

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA - UFSC  
CENTRO DE ENGENHARIAS DA MOBILIDADE

Ezequias Borges de Oliveira

**ESTUDO DO PROBLEMA DE INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA APLICADO AO  
PROJETO DE FUNDAÇÕES PARA A PONTE SOBRE O RIO ANHANDUÍ NA BR  
262/MS**

Joinville, 2015

Ezequias Borges de Oliveira

**ESTUDO DO PROBLEMA DE INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA APLICADO AO  
PROJETO DE FUNDAÇÕES PARA A PONTE SOBRE O RIO ANHANDUÍ NA BR  
262/MS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em Engenharia de Infraestrutura no curso de Engenharia Infraestrutura da Universidade Federal de Santa Catarina, Campus de Joinville.

Orientador: Prof.º Dr. Marcelo Heidemann

Co-orientadora: Prof.ª Valéria Bennack

Joinville, 2015

Ezequias Borges de Oliveira

**ESTUDO DO PROBLEMA DE INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA APLICADO AO  
PROJETO DE FUNDAÇÕES PARA A PONTE SOBRE O RIO ANHANDUÍ NA BR  
262/MS**

Esse trabalho foi julgado adequado para a obtenção do título de Engenheiro de Infraestrutura e aprovado em sua forma final pela comissão examinadora e pelo curso de graduação em Engenharia de Infraestrutura da Universidade Federal de Santa Catarina.

Joinville, 26 de Novembro de 2015.

Prof.<sup>a</sup> Valéria Bennack, Eng.<sup>a</sup>

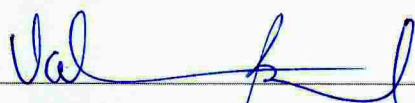
Coordenadora do Curso

**Banca Examinadora:**



Prof. Dr. Marcelo Heidemann  
Orientador

Universidade Federal de Santa Catarina



Prof.<sup>a</sup> Valéria Bennack, Eng.<sup>a</sup>

Universidade Federal de Santa Catarina



Prof. Dr. Wader Alfonso Guerrero Pérez  
Universidade Federal de Santa Catarina

## AGRADECIMENTOS

A Deus, em primeiro lugar, por ter me dado saúde e força durante todos os momentos difíceis da minha vida.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Marcelo Heidemann, por aceitar a orientação e, então, dispor seu apoio, paciência e motivação para a realização deste trabalho. Agradeço pela oportunidade de compartilhar seus conhecimentos e por ser um grande exemplo de mestre.

À minha co-orientadora, e grande amiga, Prof.<sup>a</sup> Valéria Bennack, pela prontidão, conselhos, incentivo e pelo tempo despendido auxiliando neste estudo.

À Prof.<sup>a</sup> Dra. Carolina Brandão, por sua amizade e suporte como professora e coordenadora do curso de Engenharia de Infraestrutura nestes trabalhosos anos iniciais da universidade em Joinville.

Aos membros da banca avaliadora, por aceitarem o convite para participar.

À empresa Prosul – Projetos, Supervisão e Consultoria, na pessoa da Eng.<sup>a</sup> Clarissa Sandoval Borges, por sua disposição em prestar informações relevantes ao estudo. Ao técnico Frederico Andrade pelo apoio e esclarecimentos.

À Universidade Federal de Santa Catarina, por meio de seu corpo docente e administrativo, pela formação profissional e pessoal.

Aos amigos, em especial, Alexandre, Camila, Ian, Juliane, Lucas e Vagner pelo companheirismo, ajuda e incentivo nestes tempos difíceis ao longo do trabalho.

À minha família, especialmente aos meus pais, Matilde e Pedro, e às minhas irmãs Jussara e Sulamar, pela paciência, compreensão, motivação, apoio e exemplo de vida.

A todos que colaboraram direta ou indiretamente para a realização deste trabalho, muito obrigado. À todos, os meus mais sinceros agradecimentos.

“Se você quer saber como foi seu passado, olhe para quem você é hoje. Se quer saber como vai ser seu futuro, olhe para o que está fazendo hoje.”

