
r22	4.5929
Xcg	7.5
Ycg	1.123
Xpna	7.5
Ypna	1.3978



1.6. CARREGAMENTOS

1.6.1. CARGAS PERMANENTES (g)

a) Peso próprio da longarina

$$PP_{viga} = (0.444 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3) = 11.1 \text{ kN/m}$$

b) Peso da transversina:

$$PP_{transversina} = (0.828 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3) = 20.7 \text{ kN/extremidade de viga}$$

c) Peso da laje:

$$PP_{laje} = 0.21 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 5.25 \text{ kN/m}^2$$

d) Peso da pavimentação:

$$PP_{laje} = 0.05 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3 + 2 \text{ kN/m}^3 = 3.2 \text{ kN/m}^2$$

e) Peso do guarda rodas

$$PP_{gr} = (0.23 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3) = 5.75 \text{ kN/m}$$

f) Peso do guarda corpo

$$PP_{gcorpo} = 1 \text{ kN/m}$$

g) Peso próprio da travessa central (viga de apoio):

$$PP_{trav.central} = (0.75 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3) = 18.75 \text{ kN/m}$$

h) Peso próprio da travessa do encontro

$$PP_{trav.encontro} = (1.675 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3) = 41.88 \text{ kN/m}$$

i) Peso próprio das alas

$$PP_{alas} = 1.73 \text{ m}^3 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 43.36 \text{ kN/ala}$$

$$Mala = 86.72 \text{ kN.m}$$

j) Peso laje de aproximação + camada de 50cm de solo

$$PP_{lajeaprox} = (4 \text{ m} \times 0.25 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 + 4 \text{ m} \times 0.5 \text{ m} \times 18 \text{ kN/m}^3) / 2 = 30.5 \text{ kN/m}$$

k) Peso próprio do pilar

$$PP_{pilar} = 3.1415 \times (1.4)^2 / 4 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 38.48 \text{ kN/m}$$



1.6.2. CARGAS VARIÁVEIS

a) Frenagem

Veículo: T45

Carga multidão: $p=5\text{kN/m}^2$

Carga móvel do caminhão: $P=450\text{kN}$

Largura da pista: 14.2m

Comprimento da pista: 20.3m

$$F1 = 0.3 \times 450 = 135\text{kN}$$

$$F2 = 0.05 \times 15.46 \times 14.2 \times 20.3 = 222.76\text{kN}$$

$$F3 = 0.25 \times 81.8 \times 14.2 = 290.39\text{kN}$$

b) Força longitudinal devida às deformações lentas e variação térmica (Creep)

Considerou-se, de forma simplificada, que as cargas horizontais causadas por esses fenômenos sejam equivalentes a 3% do peso total da superestrutura:

$$F_{\text{long}} = 3\% \times 336.15 = 10.08 \text{ kN/pilar}$$

c) Vento NBR 6123

S1=	1		
categoria=	1		
classe=	B		
S3=	1.1		
Coef. de força (Cf)=	1.4		
Velocidade básica=	35.0m/s		
z=	10m		
S2=	1.09		
Área de influência =	60.00m ²		
Vk=	41.97m/s		
qv=	1.51kN/m ²		
Fvento =	90.68kN		
	4.47kN/m		

NBR Antiga (Usual)		
	Descarregada	Carregada
	3.00m	4.20m
	1.50kN/m ²	1.00kN/m ²
	4.50kN/m	4.20kN/m

d) Correnteza

Seção do pilar = retangular

ângulo de incidência= 90°

V_{máx} da água (V_a)= 5.00m/s

k= 0.71

largura do pilar = 1.00m

$p = k \times V_a^2 = 17.75\text{kN/m}^2$

F_{corrent} = 17.75kN/m



1.6.3. CARGAS MÓVEIS (q)

Trem-Tipo da NBR 7188/13 – Classe 45.

Carregamento de “Multidão” - de acordo com a NBR 7188/13.

Transporte de Carga Especial de acordo com NBR 7188/13 TB512.

1.7. COMBINAÇÕES DE CARGA

As combinações de carga consideradas são as seguintes:

Considerando:

- g_1 = permanentes de primeira fase;
- g_2 = permanentes de segunda fase;
- q = cargas móveis;
- P_0 = Força de protensão inicial;
- P_∞ = Força de protensão a tempo infinito.

Estado limite de serviço(ELS).

Combinação 1: $0,8g_1 + P_0$

(Combinação especial de transporte, sob supervisão)

Combinação 2: $g_1 + P_0$

(Combinação especial de estocagem ou repouso, sob supervisão)

Combinação 3: $g_1 + \text{peso da laje} + P_0$ (sem considerar a contribuição geométrica da laje)

(Combinação de estado em vazio→ações permanentes)

Combinação 4: $g_1 + g_2 + P_\infty$

(Combinação de estado em vazio→ações permanentes)

Combinação 5: $g_1 + g_2 + 0,3 \cdot \varphi \cdot q + P_\square$

(Combinação quase-permanente)

Combinação 6: $g_1 + g_2 + 0,5 \cdot \varphi \cdot q + P_\infty$

(Combinação freqüente)

Combinação 7: $g_1 + g_2 + \varphi \cdot q + P_\infty$

(Combinação rara)

O coeficiente Impacto Vertical é calculado através da fórmula:

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

O coeficiente de numero de faixas é calculado através da fórmula:

$$CNF = 1 - 0,056 * (n - 2) \geq 0,9$$

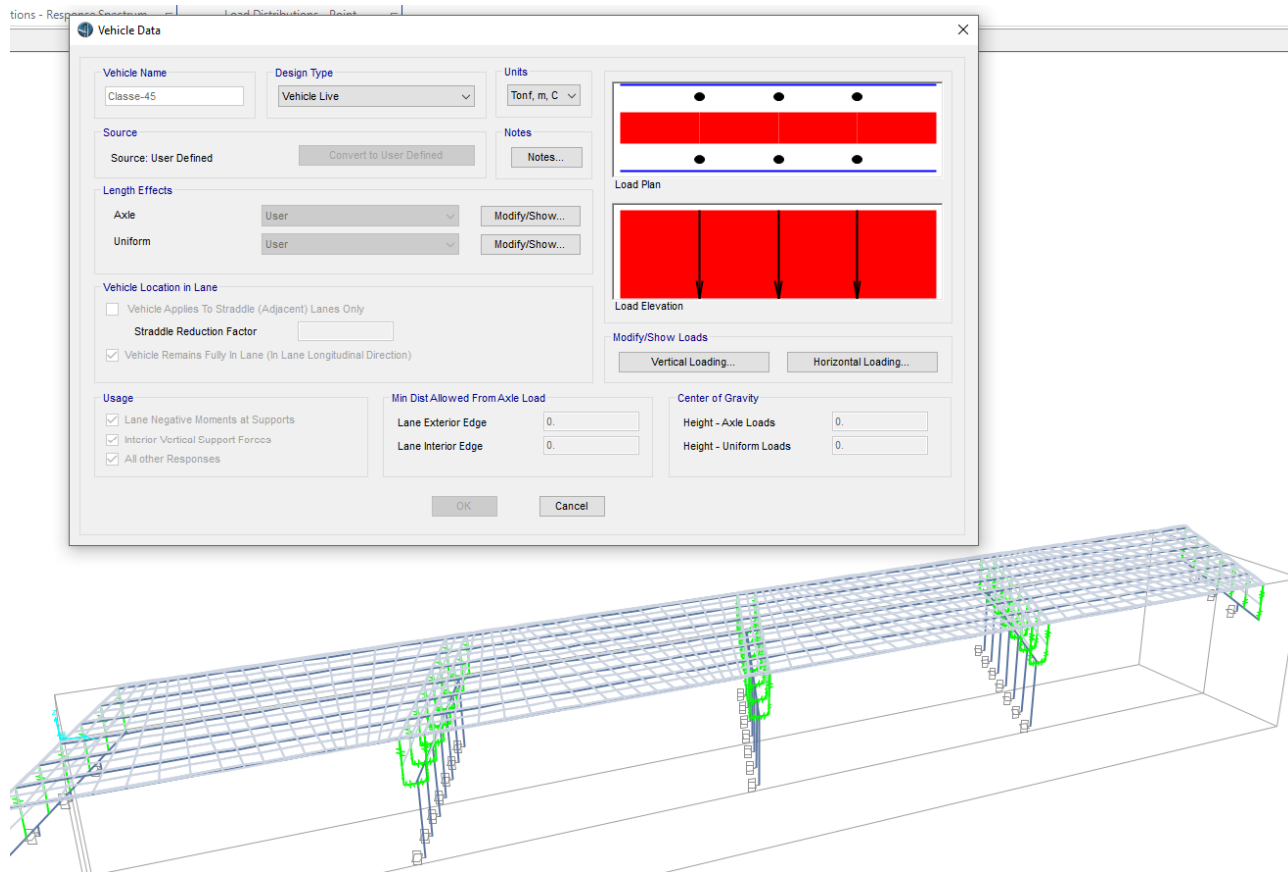
Estado Limite Ultimo (ELU).

$$Md = 1,35 \cdot (M_{g1} + M_{g2}) + 1,5 \cdot CIV \cdot CNF \cdot M_q$$



1.8. HIPÓTESES DE POSICIONAMENTO PARA A CARGA MÓVEL

A obtenção dos carregamentos máximos para dimensionamento dos elementos estruturais teve como base a obtenção da envoltória de solicitações a partir do posicionamento do TB450 e TB 512 (Veículo de Carga Especial) variando por todas as posições possíveis da pista de rodagem, já prevendo um futuro alargamento do viaduto, com a pista sobrepondo os passeios.





1.9. VERIFICAÇÃO DA LONGARINA DE 20,00m

Da análise do modelo estrutural a longarina de bordo foi a mais solicitada, a posição 0 é relativa a posição do neoprene.

Peso próprio longarina

POSIÇÃO (cm)	CARGA	CORTANTE (kN)	TORÇOR (kN.m)	MOMENTO (kN.m)
0	DEAD	-105.15	-5.07	-2.13
100	DEAD	-94.10	-8.95	100.54
200	DEAD	-83.01	-11.23	192.72
300	DEAD	-71.91	-11.90	273.69
400	DEAD	-60.82	11.88	343.12
500	DEAD	-49.74	11.31	400.87
600	DEAD	-38.68	9.84	446.94
700	DEAD	-27.63	7.79	481.38
900	DEAD	16.53	5.36	515.51
1000	DEAD	5.49	2.72	515.26

Peso próprio da laje + Transversinas(Fase não colaborante):

POSIÇÃO (cm)	CARGA	CORTANTE (kN)	TORÇOR (kN.m)	MOMENTO (kN.m)
0	PPLaje+Transversinas	-114.60	4.69	-5.27
100	PPLaje+Transversinas	114.59	5.27	110.08
200	PPLaje+Transversinas	100.00	-5.28	211.21
300	PPLaje+Transversinas	86.16	-5.17	298.69
400	PPLaje+Transversinas	72.91	-4.77	372.97
500	PPLaje+Transversinas	60.14	-4.21	434.36
600	PPLaje+Transversinas	47.72	-3.54	483.14
700	PPLaje+Transversinas	35.58	-2.77	519.51
900	PPLaje+Transversinas	23.62	-1.90	555.56
1000	PPLaje+Transversinas	11.78	-0.97	555.39


Permanentes de segunda fase: Pavimentação + Guarda-rodas+Ala+L.T.

POSIÇÃO (cm)	CARGA	CORTANTE (kN)	TORÇOR (kN.m)	MOMENTO (kN.m)
0	PPpav+Sobrecarga+GR	-72.57	-6.39	-1.41
100	PPpav+Sobrecarga+GR	72.57	-10.40	73.80
200	PPpav+Sobrecarga+GR	64.72	-12.63	141.51
300	PPpav+Sobrecarga+GR	56.76	-13.19	201.14
400	PPpav+Sobrecarga+GR	48.72	13.18	252.35
500	PPpav+Sobrecarga+GR	40.63	12.46	294.97
600	PPpav+Sobrecarga+GR	32.52	10.81	328.99
700	PPpav+Sobrecarga+GR	24.40	8.54	354.42
900	PPpav+Sobrecarga+GR	16.27	5.88	379.63
1000	PPpav+Sobrecarga+GR	8.14	2.99	379.43

Carga móvel (Moving load)

POSIÇÃO (cm)	CARGA	CORTANTE (kN)	TORÇOR (kN.m)	MOMENTO (kN.m)
0	Carga Movel (ML)	5.61	66.64	14.86
100	Carga Movel (ML)	331.10	87.42	309.98
200	Carga Movel (ML)	290.22	97.56	566.41
300	Carga Movel (ML)	257.52	100.28	769.72
400	Carga Movel (ML)	230.72	96.05	933.32
500	Carga Movel (ML)	208.95	88.37	1062.23
600	Carga Movel (ML)	189.96	79.04	1172.94
700	Carga Movel (ML)	173.06	69.31	1254.62
900	Carga Movel (ML)	158.01	58.35	1333.83
1000	Carga Movel (ML)	143.85	48.23	1333.49



1.9.1. VERIFICAÇÃO À FLEXO-COMPRESSÃO E CORTANTE PARA C.P.

A verificação baseia-se, no que se refere às características mecânicas dos materiais e aos procedimentos de cálculo, nas normas técnicas vigentes (ver capítulo 2 “Normas de referência”) considerando todas as suas indicações e limitações.

No que concerne as características estáticas e geométricas das seções reagentes, é prevista a possibilidade de que a estrutura a ser verificada seja realizada em duas diferentes fases de concretagem: a primeira geralmente coincide com a viga pré-moldada no canteiro e a segunda, com a sucessiva concretagem integrativa (laje) realizada na obra.

