

DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES TIPO TUBULÃO A AR COMPRIMIDO - ESTUDO DE CASO

Gustavo Bertoncini Pereira (1); Adailton Antônio dos Santos (2)

UNESC – Universidade do Extremo Sul Catarinense
(1)gto_pereira@hotmail.com (2)adailton@unesc.net

RESUMO

O presente estudo apresenta um projeto geotécnico e estrutural de tubulões, destinado ao viaduto do km 8+700 (Criciúma Sul) da BR-101/SC. Com base nas informações da obra executada (geologia local, tipo de estrutura, projetos e investigações técnicas realizadas) elaborou-se o perfil estratigráfico estimado do solo de fundação e determinou-se a cota de assentamento do mesmo. Devido à presença de água próxima a superfície do subsolo, o tubulão deverá ser executado com o auxílio de uma câmara de ar comprimido. Utilizando os parâmetros de Resistência à Compressão Simples (RCS) da rocha (folhelho siltico), situado no local da obra, determinados por Martins (2008), aplicou-se um tratamento estatístico nos dados disponíveis e determinou-se a resistência da rocha a ser adotada no projeto. No dimensionamento geotécnico, aplicou-se o método de Joppert Jr. (2007), para determinar o diâmetro do fuste, e o método de Terzaghi (1943) de dimensionamento de fundações rasas, para determinar o diâmetro da base do tubulão. Para o dimensionamento estrutural, utilizou-se o método do pilar-padrão com curvatura aproximada. Com as fundações dimensionadas, realizou-se uma análise comparativa de custos com a solução do DNIT, a qual demonstrou que há uma significativa redução nos custos de implantação, quando se adota a solução de fundação apresentada nesse trabalho. Ao final, elaborou-se o projeto geotécnico e estrutural de fundações.

Palavras-Chave: Tubulões, Resistência à Compressão Simples e projeto geotécnico e estrutural de fundações.

1 INTRODUÇÃO

Segundo Caputo (1978, p. 147), “chama-se fundação a parte de uma estrutura que transmite ao terreno subjacente à carga da obra”, ou seja, é o elemento de ligação entre o solo e a estrutura.

A elaboração de um projeto geotécnico de fundações, tecnicamente adequado e economicamente viável, pressupõe o conhecimento da estratigrafia, nível d’água (NA) e dos parâmetros geotécnicos do solo de fundação. Para tanto, é necessário realizar investigações geotécnicas, que permitirá ao projetista determinar o melhor tipo de fundação e a cota de apoio da mesma.

O principal objetivo deste estudo foi o de elaborar um projeto geotécnico e estrutural de fundações (tubulão a ar comprimido) para o viaduto do km 8+700 (acesso Criciúma Sul) da BR-101/SC, levando em consideração as características de resistência do maciço rochoso, onde a estrutura será apoiada, apresentando os custos para sua implantação, e uma análise comparativa deste, com o do projeto original do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT).

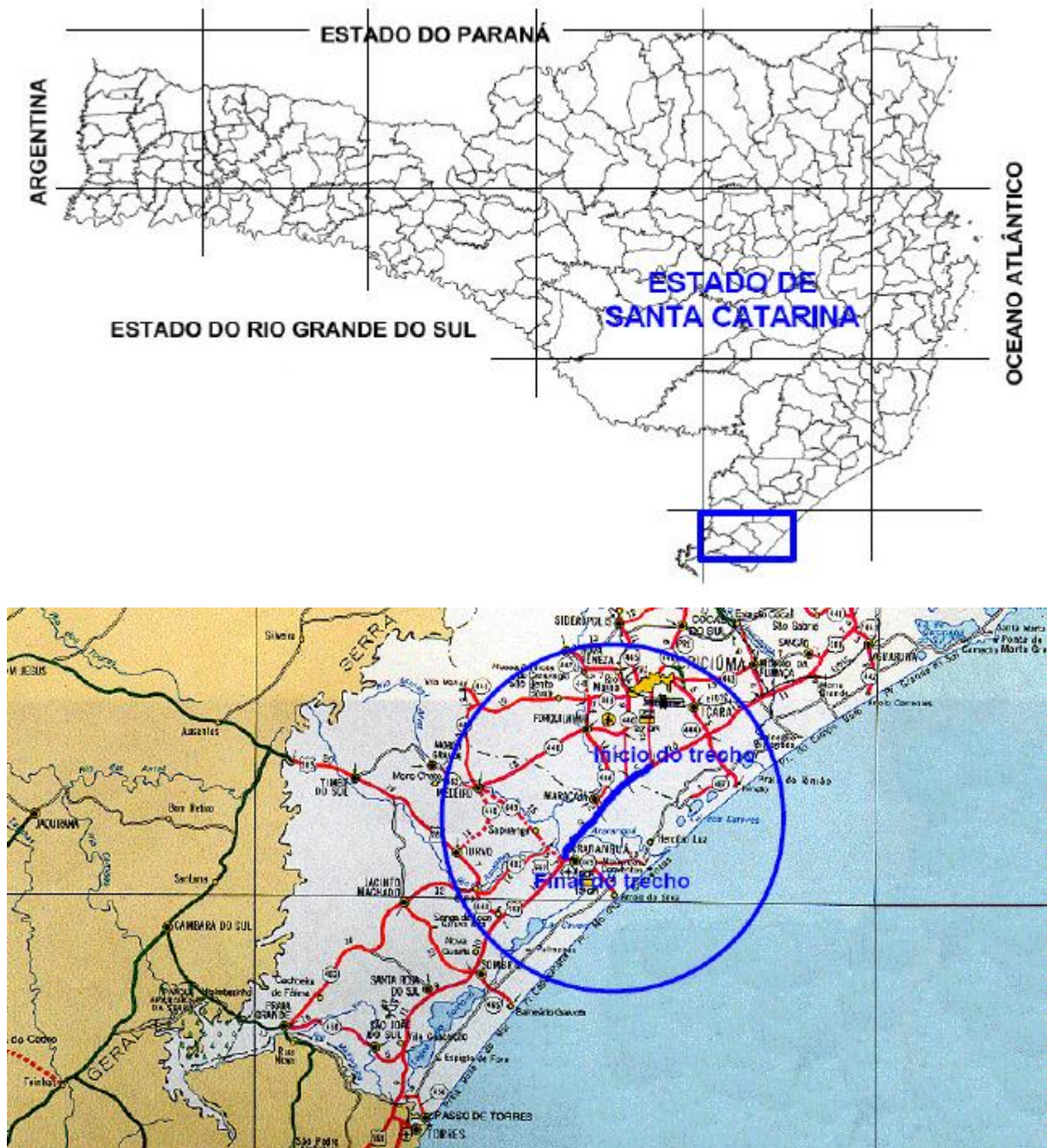
2 MATERIAIS E MÉTODOS

Para a elaboração do presente trabalho, primeiramente foi feita uma revisão bibliográfica detalhada sobre fundações, dando ênfase a tubulões a ar comprimido, objeto de estudo da pesquisa. Prosseguiu-se com o levantamento de dados disponíveis sobre a obra executada (geologia local, tipo de estrutura, projetos e investigações geotécnicas realizadas). Com base nas investigações geotécnicas existentes (sondagem mista), elaborou-se o perfil estratigráfico do solo de fundação, definindo a partir deste a cota de assentamento da fundação. De posse dessa cota e tomando como referência os valores de Resistência à Compressão Simples (RCS), ao longo da profundidade do maciço rochoso, determinados por Martins (2008), definiu-se estatisticamente a resistência do maciço. Em seguida, realizou-se o dimensionamento geotécnico e estrutural do elemento de fundação. Por fim, determinou-se o custo de implantação do projeto e realizou-se uma análise comparativa deste com o do projeto original do DNIT.