Provérbio chinês

## RESUMO

Este trabalho tem por objetivo realizar um estudo da interação solo-estrutura em fundações profundas submetidas a carregamentos laterais. Neste trabalho estudou-se o caso da ponte sobre o Rio Anhanduí, na BR 262/MS, especialmente as condições geológicas e geotécnicas em que se encontra esta estrutura. Um perfil estratigráfico foi idealizado a partir de sondagens mistas efetuadas no local e parâmetros de comportamento foram derivados para os solos e rochas que ocorrem na área. A partir destas informações foram modeladas curvas p-y para observar e evidenciar o comportamento não linear do solo para um conjunto de estacas raiz. O método utilizado para determinar o comportamento da interação solo-estrutura foi a solução de Reese e Matlock (1956) para o modelo de Winkler, que aborda o solo como um conjunto de molas lineares elásticas independentes entre si. Os resultados demonstraram que os esforços cortantes e momentos máximos ocorrem em profundidade, atestando, desta forma, a necessidade de estacas integralmente armadas. De forma complementar, foi avaliada a capacidade de carga em rocha, pelos métodos de Kulhawy e Carter (1992) e pelo método de Terzaghi, para transmissão dos esforços axiais aplicados no topo da estaca. Estes, por sua vez, foram obtidos do estaqueamento pelo método da sobreposição. Esta análise indicou que a capacidade de carga da rocha é superior à da estaca, influenciando diretamente no estaqueamento. Ainda na análise axial, foram avaliados os recalques e os efeitos do engastamento na resistência última do conjunto solo-estrutura. Esta análise revelou uma limitada influência do engastamento na resistência total. Por fim, a partir da definição dos esforços no bloco e nas estacas, foi realizado o dimensionamento estrutural e detalhamento dos elementos. As estacas foram calculadas para resistir à flexão composta.

**Palavras-chave:** Fundação em estacas. Carregamento lateral. Interação solo-estrutura.

## ABSTRACT

This paper aims to conduct a study of soil-structure interaction on deep foundations subjected to lateral loads. In this work was studied the case of the bridge over the Anhanduí River, especially the geological and geotechnical conditions which is this structure. A stratigraphic profile was designed from mixed probing carried on site and behavior parameters were derived for the soils and rocks that occur in the area. From this information p-y curves were modeled to observe and evince the nonlinear behavior with-ground for a set of root piles. The method used to determine the behavior of the soil-structure interaction was Reese and Matlock solution approach (1956) for Winkler model, which addresses the soil as a set of independent linear elastic springs each other. The results showed that the maximum shear forces and moments occurring in depth, confirming thus the need to fully pile frame. In a complementary way, we evaluated the capacity load in rock, by Kulhawy and Carter method (1992) and by Terzaghi method for transfer axial forces applied on top of the pile. These, in turn, were obtained by pilling the overlay method. This analysis indicated that the rock load capacity is higher than the pile, directly influencing the pilling. Also in the axial analysis was evaluated the settlements and the effects of the socket in the soil-structure joint at high-strength resistance. This analysis revealed a limited influence of the socket in the total resistance. Finally, from the definition of strain on the block and piles, was performed the structural design and detailing of the elements. The piles were calculated to resist composed bending.

**Key-words:** Pile Foundation. Lateral loading. Soil-structure interaction.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 2.1 - Fundação superficial (a) e profunda (b).....	4
Figura 2.2 - Estacas em rocha (a) com embutimento e (b) cravadas.....	6
Figura 2.3 - Diferença entre estacas ativas (a) e passivas (b).....	11
Figura 2.4 - Mecanismos de Ruptura em estacas curtas (a) e estacas longas (b).....	12
Figura 2.5 - Modelo de Winkler.....	15
Figura 2.6 - Conceito de coeficiente de reação horizontal.....	16
Figura 2.7 - Transformação da pressão em carga linear.....	16
Figura 2.8 - Variações do módulo com a profundidade.....	17
Figura 2.9 - Modelo de Winkler (a) horizontal e (b) vertical.....	18
Figura 2.10 - Linhas de estado de estacas longas.....	19
Figura 2.11 - Deslocamento de uma estaca.....	20
Figura 2.12 - Curvas p-y por camadas (a) e mobilização da reação do solo pela profundidade (b).....	23
Figura 2.13 - Formato característico da curva p-y para soft clay.....	25
Figura 2.14 - Formato característico da curva p-y para stiff clay.....	25
Figura 2.15 - Estacas carregadas transversalmente em uma ponte.....	26
Figura 2.16 - Representação dos esforços do modelo.....	27
Figura 2.17 - Linha neutra na seção transversal da estaca (a) e relação $d_a/d_b$ .....	30
Figura 2.18 - Representação tridimensional das bielas e tirantes (a) e representação para os cálculos dos esforços nos tirantes (b).....	31
Figura 2.19 - Esquema de esforços transmitidos para as estacas.....	32
Figura 3.1 - Localização da OAE em Campo Grande/MS.....	34
Figura 3.2 - Localização e caracterização geológica do local.....	35
Figura 3.3 - Croqui das sondagens.....	36
Figura 3.4 - Perfil do solo: Ponte sob o Rio Anhanduí.....	40
Figura 3.5 - Processo executivo de estaca raiz.....	41
Figura 3.6 - Fluxograma.....	44
Figura 4.1 - Dimensões do bloco.....	46
Figura 4.2 - Distâncias (cm) e esquema de forças no bloco sobre nove estacas.....	47
Figura 4.3 - (a) Decomposição da força RS nas direções paralelas ao lado e (b) ângulo $\beta$ (medidas em centímetros).....	49