As características de resistência da concreto empregado nas duas fases podem ser diferentes, nesse caso usa-se um coeficiente de homogenização para a concretagem em segunda fase, equivalente à razão entre os módulos de elasticidade dos dois materiais.

No caso em estudo, as larguras de concretagem colaborante coincidem com a distância entre os eixos das longarinas; o coeficiente de homogenização entre os concretos é 0,845.

As armaduras de precompressão têm coeficiente de homogenização n igual a 7,54.

No que se refere às solicitações, e consequentemente o estado tensional, são previstas 6 diferentes fases que visam definir o estado de solicitação do elemento estrutural ao longo da sua vida útil:

I – Transporte;

II – Estocagem;

III – Primeira fase da concretagem da laje, onde age na estrutura o peso da laje mas não se considera a seção colaborante. Nessa fase são consideradas as perdas imediatas de protensão;

IV – Segunda fase de concretagem da laje, onde existe contribuição geométrica da laje no conjunto, considera-se nessa fase todas as perdas de protensão;

V – Inclusão das cargas permanentes de segunda fase;

VI – inclusão das cargas móveis, considerando combinação quase-permanente, frequente e rara.



1.10. PROPRIEDADES GOMÉTRICAS

Propriedades geométricas das vigas homogenizadas nas diferentes seções de verificação considerando a contribuição geométrica da armadura de pós-compressão:

1.10.1. GEOMETRIA VIGA SOZINHA, PARA VERIFICAÇÃO EM PRIMEIRA FASE (NO CANTEIRO)

SEC..	Ap (cm ²)	Ach (cm ²)	y _b (cm)	y _p (cm)	y ₂ (cm)	ep
0.00m	17.766	4450.04	75.00	75.00	71.44	-3.56
1.00m	17.766	4450.04	61.71	61.71	71.86	10.16
2.00m	17.766	4450.04	49.98	49.98	72.24	22.26
3.00m	17.766	4450.04	39.81	39.81	72.57	32.75
4.00m	17.766	4450.04	31.21	31.21	72.85	41.63
5.00m	17.766	4450.04	24.18	24.18	73.08	48.90
6.00m	17.766	4450.04	18.70	18.70	73.26	54.55
7.00m	17.766	4450.04	14.79	14.79	73.38	58.59
9.00m	17.766	4450.04	11.67	11.67	73.49	61.82
10.00m	17.766	4450.04	11.67	11.67	73.49	61.82

1.10.2. GEOMETRIA DA VIGA + LAJE, PARA VERIFICAÇÕES DE SEGUNDA FASE (EM EXERCÍCIO)

SEC.	Ap (cm ²)	Ach (cm ²)	y _p (cm)	y ₂ (cm)	ep
0.00m	17.766	8486.00	75.00	113.70	38.70
1.00m	17.766	8486.00	61.71	113.85	52.14
2.00m	17.766	8486.00	49.98	113.98	64.00
3.00m	17.766	8486.00	39.81	114.10	74.28
4.00m	17.766	8486.00	31.21	114.20	82.98
5.00m	17.766	8486.00	24.18	114.28	90.10
6.00m	17.766	8486.00	18.70	114.34	95.64
7.00m	17.766	8486.00	14.79	114.38	99.59
9.00m	17.766	8486.00	11.67	114.42	102.75
10.00m	17.766	8486.00	11.67	114.42	102.75



1.11. CÁLCULO DAS PERDAS:

1.11.1. PERDAS DE PRIMEIRA FASE (VIGA NO CANTEIRO)

Seção	Acom. An- coragem	Def. imediata	Relax. Aço	Perdas progressivas		TOTAL (primeira fase)
				borda super.	borda infer.	
0.00m	4.17%	0.64%	2.20%	2.02%	2.02%	13.65%
1.00m	4.17%	1.55%	2.20%	2.10%	2.20%	14.74%
2.00m	4.17%	1.86%	2.20%	2.01%	2.25%	15.10%
3.00m	4.17%	2.13%	2.20%	1.93%	2.28%	15.40%
4.00m	4.17%	2.36%	2.20%	1.86%	2.31%	15.66%
5.00m	4.17%	2.55%	2.20%	1.80%	2.33%	15.86%
6.00m	4.17%	2.69%	2.20%	1.76%	2.34%	16.02%
7.00m	4.17%	2.79%	2.20%	1.73%	2.34%	16.13%
9.00m	4.17%	2.86%	2.20%	1.70%	2.34%	16.20%
10.00m	4.17%	2.86%	2.20%	1.70%	2.34%	16.20%

1.11.2. PERDAS DE SEGUNDA FASE (VIGA EM EXERCÍCIO)

Seção	Relax. Aço	Perdas progressivas		TOTAL (segunda fase)
		borda super.	borda infer.	
0.00m	5.00%	6.84%	6.84%	11.83%
1.00m	5.00%	6.86%	6.92%	11.92%
2.00m	5.00%	6.77%	6.93%	11.93%
3.00m	5.00%	6.69%	6.93%	11.92%
4.00m	5.00%	6.61%	6.91%	11.91%
5.00m	5.00%	6.54%	6.89%	11.89%
6.00m	5.00%	6.48%	6.87%	11.87%
7.00m	5.00%	6.44%	6.85%	11.85%
9.00m	5.00%	6.41%	6.84%	11.83%
10.00m	5.00%	6.41%	6.84%	11.83%



1.11.3. VERIFICAÇÃO DAS SEÇÕES NO E.L.S:

Nas tabelas seguintes, a primeira coluna indica a seção analisada, σ_s e σ_i (em kN/cm^2) representam respectivamente as tensões na borda superior e inferior da viga pré-moldada.

As tensões máximas admissíveis para cada caso estão indicadas acima das tabelas:

Combinação 1: $0,8g_1 + P_0$

(Combinação especial de transporte, sob supervisão)

$\sigma_{c,lim} = -0,7 f_{ckj} = -0,7 \times 30 = -21,00 \text{ MPa} = -2,1 \text{ kN/cm}^2$

$\sigma_{t,lim} = 1,2 f_{tkj} = 1,2 \times 2,9 = 3,48 \text{ MPa} = 0,348 \text{ kN/cm}^2$

Seção	σ_s	σ_i
0.00m	0.001	-0.001
1.00m	-0.384	-0.563
2.00m	-0.258	-0.677
3.00m	-0.152	-0.775
4.00m	-0.064	-0.858
5.00m	0.007	-0.925
6.00m	0.060	-0.976
7.00m	0.097	-1.013
9.00m	0.123	-1.038
10.00m	0.123	-1.038

Combinação 2: $g_1 + P_0$

(Combinação especial de estocagem ou repouso, sob supervisão)

Seção	σ_s	σ_i
0.00m	0.000	0.000
1.00m	-0.460	-0.917
2.00m	-0.357	-1.019
3.00m	-0.266	-1.109
4.00m	-0.190	-1.187
5.00m	-0.114	-1.263
6.00m	-0.061	-1.318
7.00m	-0.029	-1.351
9.00m	-0.018	-1.362
10.00m	-0.013	-1.367



Combinação 3: g_1 + peso da laje + P_0 (sem considerar a contribuição geométrica da laje)
 (Combinação de estado em vazio → ações permanentes)

Seção	σ_s	σ_i
0.00m	0.000	0.000
1.00m	-0.566	-0.810
2.00m	-0.553	-0.818
3.00m	-0.536	-0.831
4.00m	-0.515	-0.849
5.00m	-0.469	-0.893
6.00m	-0.437	-0.924
7.00m	-0.418	-0.943
9.00m	-0.411	-0.950
10.00m	-0.401	-0.960

Combinação 4: g_1 + peso da laje + P_∞ (considerando a contribuição geométrica da laje)
 $\sigma_{c,lim} = -0,5 f_{ck} = -0,5 \times 35 = -17,5 \text{ MPa} = -1,75 \text{ kN/cm}^2$

Seção	σ_s	σ_i
0.00m	0.000	0.000
1.00m	-0.104	-0.673
2.00m	-0.121	-0.637
3.00m	-0.133	-0.612
4.00m	-0.140	-0.597
5.00m	-0.133	-0.607
6.00m	-0.129	-0.614
7.00m	-0.126	-0.618
9.00m	-0.125	-0.620
10.00m	-0.121	-0.627

Combinação 5: g_1 + g_2 + P_∞
 (Combinação incluindo cargas permanentes de segunda fase)
 $\sigma_{c,lim} = -0,5 f_{ck} = -0,5 \times 35 = -17,5 \text{ MPa} = -1,75 \text{ kN/cm}^2$

Seção	σ_s	σ_i
0.00m	0.003	-0.005
1.00m	-0.140	-0.606
2.00m	-0.189	-0.513
3.00m	-0.226	-0.443
4.00m	-0.251	-0.394
5.00m	-0.253	-0.387
6.00m	-0.255	-0.382
7.00m	-0.255	-0.379
9.00m	-0.255	-0.380
12.96m	-0.249	-0.391



Combinação 6: $g_1 + g_2 + 0,3q + P_{\infty}$

(Combinação quase-permanente)(Tração na Região com A_s' para momento negativo)

$\sigma_{c,lim} = -0,5 f_{ck} = -0,5 \times 35 = -17,5 \text{ MPa} = -1,75 \text{ kN/cm}^2$

Seção	σ_s	σ_i
0.00m	-0.001	0.001
1.00m	-0.174	-0.546
2.00m	-0.250	-0.403
3.00m	-0.307	-0.293
4.00m	-0.348	-0.215
5.00m	-0.359	-0.191
6.00m	-0.367	-0.174
7.00m	-0.372	-0.165
9.00m	-0.373	-0.162
10.00m	-0.366	-0.175

Combinação 7: $g_1 + g_2 + 0,5q + P_{\infty}$

(Combinação freqüente)

$\sigma_{c,lim} = -0,5 f_{ck} = -0,5 \times 35 = -17,5 \text{ MPa} = -1,75 \text{ kN/cm}^2$

$\sigma_{t,lim} = 1,2 f_{tk} = 3,36 \text{ MPa} = 0,336 \text{ kN/cm}^2$

Seção	σ_s	σ_i
0.000	-0.003	0.005
-0.241	-0.196	-0.505
-0.303	-0.290	-0.329
-0.353	-0.362	-0.194
-0.391	-0.413	-0.096
-0.412	-0.430	-0.061
-0.430	-0.443	-0.036
-0.446	-0.450	-0.021
-0.458	-0.452	-0.017
-0.460	-0.444	-0.032



1.11.4. VERIFICAÇÃO NO E.L.U DA SEÇÃO NO MEIO DO VÃO SOB AÇÃO DE CARREGAMENTOS COMBINADOS:

ELU	
ε pré=	4.530E-03
Rpd=	2641.727 KN
Rcd=Rpd	
y=	6.280 cm
x=	7.850 cm
x/d=	0.049 <0,259 Dominio 2
MRd=	4179.033 KN.m
As passiva =	12.06cm ²
MRdt=	5038.493 KN.m

O momento atuante (MSd=4325.75kN.m) é menor que o resistente (MRd =5038,49 kN.m) em ELU.



1.12. VERIFICAÇÃO AO ESFORÇO CORTANTE NA LONGARINA

1.12.1. CORTANTE E MOMENTO TORÇÃO DE PROJETO:

SEZ.	Vsdg (kN)	Vsdq (kN)	Tsdg (kN.m)	Tsdq (kN.m)	Vp _{oo} (kN.m)
0.00m	389.89	477.54	-19.03	71.60	265.68
1.00m	374.93	473.53	-39.09	78.00	212.93
2.00m	332.00	428.43	-40.30	79.47	159.93
3.00m	289.14	388.27	30.09	76.48	106.73
4.00m	246.39	352.32	30.16	71.82	0.00
5.00m	203.79	318.92	27.76	65.28	0.00
6.00m	161.33	289.32	23.61	58.08	0.00
7.00m	119.02	263.08	18.39	49.98	0.00
8.00m	49.58	215.69	-0.48	36.63	0.00
9.00m	7.49	195.84	0.00	32.18	0.00

1.12.2. VERIFICAÇÃO DAS SEÇÕES:

Parâmetros da seção resistente:

Seção	Area cortante (cm²)	Ø estribo (mm)	S (cm)	Asw (cm²)	d (cm)	he (cm)	Ae (cm²)	ue (cm)
0.00	1813.00	8.00	15.00	1.01	98.00	16.33	1600.7	228.67
1.00	2087.61	8.00	15.00	1.01	112.84	18.81	2122.3	263.30
2.00	2325.60	8.00	15.00	1.01	125.71	20.95	2633.8	293.32
3.00	2526.98	8.00	15.00	1.01	136.59	22.77	3109.6	318.72
4.00	2691.75	8.00	15.00	1.01	145.50	24.25	3528.4	339.50
5.00	2819.90	8.00	15.00	1.01	152.43	25.40	3872.3	355.66
6.00	2911.44	8.00	20.00	1.01	157.38	26.23	4127.8	367.21
7.00	2966.36	8.00	20.00	1.01	160.34	26.72	4285.0	374.14
8.00	2984.67	8.00	20.00	1.01	161.33	26.89	4338.1	376.44
9.00	2984.67	8.00	20.00	1.01	161.33	26.89	4338.1	376.44

Verificação da armadura necessária para absorver o esforço cortante:

Seção	VRd2 (kN)	Vc0 (kN)	Mo (kN.m)	Msd,max (kN.m)	Vc (kN)	Vsw (kN)	VRd3 (kN)	Vsd (kN)
0.00	3810.24	618.96	717.02	28.57	1237.91	257.01	1494.92	601.74
1.00	1352.77	219.75	978.50	802.39	439.50	295.94	735.44	635.53
2.00	1506.99	244.80	1208.51	1544.75	436.32	329.68	766.00	600.50
3.00	1637.49	266.00	1401.53	2164.75	438.22	358.22	796.44	570.69
4.00	1744.25	283.35	1558.58	2673.07	448.56	381.58	830.14	598.72
5.00	1827.30	296.84	1680.35	3071.70	459.22	399.75	858.96	522.71
6.00	1886.61	306.47	1767.33	3415.81	465.04	309.54	774.58	450.65
7.00	1922.20	312.25	1819.81	3671.96	467.00	315.38	782.39	382.10
8.00	1934.06	314.18	1838.53	3906.73	462.03	317.33	779.36	265.27
9.00	1934.06	314.18	1838.54	3923.85	461.39	317.33	778.72	203.33



Verificação da armadura necessária para absorver a torção:

Seção	TRd2 (kN.m)	TRd3 (kN.m)	TRd4 (kN.m)	TSd (kN.m)	Vsd/Vrd2+T sd/Trd2
0.00	313.73	93.28	108.14	52.57	0.33
1.00	478.97	123.68	124.52	38.91	0.55
2.00	662.17	153.49	138.72	39.17	0.46
3.00	849.52	181.23	150.73	106.57	0.47
4.00	1026.76	205.63	160.56	101.98	0.44
5.00	1180.50	225.68	168.20	93.04	0.36
6.00	1299.23	180.42	173.66	81.69	0.30
7.00	1374.15	187.29	176.94	68.37	0.25
8.00	1399.75	189.61	178.03	36.15	0.16
9.00	1399.75	189.61	178.03	32.18	0.13

Os esforços solicitantes são menores que os resistentes, portanto o elemento foi verificado.