2.1 ÁREA EM ESTUDO

O viaduto objeto de estudo, está localizado nas coordenadas geográficas $28^{\circ}49'27.705''$ Sul e $49^{\circ}24'15.161$ Oeste, do Lote 28 da obra de duplicação da BR-101/SC, conforme ilustra a figura abaixo.

Figura 1: Localização da área em estudo.



Fonte: PROSUL (2001) apud Martins (2008, p. 48).

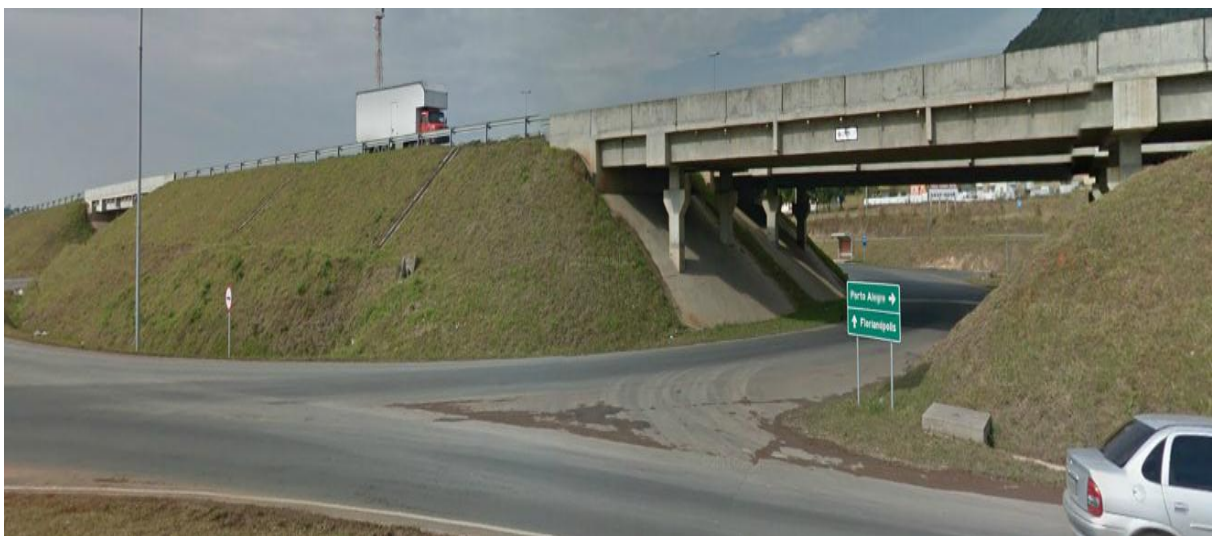
Essa estrutura, que dá acesso ao sul do município de Criciúma, foi implantada no km 8+700 do referido Lote (Figura 2).

Figura 2: Local de implantação.



Fonte: Google Earth. Disponível em: <www.google.com.br>, 2013.

Figura 3: Viaduto implantado.



Fonte: Google Earth. Disponível em: <www.google.com.br>, 2013.

2.2 GEOLOGIA DA ÁREA EM ESTUDO

Conforme Martins (2008, p. 52):

O viaduto Criciúma Sul, que se encontra em fase de implantação no km 8+700 do Lote 28 da BR-101/SC, tem suas fundações assentadas sobre o maciço rochoso pertencente a Formação Estrada Nova com idade Permiana, composta por uma sequência de siltitos cinza, cinza escuro e cinza amarelado, com intensa bioturbação predominantemente por uma interlaminação de silte e areia muito fina.

2.3 CARACTERÍSTICAS DA OBRA

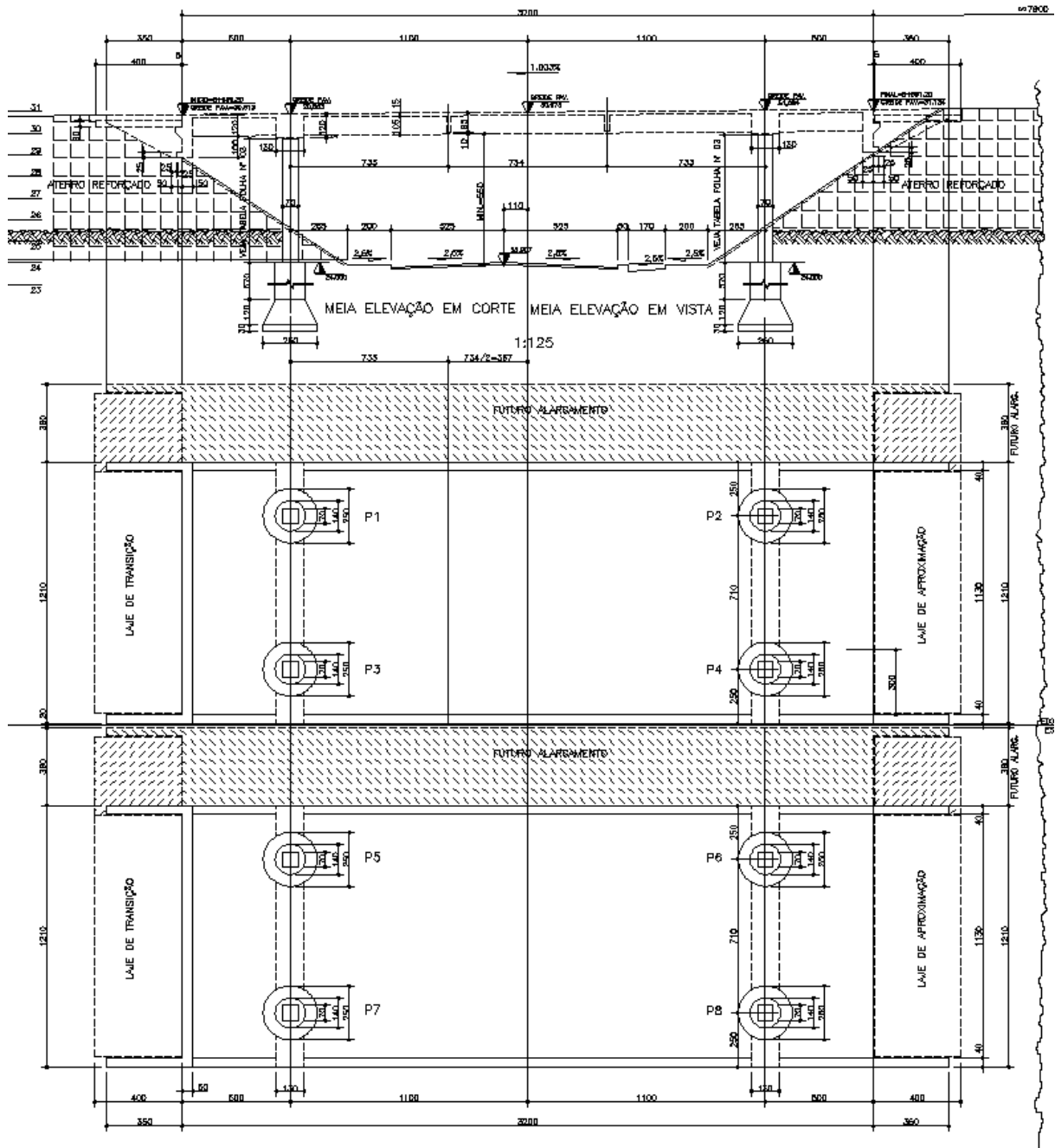
O viaduto (Figuras 4 e 5) do km 8+700 do Lote 28 foi construído para interligar Criciúma à BR 101/SC, sendo composto por dois pares de estrutura com 32,00 metros cada uma e altura livre de 5,50 metros, medidos a partir do intradorso das vigas principais até o bordo superior das pistas atravessadas.