Figura 4.4 - Detalhamento do bloco de fundação.....	50
Figura 4.5 - Carga aplicada versus recalque.....	51
Figura 4.6 - Perfil de referência.....	53
Figura 4.7 - Curvas p-y para o perfil adotado.....	55
Figura 4.8 - Módulo de acordo com a profundidade (a) e convergência de T (b).....	56
Figura 4.9 - Resultados para $E_s = k.x$ .....	58
Figura 4.10 - Representação do talude para carregamento passivo.....	60
Figura 4.11 - Representação da reação do solo na estaca.....	60
Figura 4.12 - Detalhamento da armadura da estaca.....	63

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Pressão de contato admissível $Q_a$ .....	7
Tabela 2.2 - Série de propriedades para uma seleção de rochas.....	7
Tabela 2.3 - Valores da constante do módulo de reação horizontal.....	17
Tabela 2.4 - Valores representativos para $\varepsilon_{50}$ para argilas.....	24
Tabela 2.5 - Valores recomendados dos fatores de majoração e minoração.....	28
Tabela 3.1 - Tabela dos estados de compactidade e consistência.....	37
Tabela 3.2 - Valores para o peso específico ( $\gamma$ ), solos coesivos.....	38
Tabela 3.3 - Tabela dos estados de compactidade e consistência.....	38
Tabela 3.4 - Critérios e escolhas de definição do tipo de fundação. ....	39
Tabela 3.5 - Diâmetros nominais e diâmetros dos revestimentos. ....	42
Tabela 3.6 - Cargas no elemento de fundação.....	43
Tabela 4.1 - Reação por estaca .....	48
Tabela 4.2 - Relação de capacidade de carga e recalque.....	51
Tabela 4.3 - Valores de capacidade de carga por Terzaghi.....	52
Tabela 4.4 - Parâmetros do perfil. ....	54
Tabela 4.5 - Dados para as curvas p-y.....	54
Tabela 4.6 - Tentativa 1, T = 2,10 .....	56
Tabela 4.7 - Tentativa 2, T = 1,50. ....	57

## **LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS**

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CPT	Cone Penetration Test
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
FS	Fator de Segurança
ISE	Interação Solo-Estrutura
NBR	Norma Brasileira Registrada
OAE	Obra de Arte Especial
PROARTE	Programa de Reabilitação de Obras de Arte Especiais
SI	Sistema Internacional de Unidades
SPT	Standard Penetration Test
RQD	Rock Quality Design
UCS	Unconfined Compressive Strength
USACE	United States Army Corps of Engineers

## LISTA DE SÍMBOLOS

### Alfabeto latino

$A_c$	Área da seção transversal do concreto;
$A_m$	Coefficiente adimensional para o momento fletor devido à aplicação da força horizontal;
$A_p$	Coefficiente adimensional para reação do solo devido à aplicação da força horizontal
$A_s$	Área da seção transversal da armadura
$A_v$	Coefficiente adimensional para o esforço cortante devido à aplicação da força horizontal
$A_y$	Coefficiente adimensional para o deslocamento horizontal devido à aplicação da força horizontal;
$B_m$	Coefficiente adimensional para o momento fletor devido à aplicação do momento;
$B_p$	Coefficiente adimensional para reação do solo devido à aplicação do momento;
$B_v$	Coefficiente adimensional para o esforço cortante devido à aplicação do momento
$B_y$	Coefficiente adimensional para o deslocamento horizontal devido à aplicação do momento;
$c$	Coesão do solo;
$E_p$	Módulo de Elasticidade Longitudinal da estaca
$E_{py}$	Módulo de elasticidade do solo
$I_p$	Momento de inércia da estaca
$k_{py}$	Constante do módulo de reação horizontal
$L$	Comprimento de embutimento da estaca dentro do solo;
$M$	Momento fletor total na estaca
$M_{máx}$	Momento fletor máximo na estaca;
$M_t$	Momento aplicado na estaca
$N$	Carga vertical aplicada na estaca
$N_{60}$	Índice de resistência à penetração para uma energia de 60%;
$N_c, N_q, N_\gamma$	Fatores de capacidade de carga;
$N_d$	Força axial solicitante de cálculo
$n_h$	Constante de reação horizontal do solo
$N_{SPT}$	Índice de resistência à penetração (número de golpes medidos em campo);

$p_H$	Carga horizontal aplicada na estaca;
$Q_{bu}$	Resistência de ponta da estaca;
$Q_{su}$	Resistência lateral da estaca;
$Q_{últ}$	Carga de ruptura da estaca;
$s_c, s_q, s_\gamma$	Fator de forma (geometria da fundação);
$T$	fator de rigidez relativa estaca-solo para $k_{py}$ variável linearmente com a profundidade;
$V$	esforço cortante total;
$y$	Deslocamento horizontal da estaca;
$x$	Profundidade da estaca no solo;
$Z$	Profundidade relativa ( $x / T$ );

### **Alfabeto grego**

$\gamma$	Peso específico;
$\gamma_{sub}$	Peso específico submerso;
$\epsilon_{50}$	Deformação correspondente à metade da máxima tensão desvio, determinada em ensaio triaxial;
$\nu$	Coefficiente de Poisson da rocha;
$\sigma$	Tensão normal;
$\tau$	Tensão de cisalhamento;
$\phi$	Ângulo de atrito interno do solo;