1.13. RESUMO DA LONGARINA:

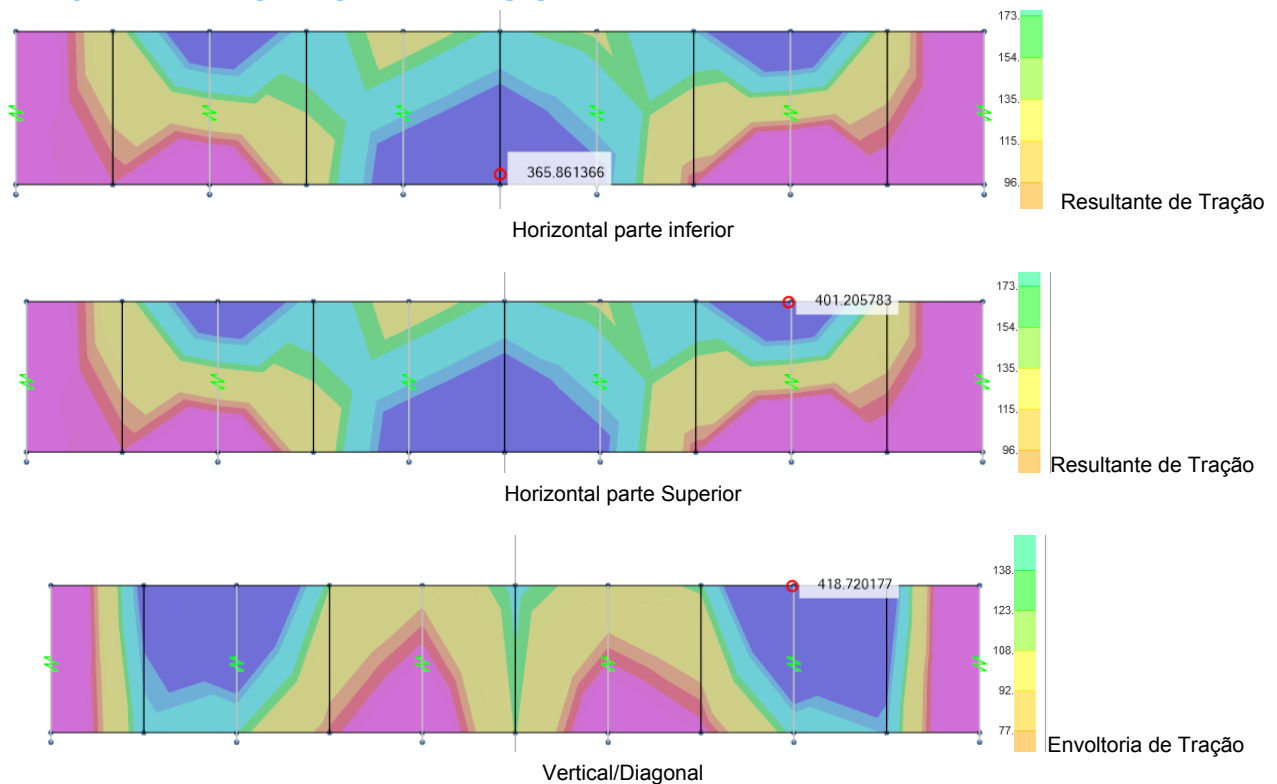
TABELA DE PROTENSÃO DOS CABOS									
CABOS	NÚMERO DE CORDOALHAS	ANCORAGENS ATIVAS	COMPRIMENTOS		PESO	ALONG. DO CABO		PROTENSÃO	
			BAINHA Ø6mm	CABO		LADO ESQUERDO	LADO DIREITO		
CABO-1	6 Ø 12,7mm	2 unidades	1971 cm	2171 cm	100,9 kg	70,9 mm	70,9 mm	830,4 kN	
CABO-2	6 Ø 12,7mm	2 unidades	1977 cm	2177 cm	101,2 kg	71,1 mm	71,1 mm	830,4 kN	
CABO-3	6 Ø 12,7mm	2 unidades	1988 cm	2188 cm	101,7 kg	71,5 mm	71,5 mm	830,4 kN	
TOTAL	3 CABOS	18 Ø 12,7mm	6 unidades	5936 cm	6536 cm	303,9 kg	213,4 mm	213,4 mm	2491,2 kN



1.13.1. TRANSVERSINAS

As transversinas foram analisadas como elementos de placas e as suas armaduras foram definidas através da Integração dos mapas de tração das solicitações máximas.

1.13.1.1. TRANSVERSINA DE APOIO



Dimensionamento Armadura Transversal							
Fck (MPa) =	30	bw (cm)=	30	H (cm)=	153	d' (cm)=	5
V _{sd}	V _{Rd2}	V. Conc.	V _c = V _{co}	V _{sw}	A _{sw} /s	A _{sw} /s mínimo	A _{sw} adotado
(kN)	(kN)		(kN)	(kN)	(cm ² /cm)	(cm ² /cm)	6,3 mm-CA50
418	2260.59	ok	385.81	32.19	0.006	0.035	18
Dimensionamento Armaduras Longitudinais							
Fd +	Fd -	σ	A _s mínimo	A _s inferior	A _s superior	A _s Pele	
(kN)	(kN)	(kN/cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ² /m)	
365	401	43.50	6.885	8.391	9.218	3.000	

Resumo das armaduras:

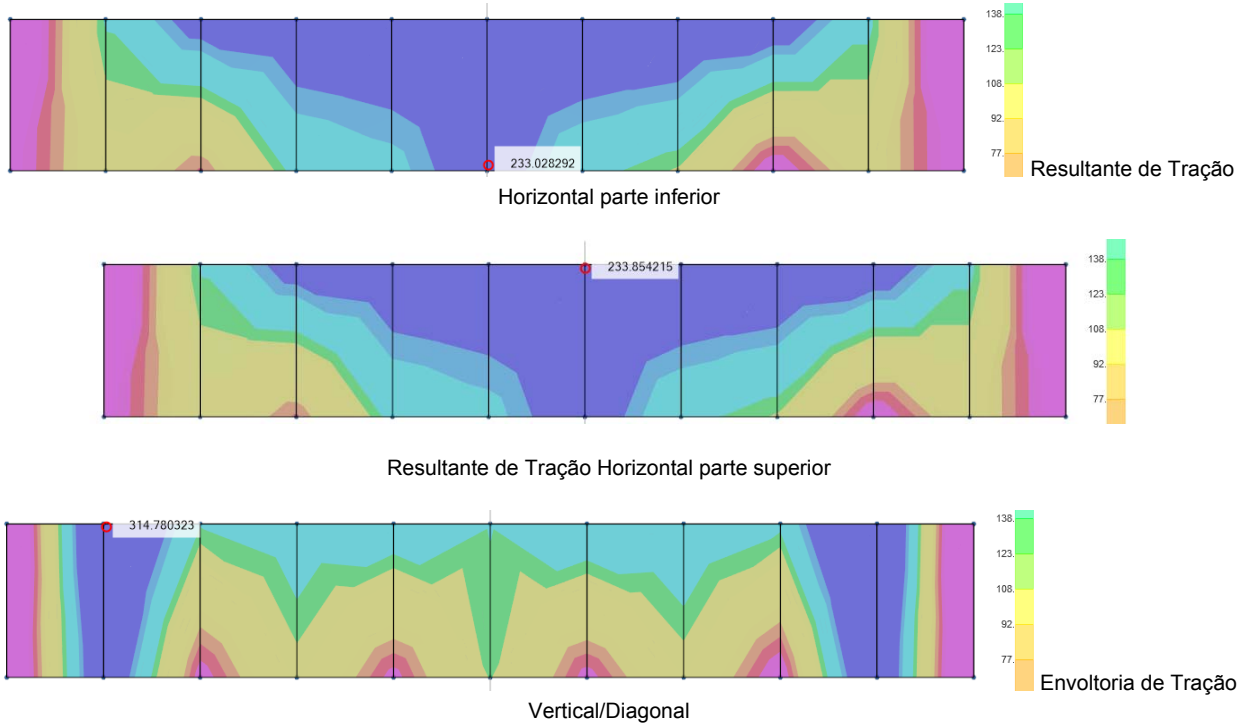
- A_s= 8,391 cm² 2 barras de Ø 25mm
- A_s'= 9,218cm² → 2 barras de Ø 25mm
- A_{sw}=3,10cm²/m < A_{sw}min → Ø 6.3 c.18



- Aspele= $3,0\text{cm}^2/\text{m} \rightarrow \emptyset 8 \text{ c.15}$

Obs: A troca dos Aparelhos de Apoio deveria ser efetuada com os macacos posicionados embaixo de cada longarina, a transversina de apoio não foi dimensionada para suportar esse procedimento.

1.13.1.2. TRANSVERSINA/CORTINA 30cm



Dimensionamento Armadura Transversal							
Fck (MPa) = 30		bw (cm)= 55		H (cm)= 150		d' (cm)= 5	
V _{sd}	V _{Rd2}	V.Conc.	V _c = V _{co}	V _{sw}	A _{sw} /s	A _{sw} /s mínimo	A _{sw} adotado
(kN)	(kN)		(kN)	(kN)	(cm ² /cm)	(cm ² /cm)	6,3 mm-CA50
315	4060.41	ok	692.98	-377.98	-0.067	0.064	10
Dimensionamento Armaduras Longitudinais							
Fd +	Fd -	σ	A _s mínimo	A _s inferior	A _s superior	A _s Pele	
(kN)	(kN)	(kN/cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ² /m)	
233	233	43.50	12.375	5.356	5.356	5.500	

Resumo das armaduras:

- As= $12.375\text{cm}^2 \rightarrow 3$ barras de $\emptyset 25\text{mm}$ (ou equivalente)
- As'= $12.375\text{cm}^2 \rightarrow 3$ barras de $\emptyset 25\text{mm}$ (ou equivalente)
- Asw= $0,017\text{cm}^2/\text{m} < A_{sw\text{min}} = 6,7 \rightarrow \emptyset 6.3 \text{ c.10}$
- Aspele= $3,0\text{cm}^2/\text{m} \rightarrow \emptyset 8 \text{ c.15}$



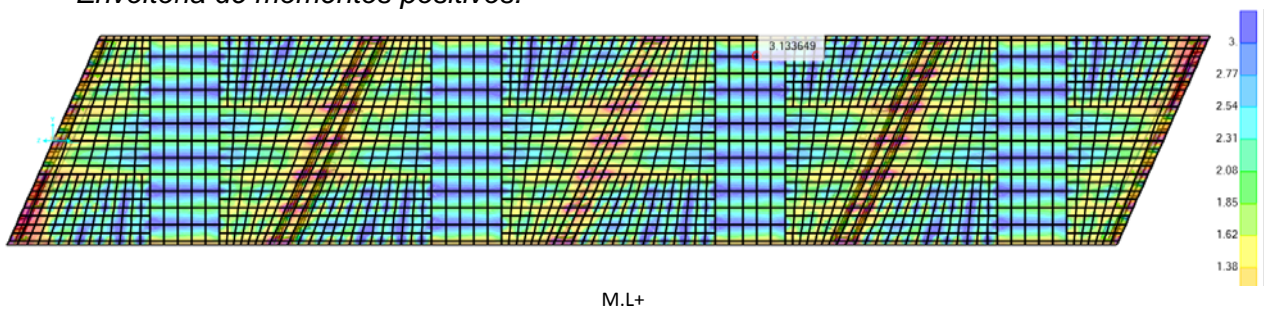
1.14. LAJE

O valor dos esforços máximos, bem como o dimensionamento da laje, estão descritos a seguir:

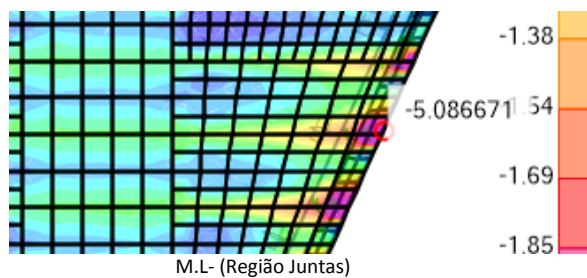
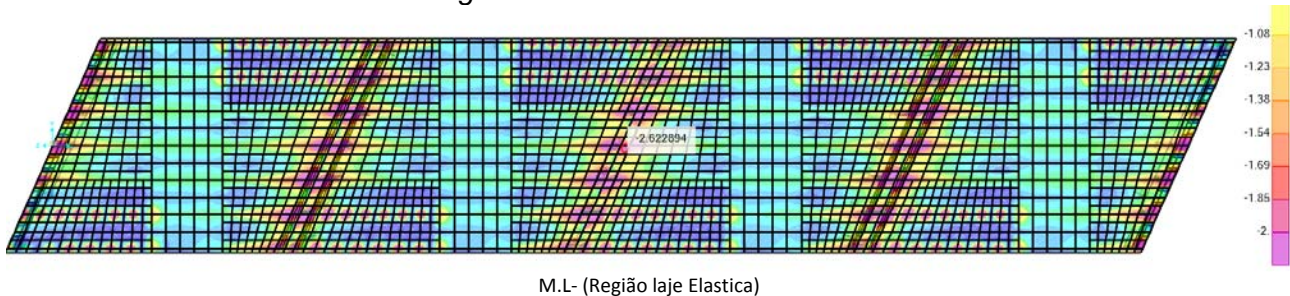
1.14.1. SOLICITAÇÕES

Devido ao comportamento global do tabuleiro, o momento longitudinal máximo de cálculo M.L+ no meio do vão 3,64 tfm/m, conforme envoltória a seguir:

Envoltória de momentos positivos:



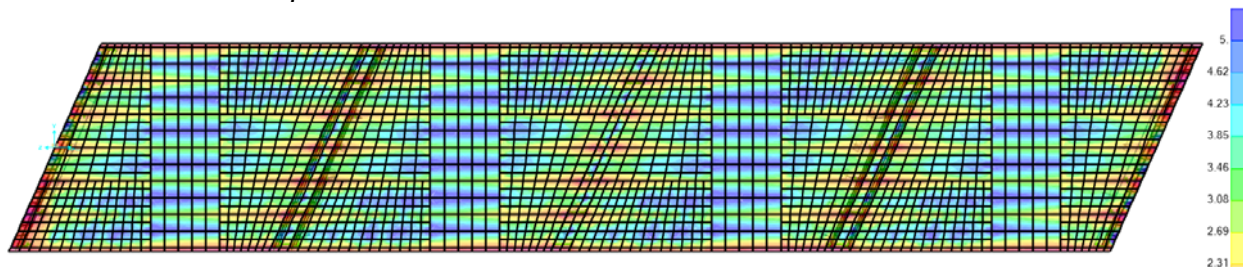
Envoltória de momentos negativos





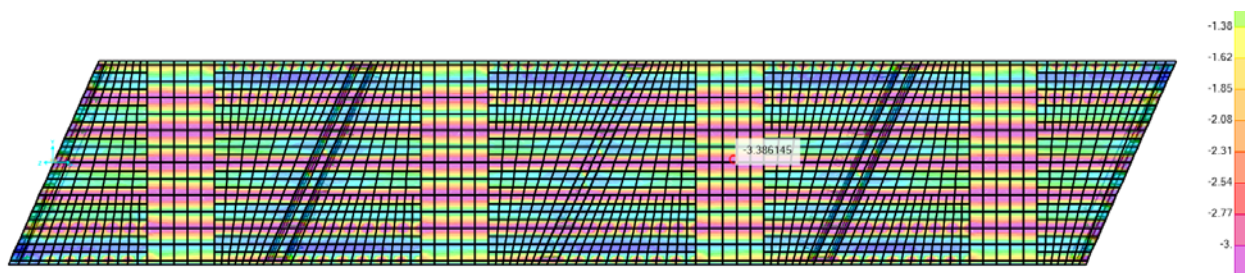
O momento máximo transversal (M.T+, por sua vez, vale 6,02 tfm.m enquanto o mínimo transversal M.T- vale -1,40 tfm/m.

Envoltória de momentos positivos:



M22+(MT+)

Envoltória de momentos negativos:



M.T-

1.14.2. VARIAÇÃO DIMENSIONAL DO TABULEIRO

Para fins de determinação da variação dimensional do tabuleiro, fez-se referência a um gradiente térmico uniforme de 20°C. Tratando-se de uma estrutura isostática, com apoios simples, a variação máxima do comprimento pode ser calculada como:

$$\Delta L = \alpha L \Delta T = 10 \times 10^{-6} \times 82,5 \times 20 = 1,626 \text{ cm}$$



1.14.3. DIMENSIONAMENTO DA LAJE

ARMADURA DA LAJE

Esforços solicitantes		M.T+(Pré-Laje)	M.T-	M.L+	M.L-	M.L- (A.Extrem.)
M _{gk}	(tfm/m)	1.40	0.50	0.70	0.50	1.30
M _{qk max}	(tfm/m)	2.80	1.80	1.37	1.20	2.20
M _{qk min}	(tfm/m)	-0.60	0.00	0.00	-0.60	-0.18

Propriedades dos materiais

f _{ck}	(MPa)	30	30	30	30	30
f _{yk}	(MPa)	500	500	500	500	500

Propriedades da seção

h	(cm)	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0
bw	(cm)	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0

Armadura inferior

φ (mm)	(mm)	12.5	10.0	10.0	10.0	12.5
cobrimento na armadura	(cm)	3.00	3.00	8.00	2.00	4.00

Armadura superior

A _{s'}	(cm ² /m)					
d'	(cm)					

DIMENSIONAMENTO

M _d	(tfm/m)	6.09	3.38	3.00	2.48	5.06
d	(cm)	16.38	16.50	11.50	17.50	15.38
x	(cm)	2.74	1.46	1.92	1.09	2.41
A _s	(cm ²)	9.17	4.88	6.43	3.64	8.07
A _{s' nec.}	(cm ²)					

VERIFICAÇÃO DA FADIGA

M _{Dmax} tensões	(tfm/m)	3.64	1.94	1.80	1.58	3.06
M _{Dmin} tensões	(tfm/m)	0.92	0.50	0.70	0.02	1.16
σ _{smax}	(kgf/cm ²)	2636	2559	2626	2607	2672
σ _{smin}	(kgf/cm ²)	666	660	1023	33	1013
Δσ _s	(kgf/cm ²)	1970	1899	1602	2574	1659
Δσ _{s Admissível}	(kgf/cm ²)	1900	1900	1900	1900	1900
K		1.04	1.00	1.00	1.35	1.00
A _{scorr.}	(cm ² /m)	9.50	4.88	6.43	4.93	8.07

CONTROLE DA FISSURAÇÃO

σ _{smax}	(kgf/cm ²)	2665	2578	2648	2623	2700
ρ _{ri}		0.007	0.005	0.004	0.005	0.006
w ₁	(mm)	0.16	0.12	0.12	0.12	0.16
w ₂	(mm)	0.35	0.38	0.47	0.35	0.42
ELS-W w _k ≤	(mm)	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
K		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
A _{scorr.}	(cm ² /m)	9.17	4.88	6.43	3.64	8.07

Armadura e espaçamento	(Ø12.5c/13.1cm)	(Ø10c/16.4cm)	(Ø10c/12.4cm)	(Ø10c/16.2cm)	(Ø12.5c/15.4cm)
Quantidade de barras	8	7	9	7	7



1.15. DIMENSIONAMENTO DO APARELHO DE APOIO (400x250x50)

Carga permanente	555.82 kN	largura do aparelho: // eixo long. obra:	250 mm
Carga acidental	419.22 kN	comprimento do aparelho:	400 mm
Fator majoração cargas vi- vas	1.50	espessura camada de elas- tômero: ti	8 mm
		altura total elastômero =	
Rotação long. permanente	1.22E-04 rad	n.ti	32 mm
Rotação long. acidental	1.80E-04 rad	G	1 MPa
Horizontal long. permanente	20.00 kN	f _{yk}	210 MPa
Horizontal long. acidental	19.14 kN	atrito: concreto (6) ou de- mais (2)	6 fator
Deslocamento long. permanente	4.00 mm		
Deslocamento long. acidental	0.00 mm		
Deslocamento total permanente			11.6 mm
Deslocamento total aciden- tal			3.6 mm
Tensão normal considerando área total do aparelho			9.75 MPa
Tensão normal com área reduzida			11.12 MPa
Tensão normal permanente com área reduzida			6.24 MPa
T _{min} - deslizamento - cargas permanentes			10.6 mm
T _{min} - deslizamento - cargas totais			12.6 mm
T _{min} - limitação deslocamento horizontal			21.8 mm
T _i máx para estabilidade			133.57 mm
Soma das deflexões das camadas internas			2.5339 mm
Soma das deflexões das camadas de cobri- mento			0.0712 mm
Deflexão total			2.6051 mm
Rotação admissível pela análise da estabilida- de			3.26E-02 rad
Rotação admissível sem considerar camadas cobrimento			3.17E-02 rad
Rotação adicional permanente pelo limite deformação 5			2.11E-02 rad
Deformação de cisalhamento por esforços normais			2.18
Deformação de cisalhamento por esforços horizontais			0.40
Deformação de cisalhamento devida às rota- ções			0.04
Deformações totais por cisalhamento no elastômero			2.63
Deformações totais por cisalhamento no cobrimento			1.62
Espessura mínima para a chapa interna de aço			1.10 mm



espessura da chapa externa	3 mm
espessura da chapa interna	3 mm
cobrimento vertical	3 mm
cobrimento horizontal	5 mm
nº de aparelhos para uso	10 unidades
nº de aparelhos p/ ensaio	1 unidades

Fator de forma ti	9.29
Fator de forma cobrimento	17.69
H total	53.0 mm
$\sigma_{\text{máx}}$ adm em area reduzida	12.5 MPa
$\sigma_{\text{mín}}$ adm em área reduzida	3 MPa
Volume Unitário	5.300 dm ³
Volume Total para Compra	58.300 dm ³

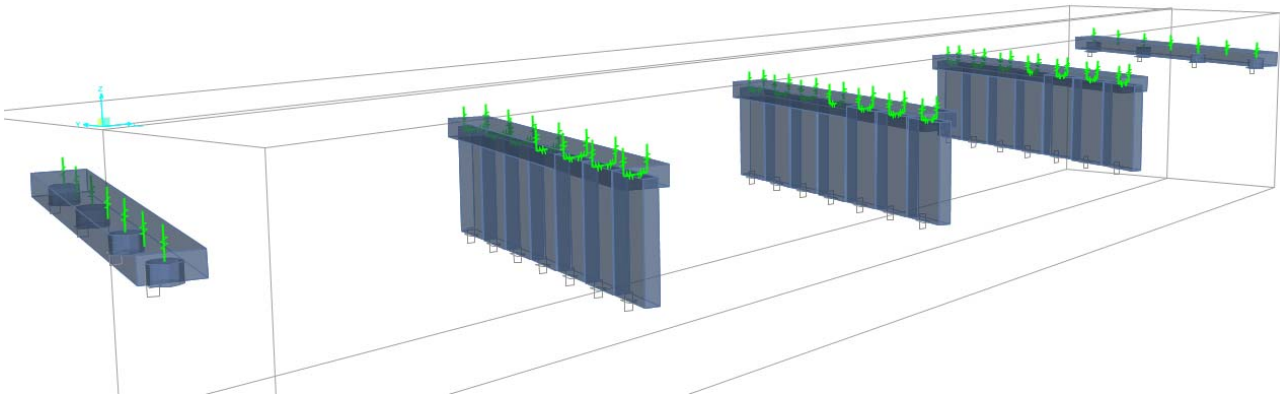
VERIFICAÇÃO PELO UIC-CODE

Soma deflexões cam.internas	0.8286 mm
Soma deflexões cam. cobrim.	0.0454 mm
Deflexão total	0.8740 mm
Rot.adm. por estabilidade (K=1)	2.10E-02 rad
Idem, sem cam. cobrimento (K=1)	1.99E-02 rad
Rot. adm. permanente	1.16E-02 rad