O sistema estrutural da obra é isostático, constituído por um tramo central de 22,00 metros de vão e dois balanços extremos de 5,00 metros cada, e de um sistema de vigamento múltiplo com vigas de seção transversal levemente trapezoidal, pré-moldadas em concreto armado convencional, solidarizadas transversalmente por vigas (transversais) e lajes moldadas no local, sendo estas últimas concretadas sobre pré-lajes pré-moldadas em concreto armado, cujas armaduras integram-se às armaduras necessárias ao sistema global final.

Transversalmente, têm-se dois tabuleiros, em cada local, independentes com largura total de 12,10 metros cada um, munidos nas extremidades de duas barreiras delimitadoras do tipo “New Jersey”. A faixa de rodagem útil é de 11,30 metros, constituída de uma pista de 7,20 metros, faixa de segurança externa de 1,10 metros e acostamento interno de 3,00 metros.

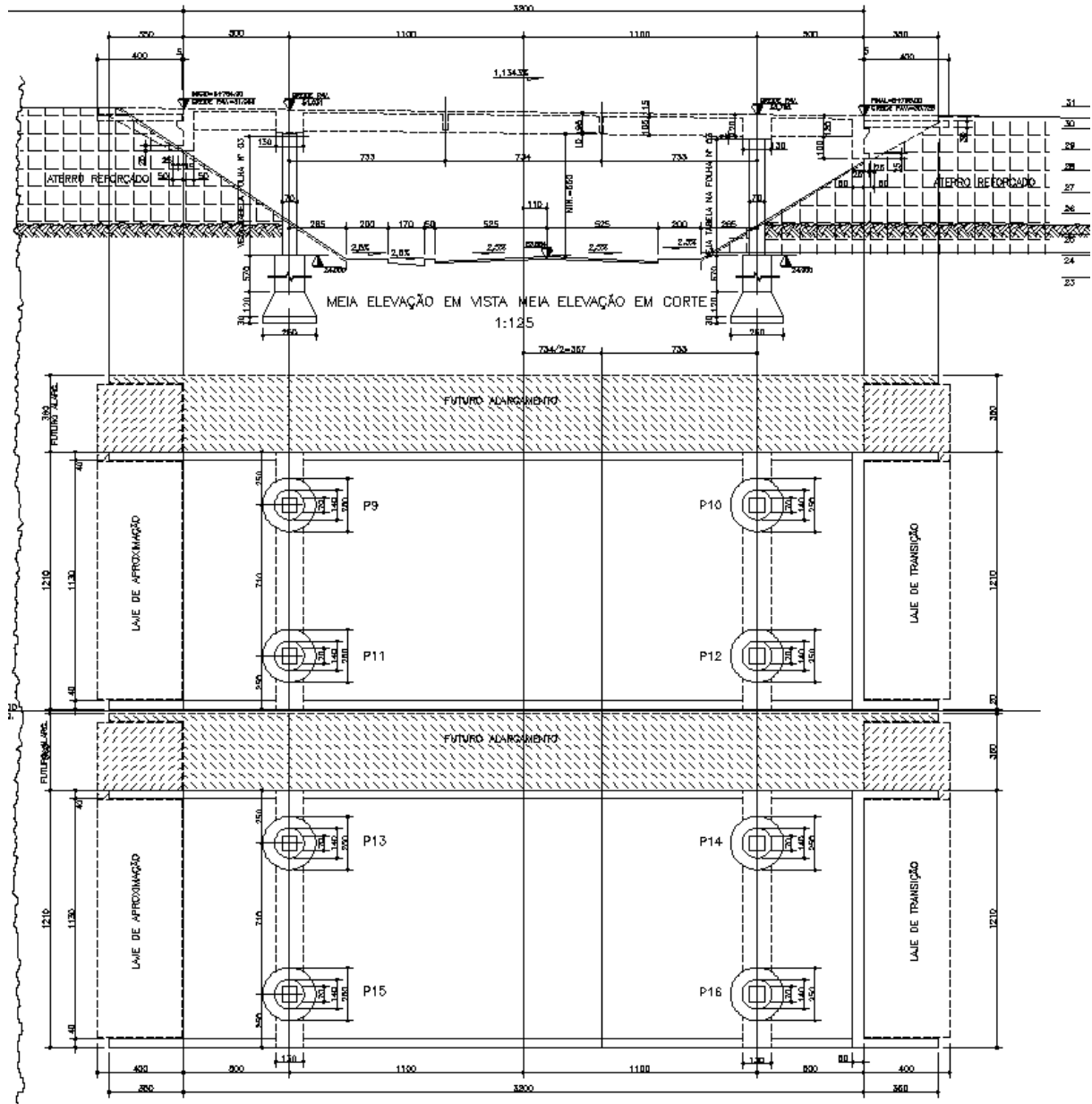
O viaduto é constituído por dezesseis pilares, de seção quadrada e maciça, sendo que em cada apoio são posicionados dois pilares que recebem as cargas oriundas das transversinas e transmitem às fundações.

Figura 4: Viaduto Criciúma Sul (P1 ao P8).



Fonte: DNIT.

Figura 5: Viaduto Criciúma Sul (P9 ao P16).

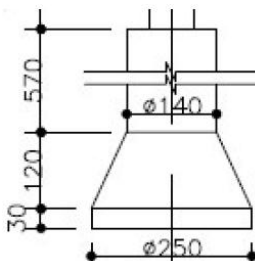


Fonte: DNIT.

2.4 FUNDAÇÕES EXECUTADAS

Para suportar as cargas provenientes da superestrutura, foram executadas fundações do tipo tubulão a ar comprimido com base alargada, devido à existência de água no subsolo próximo a superfície. A Figura 6 apresenta a seção do elemento de fundação.

Figura 6: Seção do Tubulão a ar comprimido.



Fonte: DNIT apud Martins (2008, p. 56).

A cota de apoio dos tubulões no subsolo é de 16,800, e o solo destinado a receber as cargas da estrutura é do tipo rocha sedimentar (folhelho siltico), pertencente à Formação Estrada Nova, conforme Martins (2008).