## SUMÁRIO

<b>1.</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>1</b>
1.1.	OBJETIVOS .....	2
<b>1.1.1</b>	<b>Objetivo Geral</b> .....	<b>2</b>
<b>1.1.2</b>	<b>Objetivos Específicos</b> .....	<b>2</b>
1.2	ESTRUTURA DO TRABALHO .....	3
<b>2.</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>4</b>
2.1.	DEFINIÇÃO DO ELEMENTO DE FUNDAÇÃO .....	4
2.2.	CARREGAMENTO AXIAL.....	5
<b>2.2.1.</b>	<b>Estados limites últimos</b> .....	<b>5</b>
<b>2.2.2.</b>	<b>Capacidade de carga</b> .....	<b>5</b>
<b>2.2.3</b>	<b>Efeito de grupo</b> .....	<b>10</b>
2.3.	CARREGAMENTO LATERAL.....	10
2.4.	INTERAÇÃO SOLO-ESTACA .....	11
2.5.	ESTACAS ATIVAS .....	11
<b>2.5.1.</b>	<b>Análise dos métodos</b> .....	<b>11</b>
<b>2.5.2.</b>	<b>Resistência Lateral Última</b> .....	<b>14</b>
<b>2.5.3.</b>	<b>Previsão Carga-Deflexão</b> .....	<b>14</b>
2.5.3.1.	Meio contínuo .....	14
2.5.3.2.	Meio discreto .....	15
2.6.	MEIO DISCRETO – MÉTODO DE REESE E MATLOCK.....	16
<b>2.6.1.</b>	<b>Coeficiente e módulo de reação</b> .....	<b>16</b>
<b>2.6.2.</b>	<b>Modelo de Winkler</b> .....	<b>18</b>
<b>2.6.3.</b>	<b>Curvas p-y</b> .....	<b>22</b>
2.6.3.1.	Argilas.....	23
2.7.	ESTACAS PASSIVAS.....	26
<b>2.7.1.</b>	<b>De Beer-Wallays</b> .....	<b>27</b>
2.8.	DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL.....	28
<b>2.8.1.</b>	<b>Dimensionamento à flexão composta</b> .....	<b>28</b>
2.8.1.1.	Armadura Principal.....	28
2.8.1.2.	Estribos .....	29
2.9.	ESTAQUEAMENTO E BLOCO DE COROAMENTO.....	30
<b>2.9.1.</b>	<b>Método das bielas e tirantes</b> .....	<b>31</b>
<b>2.9.2.</b>	<b>Armadura Principal</b> .....	<b>32</b>
<b>2.9.3.</b>	<b>Armaduras complementares</b> .....	<b>33</b>
<b>3.</b>	<b>METODOLOGIA</b> .....	<b>34</b>
3.1.	LOCAL DA OAE .....	34
3.2.	ASPECTOS GEOLÓGICOS.....	35
3.3.	CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA .....	36
<b>3.3.1.</b>	<b>Hipóteses</b> .....	<b>36</b>

3.4.	PARÂMETROS GEOTÉCNICOS.....	37
<b>3.4.1.</b>	<b>Solo.....</b>	<b>37</b>
<b>3.4.2.</b>	<b>Rocha.....</b>	<b>38</b>
3.5.	DEFINIÇÃO DO PERFIL DE SOLO.....	38
3.6.	ESTACA.....	39
<b>3.6.1.</b>	<b>Definição do tipo de estaca.....</b>	<b>39</b>
<b>3.6.2.</b>	<b>Estaca raiz.....</b>	<b>41</b>
<b>3.6.3.</b>	<b>Propriedades.....</b>	<b>42</b>
3.7.	CARGAS.....	42
<b>3.7.1.</b>	<b>Definição das cargas.....</b>	<b>42</b>
3.8.	INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA.....	43
<b>3.8.1.</b>	<b>Hipóteses.....</b>	<b>43</b>
3.9.	FLUXOGRAMA.....	44
<b>4.</b>	<b>RESULTADOS.....</b>	<b>45</b>
4.1.	BLOCO DE FUNDAÇÃO.....	45
4.2.	CARREGAMENTO AXIAL.....	51
<b>4.2.1.</b>	<b>Kulhway e Carter.....</b>	<b>51</b>
<b>4.2.2.</b>	<b>Terzaghi.....</b>	<b>52</b>
<b>4.2.3.</b>	<b>Discussão.....</b>	<b>52</b>
4.3.	INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA.....	53
<b>4.3.1.</b>	<b>Curvas p-y.....</b>	<b>53</b>
<b>4.3.2.</b>	<b>Método de Reese e Matlock para deflexão admissível.....</b>	<b>54</b>
<b>4.3.3.</b>	<b>Discussão.....</b>	<b>58</b>
4.4.	CARREGAMENTO PASSIVO.....	59
<b>4.4.1.</b>	<b>Método de Beer-Wallays.....</b>	<b>59</b>
<b>4.4.2.</b>	<b>Discussão.....</b>	<b>61</b>
4.5.	DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL.....	61
<b>4.5.1.</b>	<b>Flexão composta.....</b>	<b>61</b>
<b>4.5.2.</b>	<b>Armadura Principal.....</b>	<b>61</b>
<b>4.5.3.</b>	<b>Estribos.....</b>	<b>62</b>
<b>4.5.4.</b>	<b>Detalhamento.....</b>	<b>63</b>
<b>4.5.5.</b>	<b>Discussão.....</b>	<b>63</b>
<b>5.</b>	<b>CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....</b>	<b>64</b>
5.1.	CONCLUSÕES GERAIS.....	64
5.2.	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	65
	<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>66</b>
	<b>ANEXO A – COEFICIENTES NÃO DIMENSIONAIS DE REESE E MATLOCK.....</b>	<b>69</b>
	<b>ANEXO B – GRÁFICOS E TABELAS PARA CÁLCULO DA ARMADURA.....</b>	<b>71</b>
	<b>ANEXO C – PERFIS DE SONDAGEM.....</b>	<b>74</b>
	<b>APÊNDICE A - PLANILHAS DE CÁLCULO MÉTODO REESE E MATLOCK.....</b>	<b>79</b>