Dimensões adotadas: 400x250x50mm

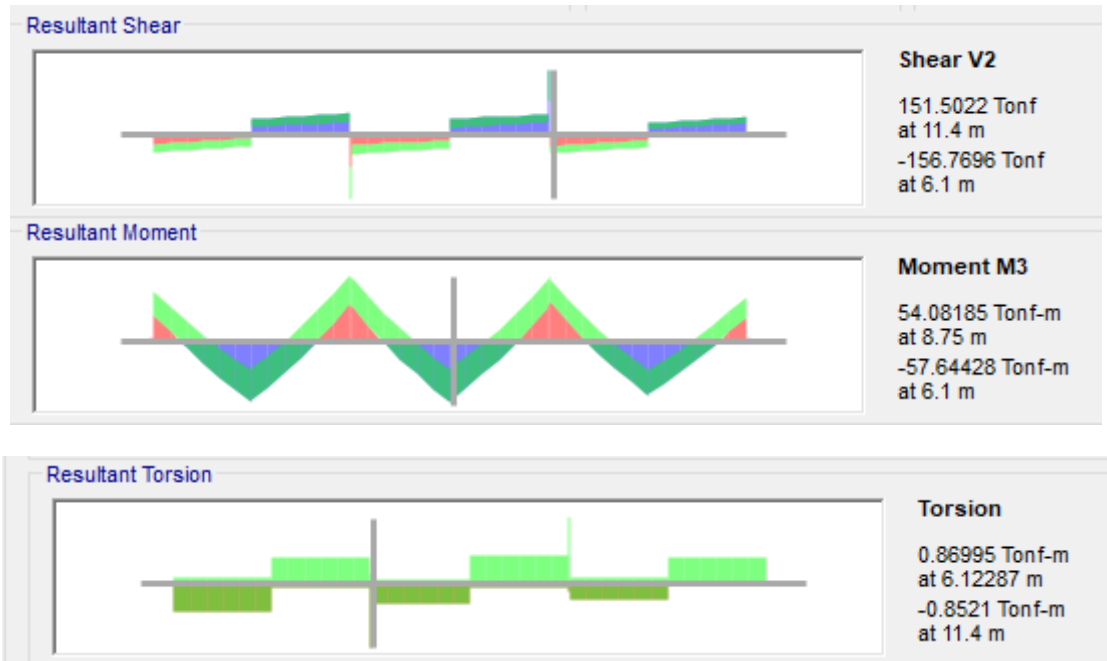


2. MESOESTRUTURA



Modelo da Ponte em MEF (extrudado)

2.1.1. TRAVESSAS DOS ENCONTROS





2.1.2. DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO DAS TRAVESSAS DOS ENCONTROS

TRAVESSA DO ENCONTRO

Esforços solicitantes		Max Neg(80x200)	Max Pos(80x200)
M _{gk}	(tfm)	20.00	20.00
M _{qk max}	(tfm)	30.00	30.00
M _{qk min}	(tfm)	-20.00	-20.00

Propriedades dos materiais

f _{ck}	(MPa)	30	30
f _{yk}	(MPa)	500	500

Propriedades da seção

b _f	(cm)	0.00	0.00
h _f	(cm)	0.00	0.00
b _w	(cm)	200.00	200.00
h	(cm)	80.00	80.00
b _{inf}		0.00	0.00
h _{inf}		0.00	0.00
espaç. barra horizontal	(cm)	7.5	7.5

Armadura inferior

φ (mm)	(mm)	20.0	20.0
barras por camada		24	24
cobrimento na armadura	(cm)	5.00	5.00

Armadura superior

A _{s'}	(cm ²)		
d'	(cm)		

DIMENSIONAMENTO

M _d	(tfm)	72.0	72.0
d	(cm)	74.0	74.0
x	(cm)	3.40	3.40
A _s	(cm ²)	22.80	22.80
A _{s' nec.}	(cm ²)		

VERIFICAÇÃO DA FADIGA

M _{Dmax tensões}	(tfm)	35	35.00
M _{Dmin tensões}	(tfm)	10	10.00
σ _{smax}	(kgf/cm ²)	2164	2164
σ _{smin}	(kgf/cm ²)	618	618
Δσ _s	(kgf/cm ²)	1546	1546
Δσ _{s Admissível}	(kgf/cm ²)	1850	1850
K < 1.79		1.00	1.00
A _{s corr.}	(cm ²)	22.80	22.80

CONTROLE DA FISSURAÇÃO

σ _{smax}	(kgf/cm ²)	2175	2175
ρ _{ri}		0.020	0.020
w ₁	(mm)	0.17	0.17
w ₂	(mm)	0.18	0.18
ELS-W w _k ≤	(mm)	0.30	0.30
K		1.00	1.00
A _{s corr.}	(cm ²)	22.80	22.80

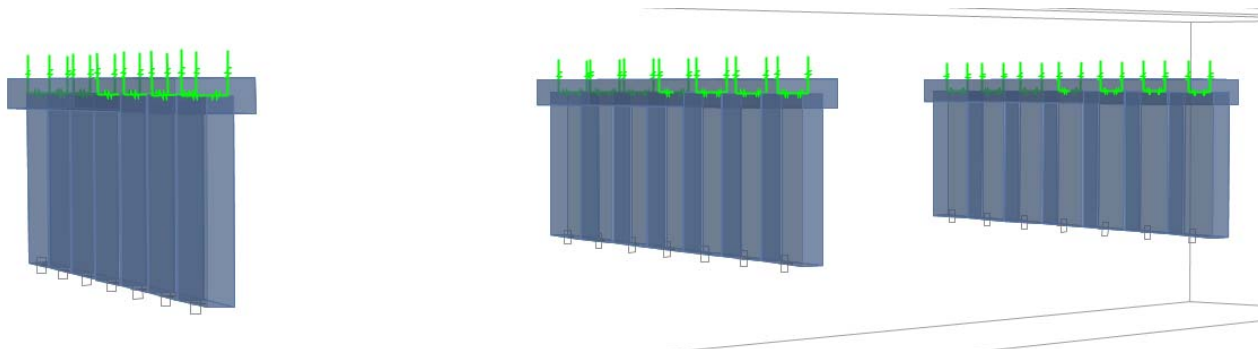
Armadura sugerida		(8Ø20mm)	(8Ø20mm)
CG barras	(cm)	6.0	6.0
número de camadas		1	1



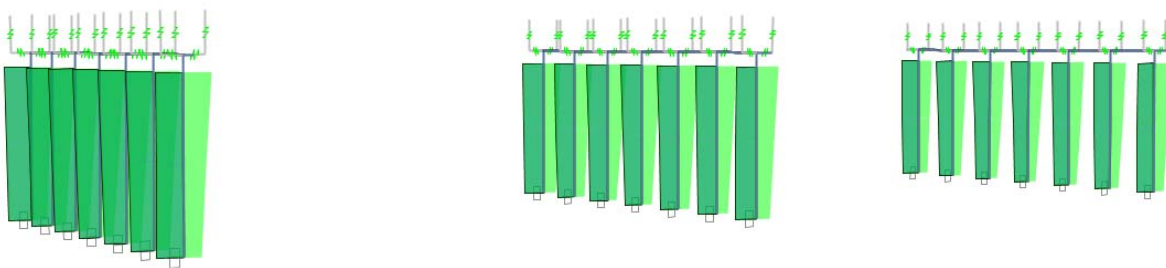
2.2. .DIMENSIONAMENTO DOS PILARES PAREDES

O dimensionamento dos pilares foi baseado na verificação do pilar mais carregado.

2.2.1. DADOS GERAIS



2.2.2. SOLICITAÇÕES





2.2.3. DIMENSIONAMENTO

DIMENSIONAMENTO A FLEXÃO DOS PILARES PAREDES

Esforços solicitantes		31 tfm/m
M _{gk}	(tfm/m)	10.00
M _{qk max}	(tfm/m)	10.00
M _{qk min}	(tfm/m)	0.00

Propriedades dos materiais

f _{ck}	(MPa)	25
f _{yk}	(MPa)	500

Propriedades da seção

h	(cm)	60.0
bw	(cm)	100.0

Armadura inferior

φ (mm)	(mm)	16.0
cobrimento na armadura	(cm)	4.00

Armadura superior

A _{s'}	(cm ² /m)	
d'	(cm)	4.00

DIMENSIONAMENTO

M _d	(tfm/m)	28.50
d	(cm)	55.20
x	(cm)	4.39
A _s	(cm ²)	12.27
A _{s' nec.}	(cm ²)	

VERIFICAÇÃO DA FADIGA

M _{Dmax} tensões	(tfm/m)	18.00
M _{Dmin} tensões	(tfm/m)	10.00
σ _{smax}	(kgf/cm ²)	2833
σ _{smin}	(kgf/cm ²)	1574
Δσ _s	(kgf/cm ²)	1259
Δσ _s Admissível	(kgf/cm ²)	1900
K		1.00
A _{scorr.}	(cm ² /m)	12.27

CONTROLE DA FISSURAÇÃO

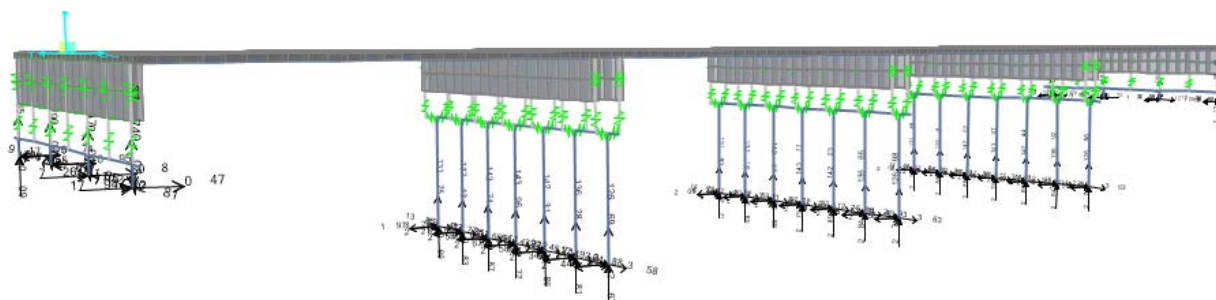
σ _{smax}	(kgf/cm ²)	2863
ρ _{ri}		0.007
w ₁	(mm)	0.26
w ₂	(mm)	0.46
ELS-W w _k ≤	(mm)	0.30
K		1.00
A _{scorr.}	(cm ² /m)	12.27

Armadura e espaçamento	(Ø16c/16.3cm)
Quantidade de barras	7



INFRAESTRUTURA

2.2.4. CARGA NAS FUNDAÇÕES



Carga Maxima nas Fundações

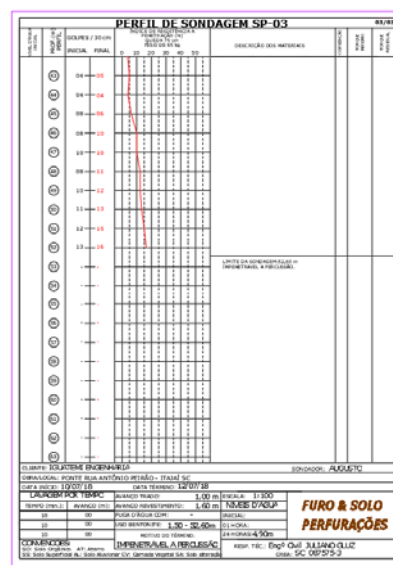
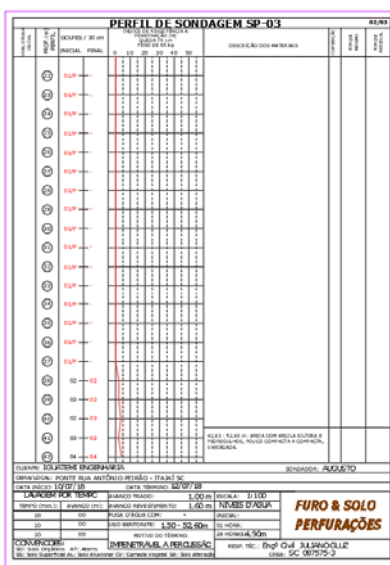
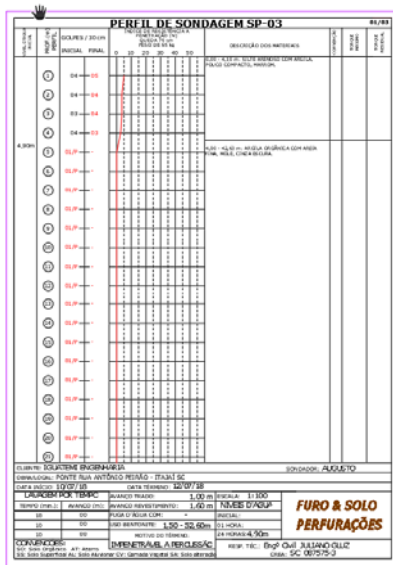
2.2.4.1. CARGA NAS ESTACAS)

Estaca	Coord. Estaca		Nd	Mdx	Mdy	F. na Estaca
N1	x= -60	y= 0	761.00kN	0.00kN	-51.67kN	709.33 kN
N2	x= 60	y= 0	761.00kN	0.00kN	51.67kN	812.67 kN
N3	x= 0	y= 0	761.00kN	0.00kN	0.00kN	761.00 kN
N4	x= 0	y= 0	761.00kN	0.00kN	0.00kN	761.00 kN
N5	x= 0	y= 0	761.00kN	0.00kN	0.00kN	761.00 kN
N6	x= 0	y= 0	761.00kN	0.00kN	0.00kN	761.00 kN
N7	x= 0	y= 0	761.00kN	0.00kN	0.00kN	761.00 kN
N8	x= 0	y= 0	761.00kN	0.00kN	0.00kN	761.00 kN
Nmax	x= -60	y= 10	761.00kN	0.00kN	51.67kN	812.67 kN
Nmin	x= 60	y= 10	761.00kN	0.00kN	-51.67kN	709.33 kN



2.3. SONDAGEM

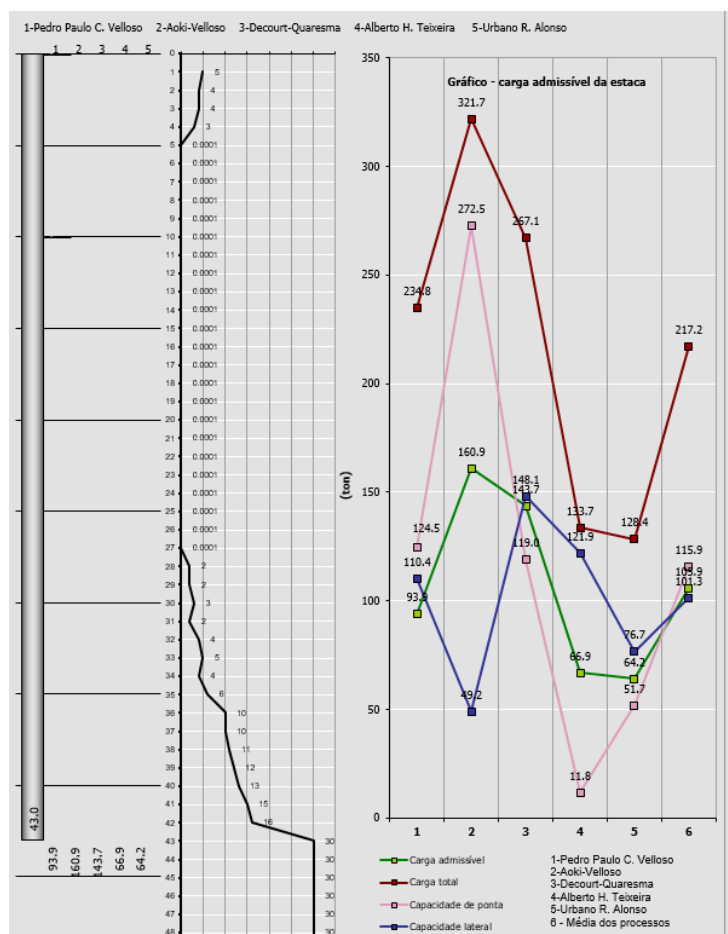
As sondagens poderão ser consultadas em Volume Específico.