2.5 CARACTERÍSTICAS DO MACIÇO ROCHOSO

Martins (2008) determinou em seu estudo a Resistência à Compressão Simples (RCS) dos testemunhos de rocha que foram coletados durante a investigação geotécnica realizada. As amostras foram obtidas em diversas profundidades e a descrição dos testemunhos dos furos denominados SM-03 e SM-04, foi realizada pela empresa CORONA Engenharia Ltda.

Como pode ser constatado nas Tabelas 1 e 2, os furos SM-03 e SM-04, na cota 16,800, onde o tubulão foi apoiado, apresentam o folhelho siltico são e ocasionalmente fraturado (maciço).

Tabela 1: Furo de sondagem SM-03.

Manobra (m) Cota de projeto (m)	Descrição
0,00 - 6,10 26,961 - 20,861	Solo de alteração, cor ocre, variegado, siltico e pouco argiloso
6,10 - 7,52 20,861 - 19,441	Folhelho siltico, cinza, medianamente alterado (A3) e extremamente fraturado (F5)
7,52 - 11,10 19,441 - 15,861	Folhelho siltico, cinza, são (A1) e maciço (F1)

Fonte: CORONA Engenharia Ltda. apud Martins (2008, p. 65).

(Tabela 1 – continuação)

Manobra (m) Cota de projeto (m)	Descrição
11,10 - 12,40 15,861 - 14,561	Folhelho siltico, cinza, são (A1) e muito fraturado (F4)
12,40 - 13,20 14,561 - 13,761	Folhelho siltico, cinza, são (A1) e pouco fraturado (F2)
13,20 13,761	Limite de sondagem

Fonte: CORONA Engenharia Ltda. apud Martins (2008, p. 65).

Tabela 2: Furo de sondagem SM-04.

Manobra (m) Cota de projeto (m)	Descrição
0,00 - 3,20 23,848 - 20,648	Solo de alteração, cor ocre, variegado, siltico e pouco argiloso
3,20 - 4,72 20,648 - 19,128	Folhelho siltico, cinza, medianamente alterado (A3) e extremamente fraturado (F5)
4,72 - 5,00 19,128 - 18,848	Folhelho siltico, cinza, são (A1) e pouco fraturado (F2)
5,00 - 6,50 18,848 - 17,348	Folhelho siltico, cinza, são (A1) e extremamente fraturado (F5)
6,50 - 7,35 17,348 - 16,498	Folhelho siltico, cinza, são (A1) e maciço (F1)
7,35 - 8,10 16,498 - 15,748	Folhelho siltico, cinza, são (A1) e extremamente fraturado (F5)
8,10 - 9,60 15,748 - 14,248	Folhelho siltico, cinza, são (A1) e maciço (F1)
9,60 - 10,30 12,248 - 13,548	Folhelho siltico, cinza, são (A1) e pouco fraturado (F2)
10,30 13,548	Limite de sondagem

Fonte: CORONA Engenharia Ltda. apud Martins (2008, p. 66).

Para a determinação da Resistência à Compressão Simples (RCS) das amostras, foram coletados 15 testemunhos de rocha (folhelho siltico), distribuído nos dois furos de sondagem mista, da seguinte maneira:

- 7 testemunhos no furo SM-03, no intervalo compreendido entre as cotas + 26,961 e 13,761;
- 8 testemunhos no furo SM-04, no intervalo compreendido entre as cotas + 23,848 e 13,548.

As Tabelas 3 e 4 apresentam os resultados dos ensaios de RCS obtidos por Martins (2008), referentes aos furos SM-03 e SM-04, respectivamente.

Tabela 3: Ensaio de RCS dos testemunhos de folhelho-siltico no furo SM-03.

Amostra n°	Profundidade de amostragem (m)	Altura média (m)	Diâmetro médio (m)	Área (m ²)	Carga (KN)	Resistência à compressão (Mpa)
1	16,80	0,068	0,054	0,0023	43,15	18,95
2	16,30	0,083	0,054	0,0023	49,57	21,38
3	15,70	0,099	0,054	0,0023	59,57	26,02
4	15,10	0,064	0,054	0,0023	63,26	27,73
5	14,50	0,065	0,054	0,0023	78,76	34,22
6	13,90	0,055	0,054	0,0023	73,07	31,92
7	13,30	0,086	0,053	0,0022	92,11	41,13

Fonte: Martins (2008, p. 72).

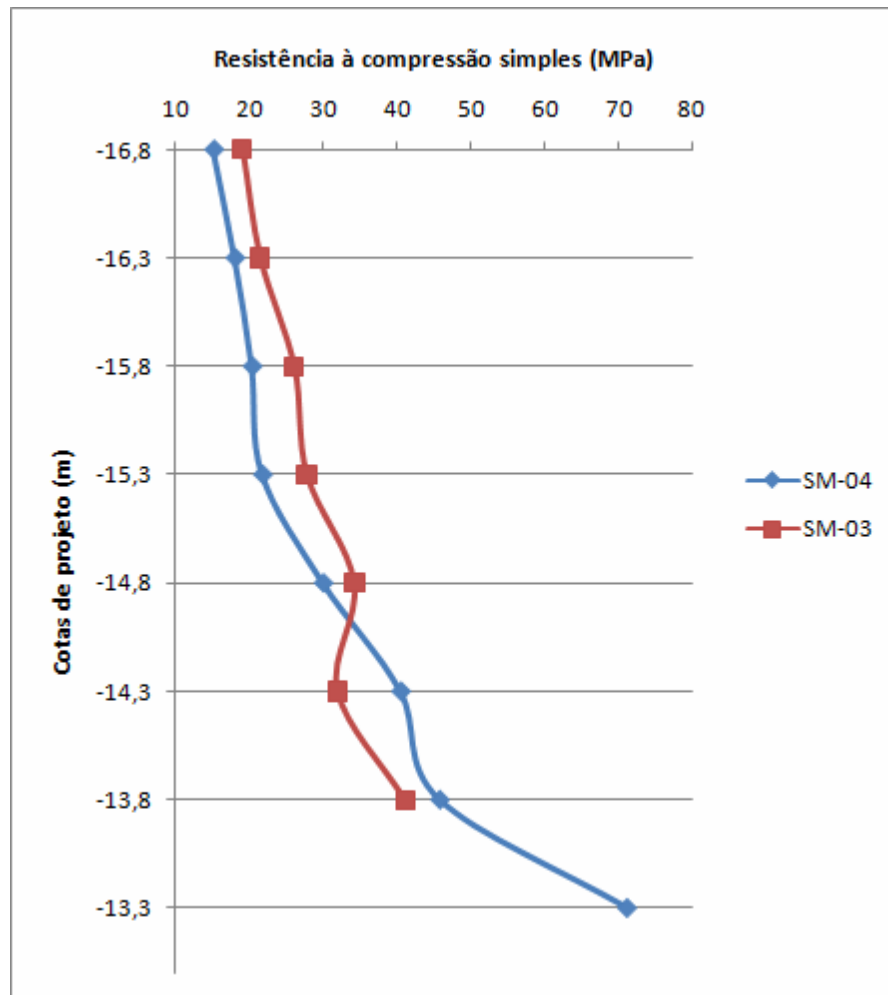
Tabela 4: Ensaio de RCS dos testemunhos de folhelho-siltico no furo SM-04.