## 1. INTRODUÇÃO

Os elementos de fundação de estruturas de grande porte, como pontes, são muitas vezes solicitados por ações horizontais significativas. Estas podem ser provenientes de ventos, empuxos de terra, frenagens de veículos, correntezas, entre outros (SANTOS, 2008). Assim, a fundação deve ser projetada para suportar um sistema de cargas verticais, horizontais e momentos (VELLOSO e LOPES, 2012).

Quando uma estaca é sujeita a uma força lateral ou momento, a estaca tende a curvar ou inclinar. Estas ações provocam tensões no solo e este, para satisfazer as condições de equilíbrio, mobiliza reações ao longo do fuste. Entretanto o solo é um material com comportamento tensão-deformação não linear e, conseqüentemente, a reação do solo também não. Assim, em cada ponto ao longo da estaca há uma relação distinta entre a força aplicada ( $p$ ) e a deflexão ( $y$ ) (BUDHU, 1996).

Este complexo problema de interação solo-estrutura (ISE) pode ser analisado analítica e numericamente (CHRISTAN, 2012). Algumas soluções lineares para as equações diferenciais de previsão de comportamento são utilizadas na prática (REESE e IMPE, 2001). Os métodos por solução analítica abordam o solo como meio discreto, onde este comporta-se como um conjunto de molas lineares elásticas independentes entre si. Esta hipótese é conhecida como hipótese de Winkler, e é a mais utilizada devido à sua simplicidade (ALONSO, 2012).

O principal desafio desta metodologia é determinar o módulo de reação do solo para o modelo proposto por Winkler (SANTOS, 2008). As propostas mais simplificadoras adotam este como constante ou linearmente crescente com a profundidade.

Desta forma, o objetivo principal de estudar o sistema solo-estaca é determinar a deflexão, os momentos fletores e as forças cortantes atuantes para avaliar a segurança do elemento quanto ao colapso e aos deslocamentos excessivos (REESE e IMPE, 2001). Conhecidos estes valores, é possível projetar estruturalmente os elementos de fundação e através dos parâmetros geotécnicos do solo envolvente e de modelos de previsão, determinar a capacidade de carga e estimar os recalques.

Este estudo é realizado para um conjunto específico de cargas procedente da superestrutura. Conseqüentemente, é fundamental o conhecimento das cargas através da combinação de ações apresentado no projeto estrutural. Todavia, em muitas pontes concebidas no passado, os projetos não estão mais disponíveis, e a avaliação das condições de segurança, bem como da possibilidade de elevação das cargas admitidas nas rodovias em que tais pontes ocorrem, requer um reprojeto da OAE.



Neste sentido, este trabalho apresenta um estudo da interação solo-estrutura para as fundações de uma ponte. Como caso a ser estudado tomou-se a ponte sobre o Rio Anhanduí, na BR 262/MS. Foi realizado ainda o dimensionamento das fundações desta estrutura propondo uma solução em estacas raiz.

A estrutura constitui-se uma OAE existente, mas os projetos estruturais originais não mais existem, gerando dificuldades relacionadas à avaliação da possibilidade do aumento das cargas permitidas na referida rodovia. Assim, os resultados deste trabalho buscam também oferecer um indicativo da ordem de grandeza dos esforços envolvidos na ISE de uma estrutura nestas condições.