Via de regra, a carga admissível da Estaca é inferior a capacidade máxima. É por essa razão que não existem cargas admissíveis de estacas centrifugadas (ou de outro tipo) tabeladas, todas são definidas a partir da capacidade de Carga Geotécnica.



2.4. CAPACIDADE DE CARGA GEOTECNICA



Resultado dos Métodos				
Carga admissível da estaca (t)				
Capacidade de carga total da estaca (t)				
Capacidade de carga resistência de ponta (t)				
Capacidade de carga atrito lateral (t)				
Pedro Paulo Costa Velloso	110.4	124.5	234.8	93.9
Aoki-Velloso	49.2	272.5	321.7	160.9
Decourt-Quaresma	148.1	119.0	267.1	143.7
Alberto Henriques Teixeira	121.9	11.8	133.7	66.9
Urbano Rodrigues Alonso	76.7	51.7	128.4	64.2
Média dos processos	101.3	115.9	217.2	105.9

As estacas serão Cravadas até a Nega Absoluta, de acordo com o detalhado em Projeto Deverão ter Aproximadamente 50m.



2.5. DIMENSIONAMENTO DA LAJE DE APROXIMAÇÃO

Dados:

- espessura da laje: 30 cm
- espessura do pavimento: 5,0 cm
- espessura média do aterro: 45 cm
- altura média entre o pavimento e o plano médio da laje: 65 cm

Carga permanente:

- laje: $0,30 \times 2,5 = 0,75 \text{ tf/m}^2$
- aterro: $0,45 \times 1,80 = 0,81 \text{ tf/m}^2$
- pavimento: $0,05 \times 2,4 = 0,12 \text{ tf/m}^2$
- carregamento total permanente: $q_g = 1,68 \text{ tf/m}^2$

Carga móvel: Trem tipo: Classe-45

Carga de cada roda:

$$P = 7,5 \text{ tf} \quad p = \frac{7,5}{1,5 \times 1,8} = 2,77 \text{ tf/m}^2$$

Coeficiente de impacto:

Segundo NBR7188/13, Item 5.1.2.1, CIV = 1,35

$$p = 2,77 \times 1,35 = 3,74 \text{ tf/m}^2$$

Momento positivo

- Esquema estático:

O momento positivo na laje de aproximação é justificado quando o apoio devido ao solo é formado na extremidade da laje de aproximação.



ESQUEMA ESTÁTICO ADOTADO DA LAJE DE APROXIMAÇÃO



-Esforços:

- Momento devido à carga permanente: $M_g = \frac{1,68 \times 4,0^2}{8} \Rightarrow M_g = 3,36 \text{ tfm}$

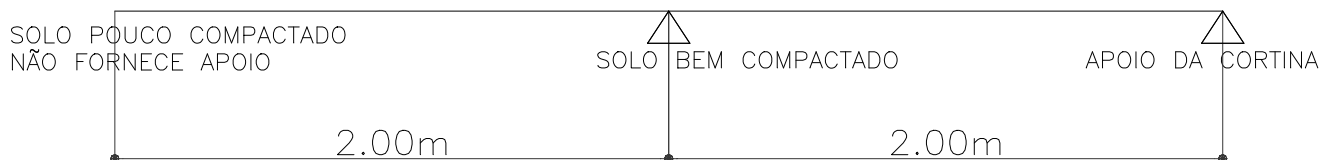
- Momento devido à carga móvel: $M_q = \frac{3,74 \times 4^2}{8} \Rightarrow M_q = 7,5 \text{ tfm}$

- Momento de cálculo: $M_d = 1,35 \times 3,36 + 1,5 \times 7,5 \Rightarrow \mathbf{M_d = 15,8 \text{ tfm}}$

Momento Negativo

- Esquema estático:

O momento negativo na laje de aproximação é justificado quando o apoio devido ao solo é formado não mais na extremidade da laje, mas no meio do vão da laje de aproximação.



Esforços:

Momento devido à carga permanente: $M_g = \frac{1,68 \times 2,0^2}{2} \Rightarrow M_g = 3,36 \text{ tfm}$

Momento devido à carga móvel: $M_q = \frac{3,74 \times 2^2}{2} \Rightarrow M_q = 7,5 \text{ tfm}$

Momento de cálculo: $M_d = 1,35 \times 3,36 + 1,5 \times 7,5 \Rightarrow \mathbf{M_d = 15,8 \text{ tfm}}$



Armadura necessária (cm²/m):	
Seção longitudinal	16,0
Seção transversal	3,2
Seção longitudinal	ϕ 16 c/ 12.5 = 16,00 – trecho central
Seção transversal	ϕ 12.5 c/ 20 = 6.25

Memorial de Cálculo de Revisão Pilar 3

**MEMORIAL
RECUPERAÇÃO PILAR PAREDE
ADOLFO BATSCHAUER**

SUMÁRIO

1.	LOCALIZAÇÃO	1
2.	PROBLEMÁTICA	2
3.	MODELAGEM ESTRUTURAL.	3
4.	PILAR PRINCIPAL PARA ANÁLISE P3	4
4.1	SOLICITAÇÕES NA FUNDAÇÃO.....	4
4.2	SOLICITAÇÕES NAS PAREDES.....	5
4.3	VERIFICAÇÃO DO PILAR COM RESISTÊNCIA REDUZIDA.....	6
5.	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	9

1. LOCALIZAÇÃO

Identificação:

Nome da Obra: OAE ADOLFO BATSCHAUER

Localização:

Município: ITAJAÍ - SC

Local: RIO ITAJAÍ-MIRIM LIGAÇÃO SÃO JUDAS – CIDADE

Coordenadas: -26.915579°e -48.683718°

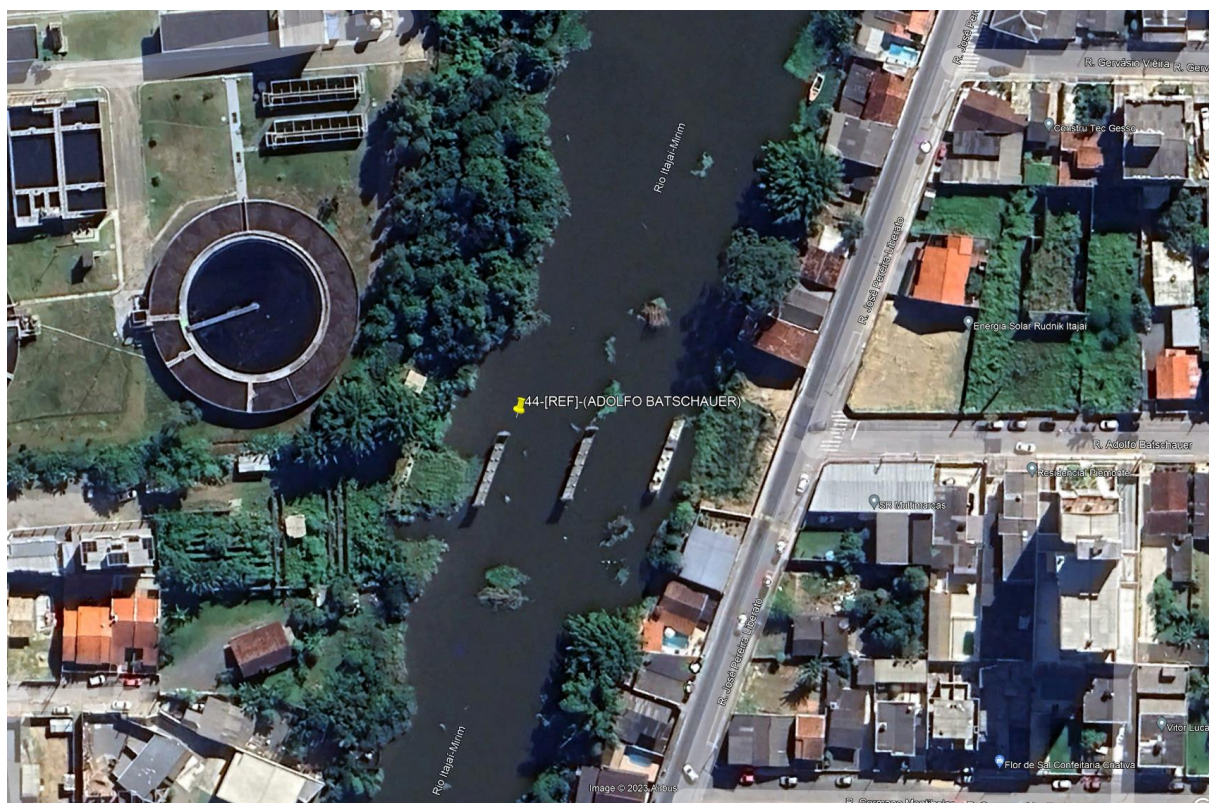
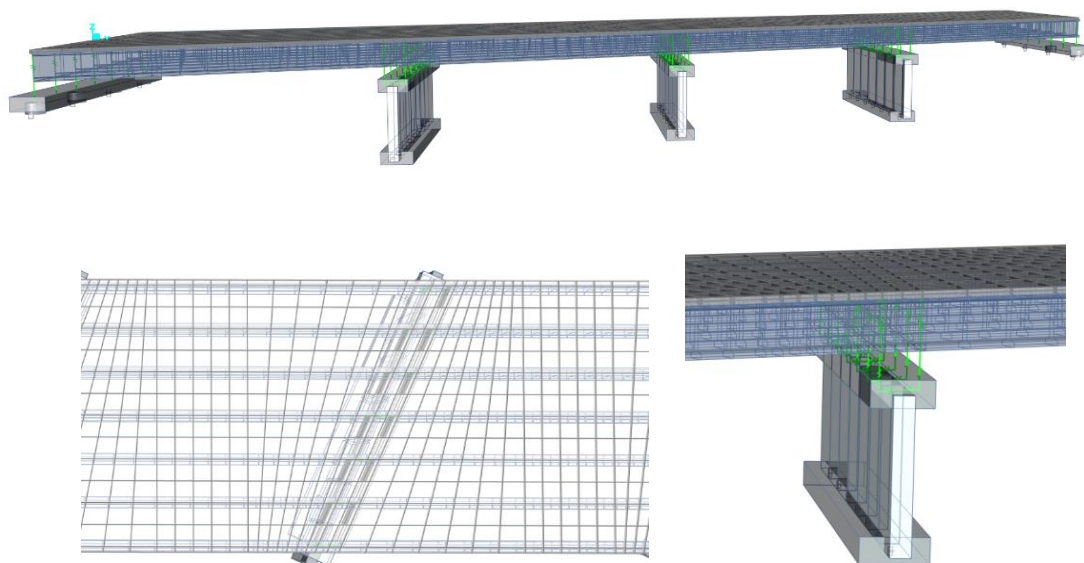


Figura 1 - Localização da O.A.E

3. MODELAGEM ESTRUTURAL.

Para analisar a deficiência de resistência de um pilar, devemos analisar a estrutura em sua totalidade. Portanto desenvolvemos o modelo em MEF da OAE.