Amostra n°	Profundidade de amostragem (m)	Altura média (m)	Diâmetro médio (m)	Área (m ²)	Carga (KN)	Resistência à compressão (Mpa)
1	16,80	0,073	0,054	0,0023	34,61	15,12
2	16,30	0,055	0,054	0,0023	41,55	18,02
3	15,80	0,055	0,054	0,0023	46,57	20,34
4	15,30	0,054	0,054	0,0023	49,39	21,74
5	14,80	0,054	0,054	0,0023	67,83	29,96
6	14,30	0,096	0,054	0,0023	94,21	40,46
7	13,80	0,100	0,054	0,0023	105,20	45,74
8	13,30	0,093	0,054	0,0023	164,90	71,11

Fonte: Martins (2008, p. 72).

Com base nos resultados obtidos, o autor elaborou os gráficos de RCS dos testemunhos de rocha ao longo da profundidade, abaixo da cota de assentamento da fundação, conforme mostra a Figura 7:

Figura 7: Gráficos RCS X Profundidade.



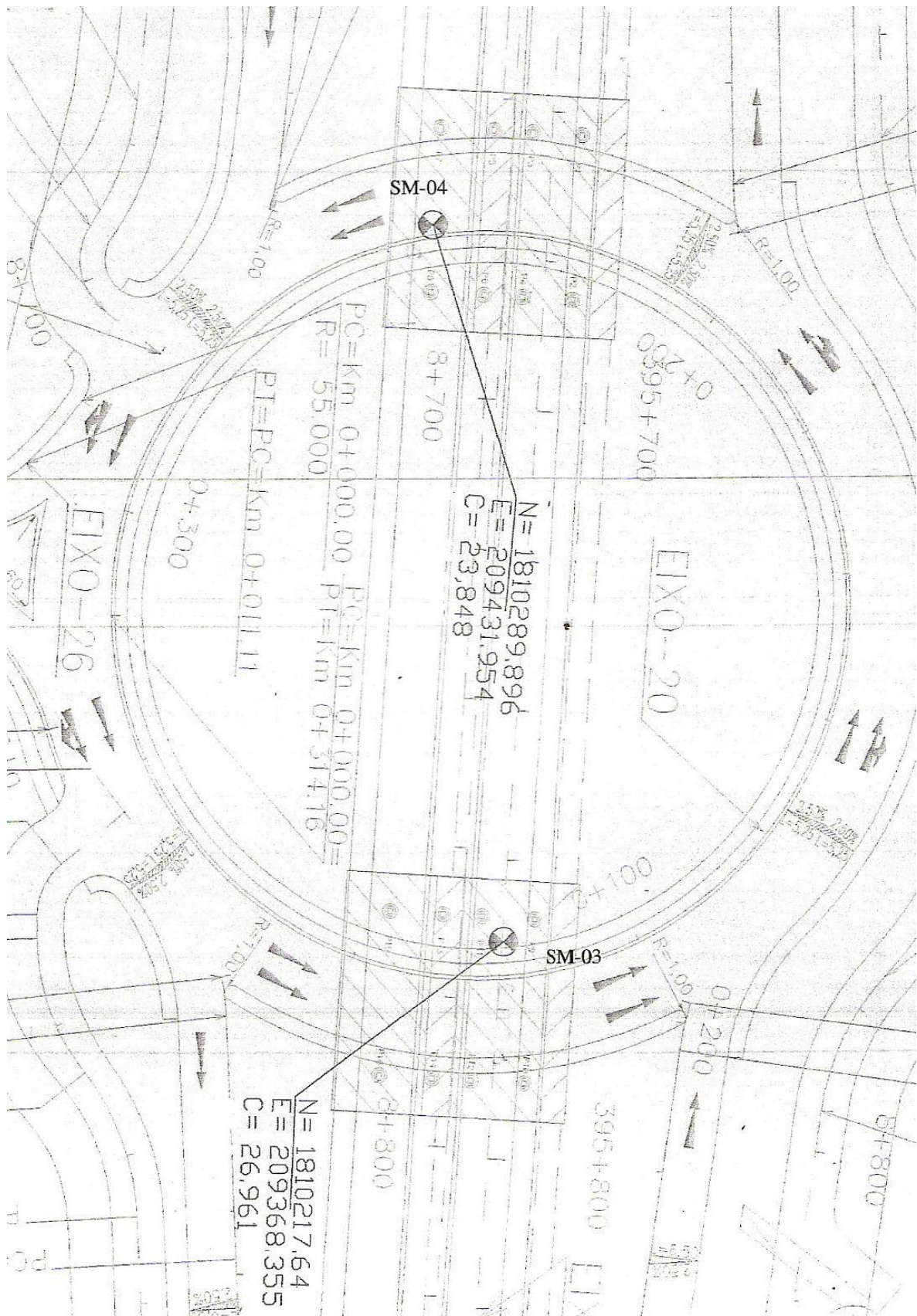
Fonte: Martins (2008, p. 73).

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 DETERMINAÇÃO DO PERFIL ESTRATIGRÁFICO

As investigações geotécnicas (sondagem mista) realizadas na área de estudo, foram executadas pela empresa SOTEPA (2007), a qual consistiu de dois furos denominados como SM-03 e SM-04. A Figura 8 apresenta a locação dos referidos furos.

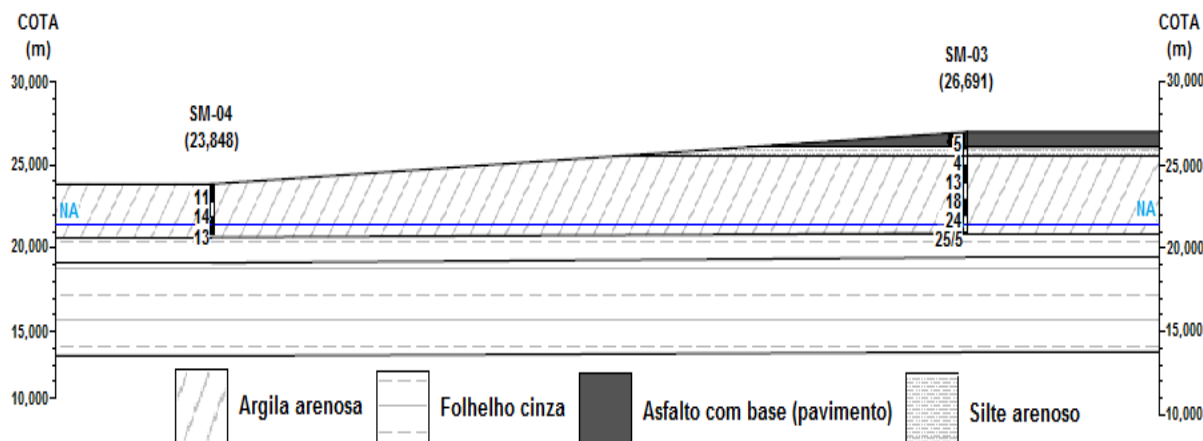
Figura 8: Planta de localização dos furos de sondagem.



Fonte: Consórcio CONSTRUCAP-Modern-Ferreira Guedes apud Martins (2008, p. 62).