Este estudo apresenta algumas limitações, dentre elas, a forma com que se fez a obtenção dos parâmetros de comportamento geotécnico e a determinação das cargas atuantes sobre as fundações. Os parâmetros foram obtidos por correlações empíricas com os resultados das sondagens mistas realizadas no local. Ou seja, os resultados foram obtidos por métodos indiretos, ocasionando uma fonte de incertezas. Em segundo lugar, as cargas atuantes da superestrutura foram estimadas, já que não existem estudos atualizados de tráfego e o projeto original da estrutura. Desta forma os esforços assumidos foram definidos com base em um intervalo de cargas que tipicamente ocorre em Pontes desse porte, como proposto por Marchetti (2008).

## 1.1. OBJETIVOS

### 1.1.1 Objetivo Geral

Analisar o problema de interação solo-estrutura estudando o caso da ponte sobre o Rio Anhanduí na BR 262/MS e dimensionar uma solução de fundações para esta estrutura.

### 1.1.2 Objetivos Específicos

Para atender o objetivo geral, os objetivos específicos são:

- a. Obter as curvas p-y para analisar o comportamento não linear do solo;
- b. Obter o comportamento dos esforços cortantes, momentos, deslocamentos e reações do solo ao longo da estaca;
- c. Obter a curva carga-recalque para o sistema estaca-rocha.
- d. Dimensionar bloco de coroamento para transmissão das cargas da superestrutura às estacas.

## 1.2 ESTRUTURA DO TRABALHO

O trabalho está estruturado em cinco capítulos, distribuídos em Introdução, Revisão Bibliográfica, Metodologia, Resultados e Conclusão e Sugestões.

O Capítulo 1, **Introdução**, apresenta os aspectos gerais, objetivos e a estrutura do trabalho.

No Capítulo 2, **Revisão Bibliográfica**, é exposta a fundamentação teórica do problema levantado. Faz-se uma breve explanação sobre o tipo de fundação adotado e os métodos para o projeto geotécnico. Adicionalmente, apresentam-se os modelos de estimativa do carregamento lateral em estacas ativas e passivas. E, por fim, o método para o cálculo da área das armaduras do bloco e das estacas.

No Capítulo 3, **Metodologia**, apresentam-se os dados da obra, parâmetros, procedimentos e metodologias para a elaboração da análise do elemento de fundação da Ponte sobre o Rio Anhanduí.

No Capítulo 4, **Resultados**, são apresentados o estaqueamento e dimensionamento do bloco de fundação. Os carregamentos axial e lateral são definidos e as curvas p-y elaboradas, para obter a interação solo-estrutura pelo modelo de Winkler. Por fim, a armadura é detalhada.

No Capítulo 5, **Conclusões e Sugestões**, são apresentadas as conclusões e as premissões futuras para o complemento do projeto final.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

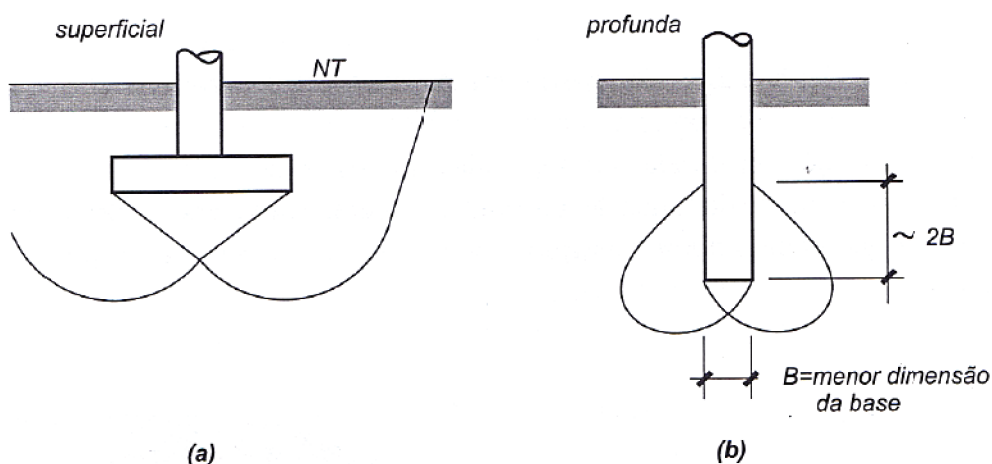
Neste capítulo são apresentadas as diretrizes para dimensionar a fundação de uma Obra de Arte Especial (OAE), neste caso específico para uma ponte. São definidos os métodos consagrados na literatura para dimensionar geotécnicamente e estruturalmente o elemento de fundação e de forma similar, os modelos que procuram estabelecer a interação solo-estaca e os parâmetros geotécnicos para a caracterização do solo.

A fundação de pontes difere das estruturas convencionais em alguns aspectos, principalmente devido às solicitações no elemento de fundação. Dentre eles, segundo Hachich et al. (1996), a ação do vento, a ação de correntezas, às cargas devidas às frenagens e cargas de empuxo do aterro de acesso. Outro fator é a solicitação transversal em profundidade na estaca, conhecido como efeito *Tschebotarioff*, devido aos recalques dos aterros de acesso combinado com a presença de camadas de solo pouco competente. Desta forma, primeiro define-se o tipo de fundação para, então, conceber o projeto geotécnico e estrutural.