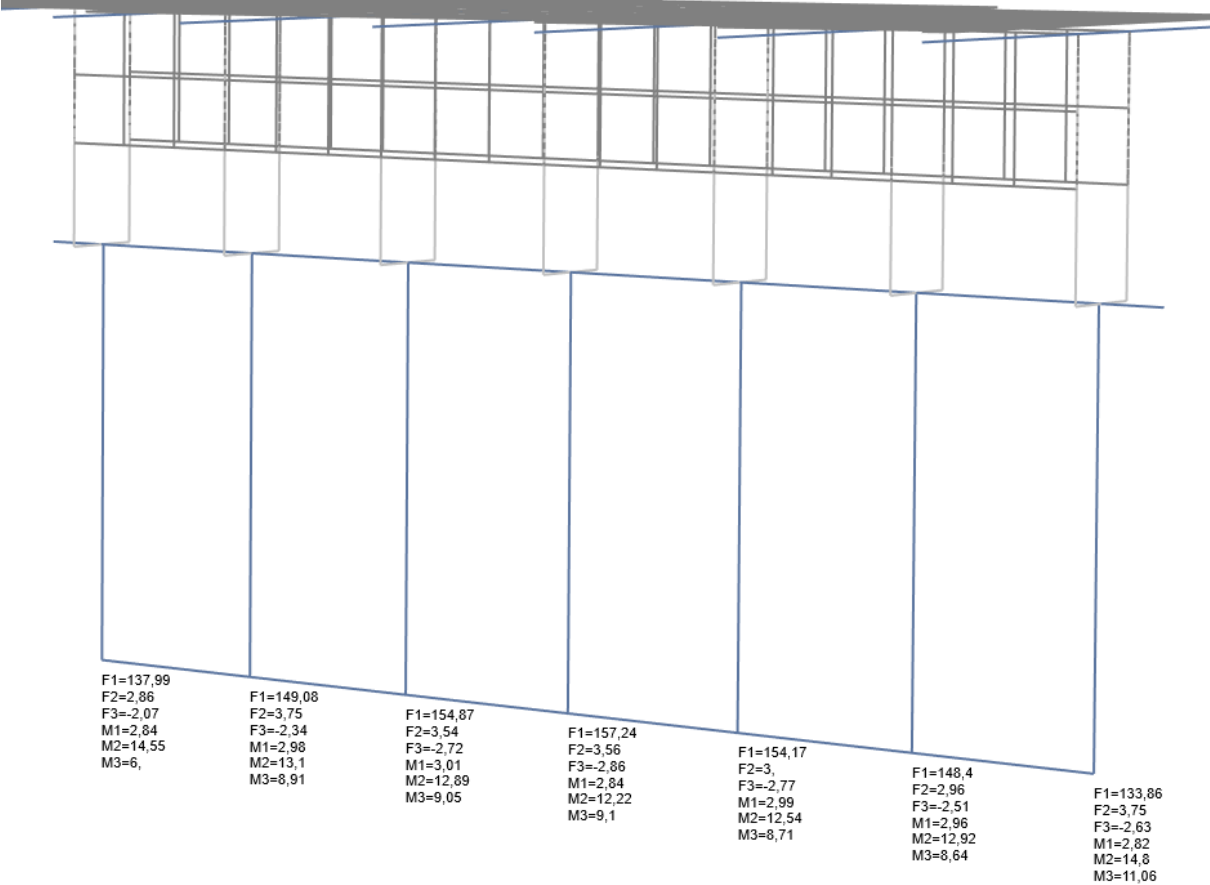
A obra de arte em questão modelada terá um comprimento total de cerca de 90 metros de comprimento, com uma largura de 15m e apresenta uma esconsidade de 24° o que torna a modelagem e análise mais complexa

Em síntese, a solução adotada para a seção transversal da O.A.E apresenta uma largura total adequada para a circulação dos veículos, além de uma barreira segura e eficiente e um sistema de drenagem que garante a durabilidade da obra. E a inclusão de passeios com função de ciclovia garante a segurança e o conforto dos ciclistas, atendendo às necessidades dos diversos tipos de usuários da via.

4. PILAR PRINCIPAL PARA ANÁLISE P3

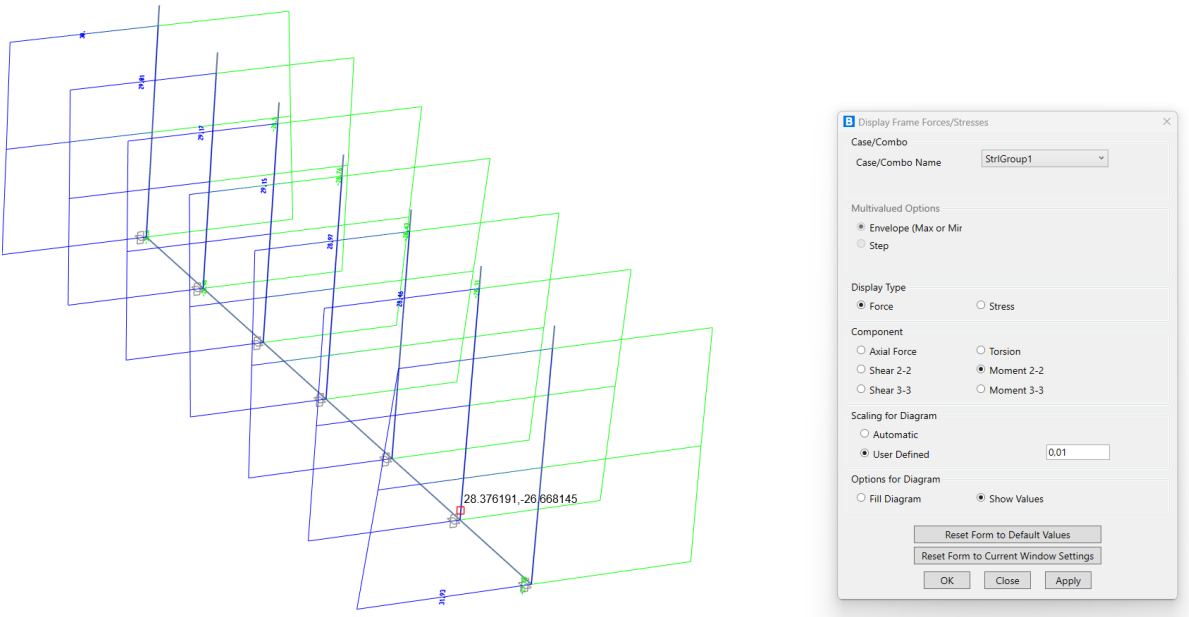
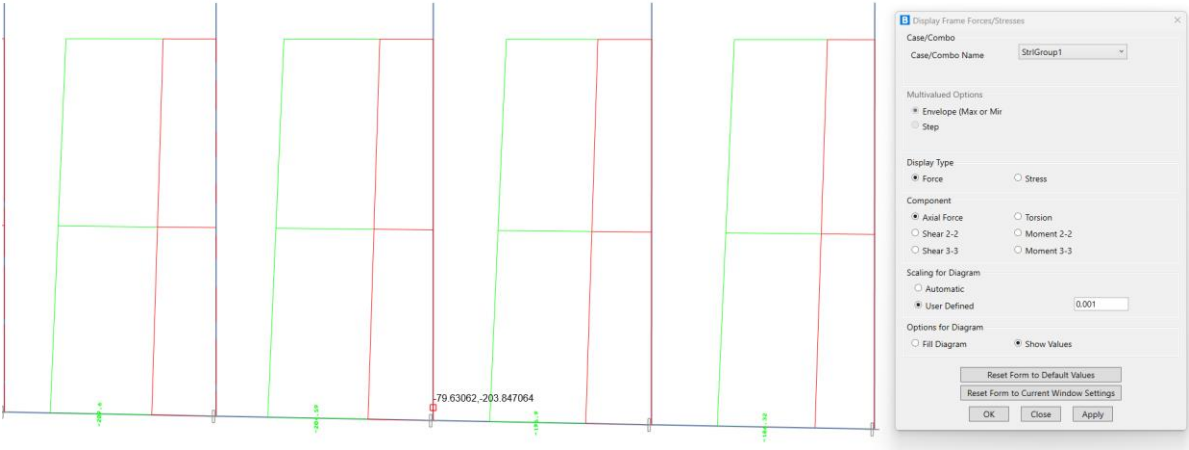
No contexto de estruturas o pilar é de suma importância em termos de manutenção de estabilidade é conhecido como o elemento que caso apresente falha as consequências podem ser catastróficas. Presente Caso se trata de um pilar parede, foi dimensionado seguindo uma faixa critica, entretanto o comportamento real da estrutura apresenta uma possibilidade de redistribuição dos esforços portanto uma vantagem na resistência estrutural.

4.1 SOLICITAÇÕES NA FUNDAÇÃO



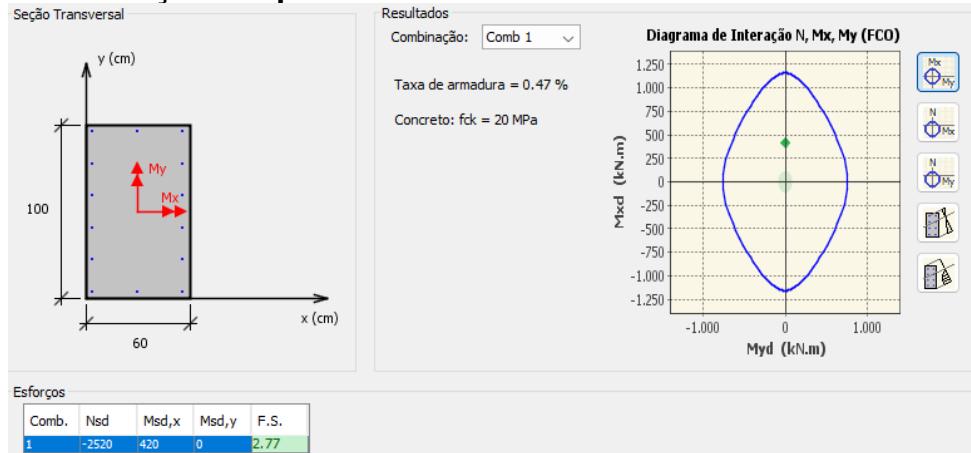
Observamos que as fundações estão dimensionadas na faixa econômica não apresentando grande margem para um possível aumento de seção das paredes.

4.2 SOLICITAÇÕES NAS PAREDES



4.3 VERIFICAÇÃO DO PILAR COM RESISTÊNCIA REDUZIDA.

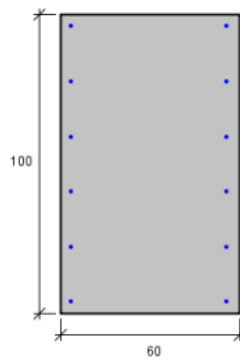
4.3.1 Verificação Simplificada



4.3.2 VERIFICAÇÃO COM EFEITOS DE 2º ORDEM

[PILAR]-(P3): Dados Gerais

Seção Transversal:



Armação: 12 ϕ 16 mm ($A_s = 24.13 \text{ cm}^2$)

Propriedade seção bruta de concreto:

Área: $A_c = 6000 \text{ cm}^2$

Centro de gravidade: $x_{cg} = 30 \text{ cm}$

$y_{cg} = 50 \text{ cm}$

Inércia em relação ao cg: $I_x = 5000000 \text{ cm}^4$

$I_y = 1800000 \text{ cm}^4$

Taxa de armadura: $\rho_s = 0.40 \%$

Materiais: Concreto $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$

Aço $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

Tipo de vinculação: Pilar em Balanço

Comprimento: $L = 400 \text{ cm}$

Índice de Esbeltez: $\lambda_x = 28$

$\lambda_y = 46$

[PILAR]-(P3): Dados Armadura

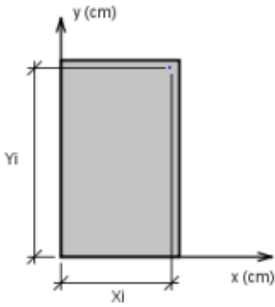


Figura: Sistema de coordenadas para as armaduras

BARRA	ϕ (mm)	X (cm)	Y (cm)
1	16.0	4	4
2	16.0	56	4
3	16.0	4	22.4
4	16.0	56	22.4
5	16.0	4	40.8
6	16.0	56	40.8
7	16.0	4	59.2
8	16.0	56	59.2
9	16.0	4	77.6
10	16.0	56	77.6
11	16.0	4	96
12	16.0	56	96

Tabela: Bitolas e coordenadas das armaduras

[PILAR]-(P3): Dados Esforços

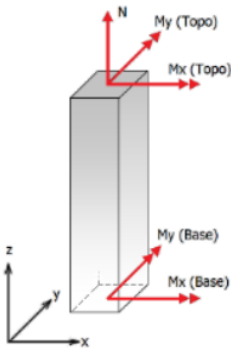


Figura: Convenção de sinais positivos dos esforços, $N < 0$ para compressão

Combinação	N_k	$M_{k,x}(\text{Topo})$	$M_{k,y}(\text{Topo})$	$M_{k,x}(\text{Base})$	$M_{k,y}(\text{Base})$
1	-1800	120	300	-120	-300

Tabela: Combinação de esforços, Unidades [kN, kN.m]

[PILAR]-(P3): Resultados da combinação nº 1 (F.S. mínimo)

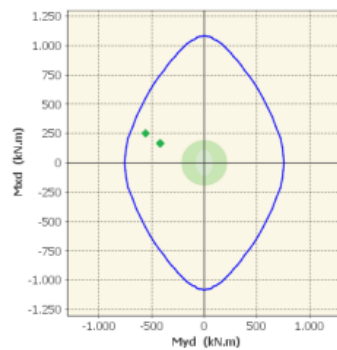


Figura: Diagrama de interação (Comb. 1)

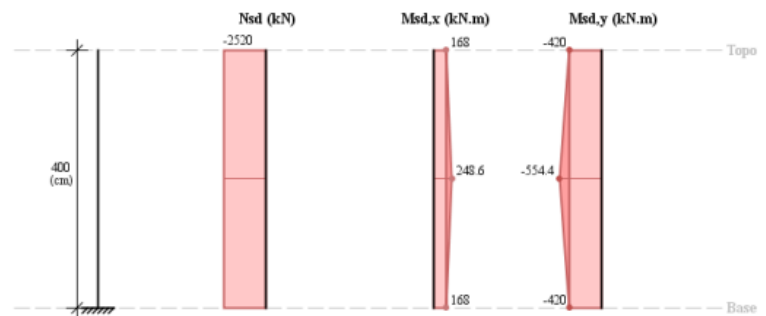


Figura: Esforços solicitantes de cálculo (Comb. 1)