De posse das informações constantes nos boletins de sondagem, elaborou-se o perfil estratigráfico do solo de fundação (Figura 9).

Figura 9: Perfil estratigráfico estimado do solo de fundação.



Fonte: O autor.

O perfil estratigráfico estimado do solo de fundação (Figura 9) apresenta o valor de NSPT, ao longo da profundidade das camadas de solo. A estratigrafia do solo de fundação é composta por uma camada de pavimento flexível, seguida de uma camada de silte arenoso, as quais ocorrem apenas na região onde se encontra o furo de sondagem SM-03. Ao longo de sua extensão, o perfil apresenta uma camada de argila arenosa e logo abaixo se encontra o folhelho siltico, medianamente alterado a são. O nível do lençol freático se encontra na cota 21,448.

3.2 CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DA ROCHA

A determinação da Resistência à Compressão Simples do maciço de fundação (folhelho siltico) a ser utilizada no dimensionamento foi feita estatisticamente com base nos valores de RCS, obtidos por Martins (2008), os quais se encontram nas Tabelas 3 e 4. A Tabela 5 apresenta o resumo dos resultados do tratamento estatístico.

Tabela 5: Análise estatística dos parâmetros mecânicos nos furos SM-03 e SM-04

	Resistência à compressão (MPa)
Nº Amostras	15
Média (X_{MED})	30,92
Desvio padrão (S)	13,96
Fator de risco (K)	1,10
Resultado estimado máximo ($X_{MED} + K.S$)	46,28
Resultado estimado mínimo ($X_{MED} - K.S$)	15,57

Fonte: O autor.

Levando em consideração a segurança, foi adotado o resultado estimado mínimo para RCS do folhelho siltico, que é de 15,57 MPa.

3.3 DEFINIÇÃO DO TIPO E COTA DE APOIO DA FUNDAÇÃO

Como um dos objetivos deste trabalho é fazer uma análise comparativa com o projeto original, adotou-se o mesmo tipo de fundação (tubulão a ar comprimido) e a cota de assentamento (16,800) especificada no projeto do DNIT, para o viaduto do km 8+700 (acesso Criciúma Sul) da BR-101/SC.

3.4 DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO

Os tubulões trabalham por ponta, ou seja, toda carga vertical proveniente da estrutura é distribuída uniformemente na base, sem ser levada em consideração o atrito lateral que existe entre o solo e o fuste.

As dimensões da base possuem diferenças em relação ao fuste, que é dimensionado para que o concreto do tubulão trabalhe por compressão simples, já a base é dimensionada para trabalhar com a tensão admissível (σ_{adm}) do material onde o mesmo será apoiado.

A norma brasileira (ABNT NBR 6122/2010: Projeto e Execução de Fundações), recomenda que para a determinação da tensão admissível se utilize um fator de segurança global (FS) igual a 2,00:

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_r}{FS} \quad \text{Equação (1)}$$

Onde:

σ_{adm} = Tensão admissível do folhelho síltico;

σ_r = Tensão de ruptura do folhelho síltico;

FS = Fator de segurança.

Como a tensão de ruptura da rocha determinada no tratamento estatístico foi de 15,57 MPa, a tensão admissível resultou em 7,79 MPa.

Para a determinação do diâmetro do fuste (d), aplicou-se o método de Joppert Jr. (2007):

$$A_{fuste} = \frac{P}{\sigma_c} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \quad \text{Equação (2)}$$

Onde:

A_{fuste} = Área necessária do fuste;

P = Carga do pilar;

σ_c = Tensão de trabalho do concreto;

d = Diâmetro do fuste (mínimo = 70,00 cm).

A carga proveniente do pilar (P), obtido no projeto do viaduto, foi de 6381,36 kN. Portanto, o diâmetro do fuste (d) determinado foi de 93,00 cm.

Optou-se utilizar base de seção circular, logo para a determinação do diâmetro (D) aplicou-se o método de Terzaghi (1943), para dimensionamento de fundações rasas:

$$\sigma_{adm} = \frac{P}{A_{base}} = \frac{P}{\frac{\pi \cdot D^2}{4}} \quad \text{Equação (3)}$$

Onde:

σ_{adm} = Tensão admissível do folhelho síltico;

P = Carga do pilar;

A_{base} = Área necessária da base;

D = Diâmetro da base.

Determinou-se que, para suportar as cargas provenientes da estrutura, seria necessário um diâmetro de 102,00 cm, porém, por questões executivas (encamisamento do tubulão), o diâmetro do fuste foi ajustado para o diâmetro mínimo especificado pelo DNIT, que é de 120,00 cm.

3.5 DETALHAMENTO

Para o dimensionamento estrutural do tubulão, utilizou-se como referência a norma brasileira (ABNT NBR 6118/2007: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento).

Por se tratar de um ambiente urbano, a classe de agressividade ambiental, onde se localiza a obra é do tipo II, logo, o tubulão que é considerado um pilar embutido no solo, deve possuir 3,00 cm de cobrimento nominal.

Foram adotados no projeto, concreto do tipo C25 e aço CA-50. Quanto às barras, utilizou-se um diâmetro (\emptyset) igual a 16,00 mm para as longitudinais e 8,00 mm para estribos e ancoragem das armaduras.

Como o fuste apresenta diâmetro de 120,00 cm e comprimento total de 720,00 cm, o volume total de concreto para os 16 tubulões resultou em 130,29 m³.

No detalhamento, aplicou-se o método do pilar-padrão com curvatura aproximada especificado na norma. A força normal adimensional “v” é determinado pela Equação 4:

$$v = \frac{P}{A_c \cdot f_{cd}} \quad \text{Equação (4)}$$

Onde:

P = Carga do pilar;

A_c = Área de concreto.

Logo, chegou-se a um valor de “v” igual a 0,32. Para a obtenção do coeficiente “μ”, que é oriundo do momento atuante na seção e das suas respectivas propriedades geométricas, utilizou-se a Equação 5:

$$\mu = \frac{M_d}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}}$$

Equação (5)

Onde:

M_d = Momento atuando na seção;

A_c = Área de concreto;

h = Altura da seção na direção considerada (120,00 cm).

Como não há momento atuando na seção, o valor de “ μ ” é igual a 0,00. O “ d ”, distância entre o eixo da armadura de compressão e a face mais próxima do elemento, resultou, através do cobrimento nominal da armadura, diâmetro do estribo e centro de gravidade da barra longitudinal um valor igual a 4,60 cm. A relação d/h chega a um valor de 0,04. Para a determinação da taxa mínima de armadura longitudinal “ ω ”, utilizou-se os gráficos de Montoya (2010), a qual resultou em um valor igual a 0,00.

Para determinar a área de aço (A_s) do tubulão, aplica-se a Equação 6 descrita abaixo:

$$A_s = \frac{\omega \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

Equação (6)

Onde:

ω = Taxa mínima de armadura longitudinal;

A_c = Área de concreto.