### 2.1. DEFINIÇÃO DO ELEMENTO DE FUNDAÇÃO

As fundações estão classificadas em dois grupos: fundações superficiais e fundações profundas. Velloso e Lopes (2010) reiteram o critério de diferenciação entre estes, na qual a fundação profunda é aquela onde o mecanismo de ruptura de base não surge na superfície do terreno, conforme figura 2.1. A NBR 6122/2010, com base neste critério, determina que fundação profunda é aquela na qual a base está a uma profundidade superior à duas vezes sua menor dimensão e pelo menos 3 metros de profundidade.

Figura 2.1 - Fundação superficial (a) e profunda (b).



Fonte: VELOSO e LOPES, 2010.

A escolha por fundação profunda, como solução para o problema deste trabalho, como ver-se-á adiante, preterindo a opção de fundação rasa, deve-se à presença de argila mole e existência de lençol freático acima da superfície do terreno.

## 2.2. CARREGAMENTO AXIAL

### 2.2.1. Estados limites últimos

Da mesma forma que na superestrutura e mesoestrutura, os estados limites últimos para o dimensionamento do elemento de fundação comparam os valores majorados das solicitações na estrutura com os valores minorados da resistência do solo ou da rocha. Para alcançar a segurança da estrutura, o projeto geotécnico deve considerar a capacidade de carga (estado limite último - ELU) e avaliar os recalques (estado limite de serviço - ELS) devido às cargas solicitantes axiais (VELLOSO e LOPES, 2010). As cargas laterais são avaliadas considerando a interação entre o solo e a estrutura, majorando as solicitações e minorando as resistências de acordo com as orientações de cada método de previsão (ALONSO, 2012; REESE e IMPE, 2001).

O dimensionamento geotécnico, através da determinação da capacidade de carga do terreno, considerando as cargas axiais, é apresentado no tópico seguinte. Na seção 2.4, é revisada a interação solo-estrutura devido às cargas laterais na estaca. Para então, dimensionar estruturalmente o elemento de fundação, composto por bloco de coroamento e estacas.

### 2.2.2. Capacidade de carga

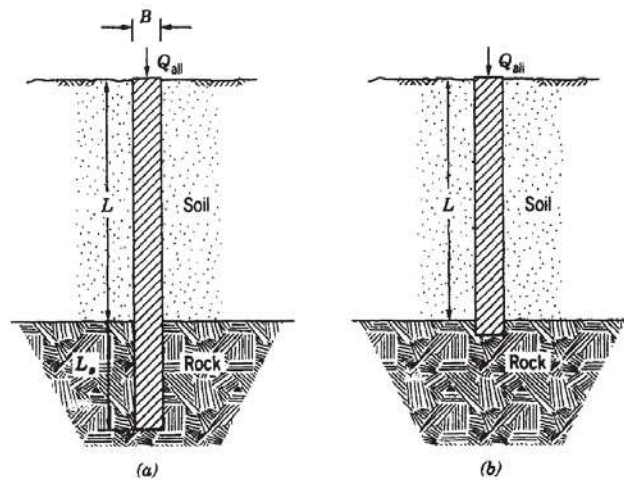
O dimensionamento da capacidade de carga é obtido por métodos estáticos, nos quais, as fórmulas consideram a mobilização total da resistência ao cisalhamento estático do solo. Dentro do método estático há, ainda, duas técnicas: racional (ou teórico) e semi-empírico. Aquele utiliza soluções teóricas de capacidade de carga e parâmetros do solo, este se baseia em ensaios *in situ* (SPT ou CPT). Velloso e Lopes (2010), Hachich et al. (1996), Alonso (2012) e Aoki e Cintra (2011) indicam a utilização do método semi-empírico, pois, os métodos teóricos são estimativas grosseiras e podem variar consideravelmente entre os autores das fórmulas teóricas.

Para estacas em rocha, situação que será apresentado na análise dos boletins de sondagem no capítulo 4, a resistência de ponta e do fuste embutido em rocha são mais significativos que a resistência do fuste em solo. Para tanto, são considerados os parâmetros inerentes ao tipo de rocha informado pelas sondagens de campo.

O dimensionamento do elemento de fundação em rocha é um processo iterativo na qual são arbitradas algumas situações e então é verificada a capacidade de carga do conjunto estaca-rocha (GANON et al., 1999).

Neste trabalho são utilizados dois métodos: Terzaghi, com fatores de Stagg e Zienkiewicz (1968) *apud* Bowles (1996) e Kulhawy e Carter (1992) *apud* Ganon et al., (1999). Os métodos utilizam os parâmetros de coesão e ângulo de atrito da rocha, módulo de elasticidade, tensão de ruptura sob compressão simples, peso específico, embutimento (figura 2.2), entre outros (BOWLES, 1996; GANON et al., 1999). Contudo, destacam-se diversos métodos para cálculo da capacidade de carga em rocha: Williams *et al* (1980), Rowe e Armitage (1987), Kulhawy e Carter (1992) e Fleming (1992).