Determinação dos efeitos locais de 2ª Ordem (Método pilar-padrão com curvatura aproximada)

Momentos em torno do eixo x:

O momento total em torno da direção x é calculado pela expressão:

$$M_{d,tot,y} = \alpha_b M_{1d,A} + N_{sd} \frac{\ell_e^2}{10} \frac{1}{r} = 248,6 \text{ kN.m}$$

Com:

$$\alpha_b = 0,80 + 0,20 M_C / M_A = 0,80 + 0,20 (168) / 168 = 1, \alpha_b \leq 1,0;$$

$$M_{1d,A} = 168 \text{ kN.m e } N_{sd} = 2520 \text{ kN};$$

$$\ell_e = 8 \text{ m};$$

$$1/r = 0,005 / [h_y (v + 0,5)] = 0,005 / [1,0 (0,294 + 0,5)] = 0,0063 \text{ 1/m} \leq 0,005 / h_y = 0,005 \text{ 1/m};$$

$$v = N_{sd} / (A_c f_{cd}) = 2520 / (0,6 \times 20000 / 1,4) = 0,294.$$

Momentos em torno do eixo y:

O momento total em torno da direção y é calculado pela expressão:

$$M_{d,tot,y} = \alpha_b M_{1d,A} + N_{sd} \frac{\ell_e^2}{10} \frac{1}{r} = 554,4 \text{ kN.m}$$

Com:

$$\alpha_b = 0,80 + 0,20 M_C / M_A = 0,80 + 0,20 (-420) / -420 = 1, \alpha_b \leq 1,0;$$

$$M_{1d,A} = -420 \text{ kN.m e } N_{sd} = 2520 \text{ kN};$$

$$\ell_e = 8 \text{ m};$$

$$1/r = 0,005 / [h_x (v + 0,5)] = 0,005 / [0,6 (0,294 + 0,5)] = 0,0105 \text{ 1/m} \leq 0,005 / h_x = 0,00833 \text{ 1/m};$$

$$v = N_{sd} / (A_c f_{cd}) = 2520 / (0,6 \times 20000 / 1,4) = 0,294.$$

5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Em conclusão, com base nas observações realizadas neste memorial, podemos afirmar que o pilar parede, apesar de ter uma resistência no concreto de 20 MPa, apresenta uma resistência estrutural satisfatória. Portanto, não será necessário realizar reforço estrutural. No entanto, é importante destacar a necessidade de executar um processo de cristalização/impermeabilização para garantir a vida útil do concreto, que pode ser comprometida devido à sua menor resistência. Além disso, é fundamental realizar uma verificação minuciosa em relação a eventuais patologias recorrentes associadas à má qualidade do concreto. Essas medidas são essenciais para assegurar a durabilidade e integridade da estrutura no longo prazo.

Procedimentos de Recuperação Pilar 3

C.7. PROJETO DE OBRA DE ARTE ESPECIAL

7.2. Procedimento de Recuperação do Pilar 3

Conforme descrito no item anterior, houve um equívoco na execução do Pilar 3 da OAE Ponte sobre o Rio Itajaí-Mirim, onde a concretagem do pilar não atingiu a resistência solicitada no projeto original. Sendo assim, houve a necessidade da verificação da estrutura baseada na resistência dos corpos de prova extraídos e rompidos.

Por meio dos cálculos apresentados anteriormente, o concreto executado no Pilar 3 atende a resistência necessária para a segurança da obra, porém há necessidade da garantia da durabilidade, sabendo-se que o concreto com menor resistência também expõe com maior facilidade a ferragem as intempéries.

Sendo assim, na sequência serão apresentados 4 procedimentos para impermeabilização da estrutura, a fins de dar a durabilidade necessária a obra, sendo elas:

- a) Limpeza da superfície com jateamento d'água sob pressão;
- b) Grauteamento dos furos dos corpos de prova;
- c) Aplicação Manual de Selador Acrílico;
- d) Impermeabilização de superfície com membrana à base de poliuretano.

a) Limpeza da superfície com jateamento d'água sob pressão

1 - Definição

Esta técnica não remove a capa superficial do concreto nem produz marcas significativas na superfície.

É utilizada para remover sujeira e material solto, contaminações solúveis em água na superfície e nas cavidades superficiais, assim como para remover o entulho produzido por outros métodos mais agressivos de preparo do substrato, inclusive em grandes áreas onde a haja necessidade de remoção de substâncias impregnadas bem como traços de fuligem, devido à ação química da poluição atmosférica.

2 – Equipamentos

O equipamento necessário é composto por:

- compressor de ar;
- mangueira de alta pressão;
- bico direcional;
- água limpa;
- caminhão pipa.

3 – Execução

O procedimento consiste em jatear água sob pressões entre 1000 a 5000 psi (7 a 35 MPa) As operações para executar a limpeza de substratos por intermédio de jato de água fria ou quente são:

- aplicar solução desengordurante de uso geral, composta de detergente formulado com ácidos orgânicos especiais, diluída na proporção indicada pelo fabricante com rolo ou trincha ou ainda com um pulverizador;
- aguardar de 20 a 30 minutos para que o desengordurante atue;
- aplicar jato de água potável sob pressão, com abertura do jato em leque, varrendo toda a superfície do concreto até o completo desprendimento de toda a sujeira, fungos, pintura ou verniz utilizado anteriormente para proteção da estrutura;
- iniciar a limpeza pelas partes mais profundas procurando manter a pressão adequada para remoção de partículas soltas;
- executar preferencialmente movimentos circulares com o bico do jato para facilitar a limpeza de toda a superfície;
- para a aplicação deste procedimento é necessário o emprego de mão-de-obra especializada;

b) Grauteamento dos furos dos corpos de prova

1 - Definição

O grauteamento na alvenaria estrutural é o processo responsável por realizar o reparo em peças, preenchimento de pilares, vigas e canaletas, além de outras funções. Sua versatilidade e fluidez permitem agilidade e resistência ao seu projeto.

O graute é formado por uma combinação de aglomerantes – que inclui cimento Portland ou resina epóxi numa quantidade até seis vezes superior à do concreto comum –, além de aditivos, fibras sintéticas, água, cal e agregados.

Como o graute é utilizado para preencher vazios em espaços com acesso limitado, normalmente é aplicado como preenchimento em estruturas de concreto armado, cintas, vergas e contravergas, pilares, canaletas, reparos pontuais em pisos e outras estruturas de concreto com fissuras, trincas, entre outros problemas.

2 - Execução

O Graute a ser utilizado é o com resistência de $F_{ck}=30\text{ mpa}$; traço 1:0,02:0,9:1,2 (em massa seca de cimento/ cal/ areia grossa/ brita 0) - preparo mecânico com betoneira 400 l, onde serão preenchidos todas as cavidades da estrutura feita pela retirada dos corpos de prova.

c) **Aplicação Manual de Selador Acrílico**

Indicado para preparar uma superfície antes da pintura, o Selador Acrílico possui função seladora para parede. Ele serve para preencher poros das estrutura. A camada branca criada com a aplicação tem como objetivo auxiliar a uniformizar e selar a absorção.

Dessa forma, o produto aumenta o rendimento da tinta aplicada na parede. Além disso, ele apresenta rápida secagem: 2 horas ao toque e 6 horas para a secagem final. O rendimento acabado do galão de 3,6 L vai até 24 m², enquanto o da lata de 18 L vai até 120 m².

Em aplicações sobre bloco de concreto, concreto aparente ou reboco, é indicado fazer a diluição com 10% de água potável. Na aplicação com airless, use pressão entre 1800 e 2200 psi, diluindo o selador com até 10% de água. Indicamos o uso de bico com abertura de 0,025" e velocidade de aplicação entre 5 e 9 m²/min.

d) **Impermeabilização de superfície com membrana à base de poliuretano**

- **Características**

As membranas impermeabilizadoras são definidas pela ABNT NBR 9575 - Impermeabilização: Seleção e projeto, como uma camada moldada no local, flexível, com espessura variável, podendo ser estruturada ou não.

As membranas de poliuretano (PU) são materiais com alongamento mínimo de 50%, resistentes a intempéries, produzidos a partir de matéria-prima sintética de alta performance. "Esse tipo de impermeabilização se caracteriza pela boa resistência química e por suportar uma ampla faixa de temperatura de -5 a 90°C".

Uma limitação desta tecnologia é a exigência de mão de obra especializada. Outro ponto crítico é a umidade no momento da aplicação. O sistema precisa de uma base bem seca. Por isso, uma recomendação importante antes de iniciar a execução é a verificação da temperatura, da umidade relativa do ar e a umidade do substrato.

- **Aplicação**

Limpeza superficial

O primeiro passo de qualquer aplicação de sistema de impermeabilização é a limpeza superficial.

O substrato deve estar livre de sujeira, poeira, óleo, graxas, pontas soltas e demais impurezas que possam atrapalhar a aderência do material.

Aplicação do primer

O primer é um material bicomponente, dessa forma é preciso misturar a resina com o catalisador, conforme as instruções e recomendações do fabricante.

Depois da preparação da mistura, há um tempo limite para aplicação antes que o processo de cura tenha atingido níveis que impossibilitam a sua aplicação.

Por essa razão, é preciso planejar a execução cuidadosamente, evitando desperdícios.

Os cantos, bordas, rodapés, ralos e demais pontos de encontro deve ser arredondados e tratados previamente.

Aplicação da Membrana de PU

A membrana de poliuretano é aplicada, respeitando o tempo de cura do primer que é entre 4 e 6 horas.

Este também é um material bicomponente, então também é preciso misturar resina e catalisador, novamente respeitando cuidadosamente as instruções do fabricante.

A aplicação da membrana PU é feita com cuidado para garantir a cobertura total da superfície, com atenção especial aos cantos, curvas e rodapés que são os pontos mais sujeitos à falhas de execução.

A quantidade de demãos pode variar de acordo com o uso ou instrução do fabricante, mas é, em geral, de 2 ou mais demãos.

É preciso, da mesma forma, respeitar os prazos de cura entre demãos.

Quanto mais camadas forem aplicadas, melhor será o resultado no final e maior será a garantia em termos de impermeabilização e durabilidade do sistema.

Considerações importantes:

A vida útil da estrutura do Pilar 3 está diretamente ligada a manutenção da impermeabilização, por isso é recomendado que a Prefeitura Municipal de Itajaí faça inspeções máximas anuais nesta estrutura, sabendo que encontra-se em local público, aberto e só materiais de muita qualidade tem resiliência e resistem bem a mais de vinte anos de exposição às intempéries e às movimentações estruturais.

**CAPÍTULO D – ELEMENTOS PARA
LOCAÇÃO**

LOCAÇÃO DE EIXOS DO PROJETO

O Projeto foi desenvolvido em coordenadas UTM – Sirgas 2000 e será disponibilizado no formato CAD em .dwg para locação de eixos, meios-fios e demais elementos necessários para o devido posicionamento correto dos dispositivos.

CAPÍTULO E – ESPECIFICAÇÕES

E. ESPECIFICAÇÕES

As Especificações aqui apresentadas correspondem às Especificações vigentes no DNIT, acrescidas, sempre que necessário, daquelas características próprias da obra que se pretende realizar, fruto do projeto apresentado no **Volume 1 – Projeto de Execução**.

Adotar-se-á a seguir a mesma denominação atribuída pelas Especificações Gerais vigentes no DNIT para os serviços objeto do presente projeto.

Na **Tabela 1** estão relacionadas as Especificações Gerais e Particulares que serão utilizadas no presente projeto.

TABELA 1
ESPECIFICAÇÕES GERAIS, COMPLEMENTARES E PARTICULARES

DISCRIMINAÇÃO	ESPECIFICAÇÃO
Terraplenagem – serviços preliminares	DNIT 104/2009-ES
Terraplenagem – cortes	DNIT 106/2009-ES
Terraplenagem – aterros	DNIT 108/2009-ES
Pavimentação – regularização do subleito	DNIT 137/2010-ES
Pavimentação – sub-base de solo estabilizada granulometricamente	DNIT 139/2010-ES
Pavimentação – base estabilizada granulometricamente	DNIT 141/2010-ES
Pavimentação – imprimação	DNIT 144/2012-ES
Pavimentação – pintura de ligação	DNIT 145/2012-ES
Pavimentação – concreto asfáltico	DNIT 031/2006-ES
Emulsões asfálticas para pavimentação	DNIT 165/2013-EM
Cimento asfáltico de petróleo	DNIT 095/2006-EM
Obras de arte especiais – serviços preliminares	DNIT 116/2009-ES
Obras de arte especiais – concretos, argamassas e calda de cimento	DNIT 117/2009-ES
Obras de arte especiais – armaduras para concreto armado	DNIT 118/2009-ES
Obras de arte especiais – armaduras para concreto protendido	DNIT 119/2009-ES
Obras de arte especiais – formas	DNIT 120/2009-ES
Obras de arte especiais – fundações	DNIT 121/2009-ES
Obras de arte especiais – estruturas de concreto armado	DNIT 122/2009-ES
Obras de arte especiais – estruturas de concreto protendido	DNIT 123/2009-ES
Obras de arte especiais – escoramentos	DNIT 124/2009-ES
Obras de arte especiais – juntas de dilatação	DNIT 092/2006-ES
Plataformas de trabalho	DNIT 079/2006-ES
Obras de arte especiais – serviços preliminares	DNIT 116/2009-ES
Segurança no tráfego – dispositivos de contenção viária	NBR 15486/2016
Obras complementares – sinalização horizontal	DNIT 100/2009-ES
Obras complementares – sinalização vertical	DNIT 101/2009-ES
Obras complementares – proteção vegetal	DNIT 102/2009-ES