A área de aço determinada foi de 0,00 cm², portanto, segundo a norma, deve-se utilizar armadura mínima na seção, que é calculado através da Equação 7:

$$A_{s,min} = \frac{0,15 \cdot P}{f_{yd}} \geq 0,004 \cdot A_c$$

Equação (7)

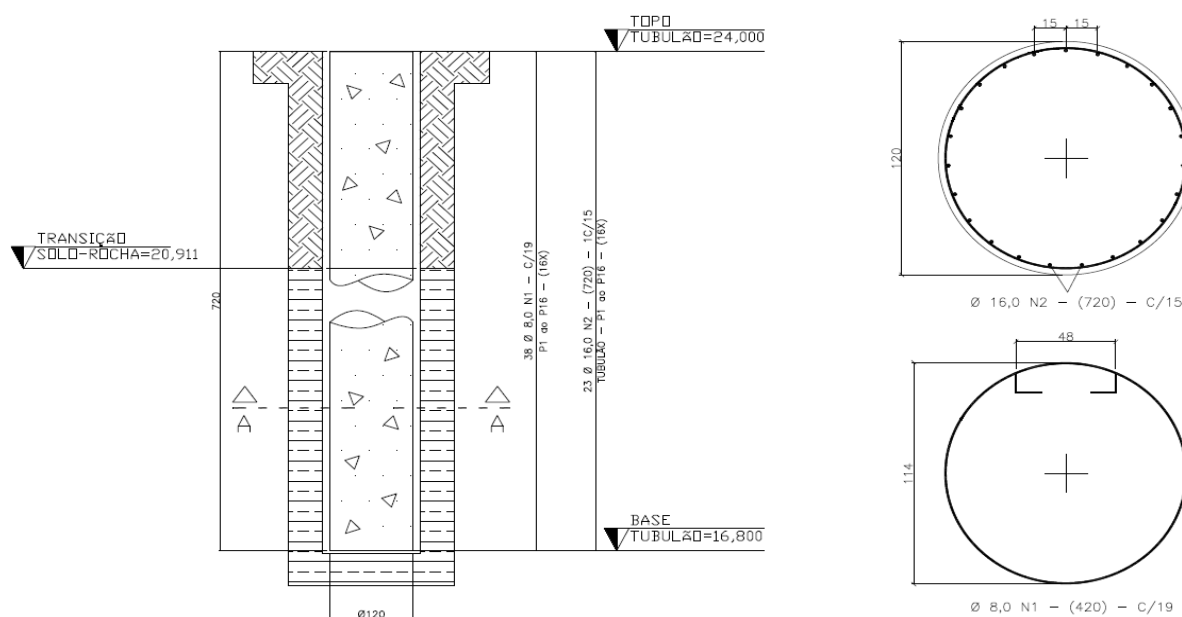
Onde:

P = Carga do pilar;

A_c = Área de concreto.

Determinou-se que, para absorver os esforços, seria necessária uma área de aço equivalente a 45,24 cm². Como o diâmetro das barras longitudinais adotado no dimensionamento foi de 16,00 mm, chegou-se a 23 barras espaçadas de 15,00 cm. A Figura 10, onde apresenta o detalhamento da armadura do fuste, compara a solução apresentada pelo DNIT (Figura 6).

Figura 10: Corte do tubulão.



Fonte: O autor.

Em relação aos quantitativos do projeto, a Tabela 6, apresenta um resumo dos principais dados:

Tabela 6: Tubulão a ar comprimido dimensionado.

Dados	Unidade	Quantidade
Ø	m	1,20
L	m	7,20
f_{ck}	MPa	25
$V_{CONCRETO}$	m ³	130,29
E_{ci}	MPa	28000
f_{yk}	MPa	500
Aço Ø 8,0 mm	kg	1021,44
Aço Ø 16,0 mm	kg	4239,36

Fonte: O autor.

3.6 DETERMINAÇÃO DO CUSTO PARA IMPLANTAÇÃO

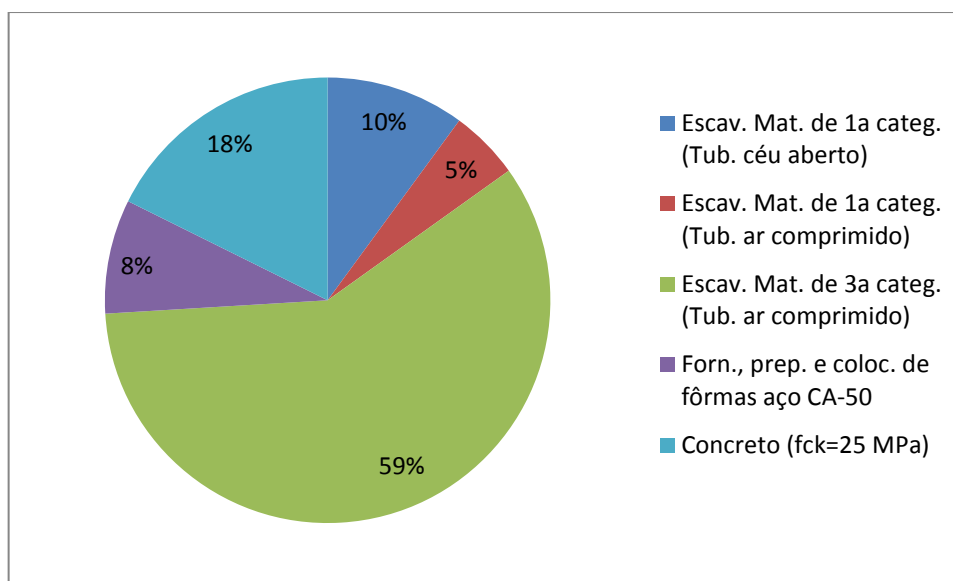
Para determinação dos custos de implantação do projeto (materiais e mão de obra), utilizou-se o Sistema de Custos Rodoviários (SICRO2) do DNIT. A Tabela 7 e a Figura 11 apresentam o resumo dos custos de implantação e a influência de cada atividade e insumos, respectivamente.

Tabela 7: Relação dos custos para implantação.

Descrição do Serviço	Unid.	Quantidade	Custo Unitário (R\$)	CustoTotal (R\$)
Escav. Mat. de 1ª categ. (Tub. céu aberto)	m³	46,180	717,52	33135,14
Escav. Mat. de 1ª categ. (Tub. ar comprimido)	m³	12,097	1376,37	16649,83
Escav. Mat. de 3ª categ. (Tub. ar comprimido)	m³	72,011	2694,09	194004,94
Forn., prep. e coloc. de fôrmas aço CA-50	kg	5260,800	5,19	27294,82
Concreto ($f_{ck}=25$ MPa)	m³	130,288	446,48	58170,49
			Total (R\$)	329255,22

Fonte: O autor.

Figura 11: Influência das atividades e insumos no custo de implantação.



Fonte: O autor.

Analisando a figura acima, fica evidente que os custos relacionados à escavação do subsolo, principalmente em materiais de 3ª categoria, têm maior relevância no orçamento.

3.7 ANÁLISE COMPARATIVA

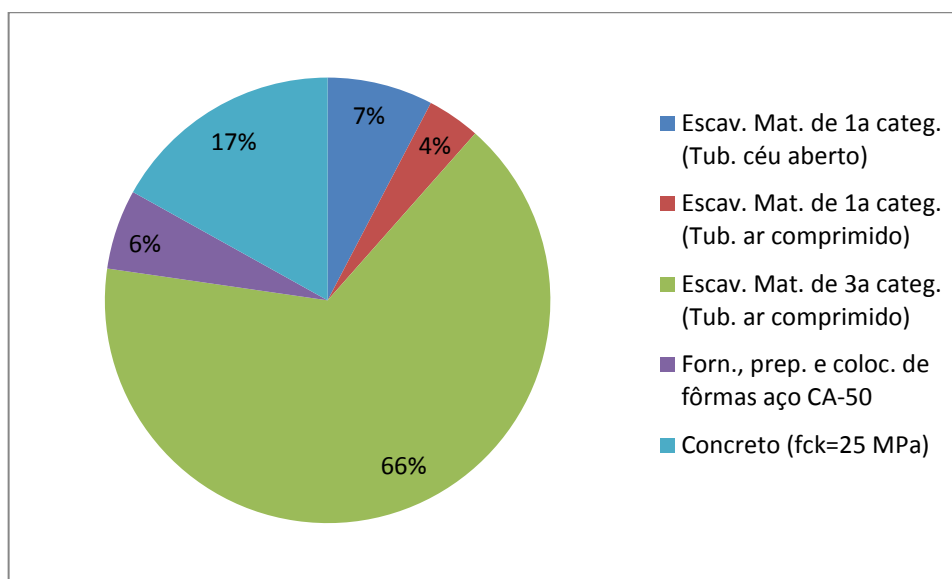
Para a realização da análise comparativa entre os projetos do DNIT e o do presente trabalho, levantaram-se os quantitativos do projeto original e reajustou-se com base no DNIT, os custos de cada atividade e insumos, para a presente data. A Tabela 8 e a Figura 12 apresentam o resumo dos custos de implantação e a influência de cada atividade e insumos, respectivamente.

Tabela 8: Relação dos custos para implantação do projeto do DNIT.

Descrição do Serviço	Unid.	Quantidade	Custo Unitário (R\$)	CustoTotal (R\$)
Escav. Mat. de 1ª categ. (Tub. céu aberto)	m³	62,856	717,52	45100,61
Escav. Mat. de 1ª categ. (Tub. ar comprimido)	m³	16,465	1376,37	22662,27
Escav. Mat. de 3ª categ. (Tub. ar comprimido)	m³	143,493	2694,09	386583,23
Forn., prep. e coloc. de fôrmas aço CA-50	kg	6565,440	5,19	34063,73
Concreto ($f_{ck}=25$ MPa)	m³	222,814	446,48	99481,20
			Total (R\$)	587891,04

Fonte: O autor.

Figura 12: Influência das atividades e insumos no custo de implantação do DNIT.

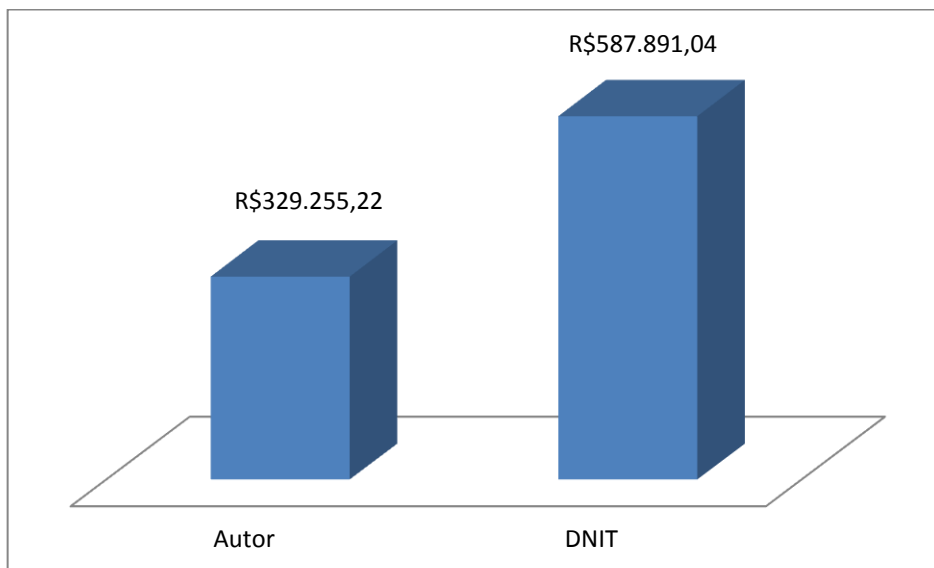


Fonte: O autor.

O valor obtido para implantação do projeto desenvolvido neste trabalho (R\$ 329.255,22), quando comparados com o do DNIT (R\$ 587.891,04), deixa claro a importância de se conhecer as características do material destinado a suportar as cargas da superestrutura (viaduto do km 8+700 do Lote 28 da BR-101/SC). Esta

conclusão encontra-se embasada na redução do custo de implantação que foi de 43,99%, quando comparados com o do projeto original do DNIT. O gráfico da Figura 13 apresenta o resultado dessa análise comparativa.

Figura 13: Análise comparativa de custos.



Fonte: O autor.

4 CONCLUSÕES

No presente estudo buscou-se utilizar os parâmetros geotécnicos da rocha (folhelho siltico), onde o tubulão a ar comprimido se encontra apoiado (cota 16,800), para um novo dimensionamento. Verificou-se que houve uma redução no custo total de implantação do projeto do DNIT (R\$ 587.891,04), em relação ao projeto desenvolvido neste trabalho (R\$ 329.255,22), resultando em 43,99%. Esse resultado ressalta a importância da investigação geotécnica e da determinação da tensão admissível com base em ensaios para elaboração de projetos geotécnicos de fundação.

Observou-se o alto custo relacionado à escavação do subsolo, que representou 74,02% do orçamento do projeto proposto neste estudo, sendo que 58,92% estão relacionados a materiais de 3ª categoria, resultando em R\$ 194.004,94. Este dado sugere que na elaboração de um projeto geotécnico de tubulões, deve-se embutir o mínimo em rocha, ou seja, apenas o necessário para garantir a segurança da estrutura.

5 REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento: NBR 6118. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto e execução de fundações: NBR 6122. Rio de Janeiro, 2010.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos Solos e suas aplicações**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S.A. (3ªed.), 1978, 456p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES, Disponível em: <<http://www.dnit.gov.br>> Acesso em: 19 nov. 2013.

JOPPERT JR, I. **Fundações e contenções de edifícios – qualidade total na gestão do projeto e execução**. São Paulo: PINI (1ªed.), 2007, 221p.

MARTINS, Caroline Peluso. **Determinação da Resistência à Compressão Simples de maciço rochoso – Estudo de Caso**. 2008. 85p. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil), Univ. do Extremo Sul Catarinense, Criciúma.

MONTOYA, P. J.; MESEGUER, A. G.; CABRÉ, F. M. **Jiménez Montoya: Hormigón Armado**. Gustavo Gili (15ªed.), 2010, 630p.

PROSUL – PROJETO, SUPERVISÃO E PLANEJAMENTO LTDA. **Programa de Ampliação da Capacidade Rodoviária do Corredor São Paulo Curitiba Florianópolis Osório**: Projeto Executivo de Engenharia. Florianópolis, SC, 2001.

TERZAGHI, K. **Theoretical Soil Mechanics**. Nova York: Wiley, 1943, 510p.