Figura 2.2– Estacas em rocha (a) com embutimento e (b) cravadas.



Fonte: PRAKASH e SHARMA, 1990.

Abaixo, são apresentados os métodos de cálculo para estimar a capacidade de carga da rocha através dos dois modelos escolhidos. Os resultados, são comparados com valores de acervo de Prakash e Sharma (1990). Entretanto, em estruturas convencionais fundadas em rochas, os recalques (que fundamentam as análises sob Estado Limite de Serviço) são pequenos, desde que não excedida a capacidade de carga. Assim, a avaliação em estado de serviço é facultativa (PRAKASH e SHARMA, 1990, BOWLES, 1996).

## I. PRAKASH E SHARMA

Prakash e Sharma (1990) apresentam valores de capacidade admissível ( $Q_a$ ) de acordo com o valor de RQD, tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Pressão de contato admissível  $Q_a$ .

(RQD) %	Rock Quality	$Q_a$	
		kN/m <sup>2</sup>	tons/ft <sup>2</sup>
100	Excelente	28.000	300
90	Boa	19.000	200
75	Regular	11.000	120
50	Pobre	6.000	65
25	Muito Pobre	2.800	30
0		900	10

Fonte: PECK et al., 1974 apud PRAKASH e SHARMA, 1990.

## II. TERZAGHI

Em geral, a tensão de compressão de rocha sã apresenta uma capacidade maior que o concreto (Bowles, 1996). No entanto, essa condição é válida para rochas intactas, representadas aqui através do RQD = 1. A teoria de capacidade de carga de Terzaghi et al. (1968) descrita em Bowles (1996), propõe os seguintes fatores para estimar a capacidade de carga de fundações em rocha.

$$N_c = 5 \cdot \tan^4(45^\circ + \phi / 2) \quad (2.1)$$

$$N_q = \tan^6(45^\circ + \phi / 2) \quad (2.2)$$

$$N_\gamma = N_q + 1 \quad (2.3)$$

A partir de várias fontes, Bowles (1996) estima o ângulo de atrito da rocha como um valor entre 38° e 45° e a coesão entre 3,5 e 17,5 MPa. Na tabela 2.2 são apontadas diversas propriedades por tipo de rocha.

Tabela 2.2 - Série de propriedades para uma seleção de rochas.

Tipo de rocha	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Módulo de Elasticidade, $E_m$ (10 <sup>3</sup> MPa)	Coefficiente de Poisson, $\mu$	Tensão de compressão, UCS (MPa)
Basalto	28,0	17-103	0,27-0,32	170-415
Granito	26,4	14-83	0,26-0,30	70-276
Arenito	22,8-23,6	3-42	0,20-0,45	28-138

Fonte: BOWLES, 1996.

O RQD é utilizado como um fator de redução da capacidade de carga última ( $Q_{\text{últ}}$ ), conforme equação 2.4, e a tensão admissível é obtida com um fator de segurança igual a 3, devido à natureza analítica do método.

$$Q_{\text{últ}} = Q_{\text{últ}}(\text{RQD})^2 \quad (2.4)$$

$$Q_a = \frac{Q_{\text{últ}}}{FS} \quad (2.5)$$

### III. KULHAWY E CARTER

Ganon et al. (1999) recomendam utilizar uma metodologia na qual se pode relacionar o carregamento com o recalque da estaca. Para atender esta sugestão, é utilizado o método de Kulhawy e Carter (1992). Esta metodologia está fundamentada em duas seções, como segue:

1. Resposta inicial da rocha e da estaca é assumida como elástica. Não há escorregamento do fuste ao longo do embutimento da estaca na rocha.
2. O estágio de transição, no qual o escorregamento do fuste ocorre progressivamente, é ignorado. A análise ocorre com total escorregamento.

Kulhawy e Carter (1992), baseados em testes de campo, estabelecem a relação entre tensão uniaxial de compressão ( $\sigma_c$ ) e coesão, equação 2.6, e o componente friccional/dilatante ( $\tan\phi\tan\psi$ ), equação 2.7. Os dados da correlação podem ser obtidos em Ganon et al. (1999).

$$c/p_a = 0,1(\sigma_c/p_a)^{2/3} \quad (2.6)$$

$$\tan\phi\tan\psi = 0,001(\sigma_c/p_a)^{2/3} \quad (2.7)$$

Para reduzir a complexidade das equações, os autores propõem uma condição, representada pela equação 2.8, para verificar se a porção embutida da estaca é rígida.

$$I_R = (E_c/E_m)(D/2L)^2 \geq 1, \text{ rígido} \quad (2.8)$$

Onde,  $E_c$  e  $E_m$  são os módulos de elasticidade para o concreto e rocha, respectivamente.

Abaixo segue o roteiro estabelecido por Kulhawy e Carter (1992) para a determinação da relação entre carga e recalque:

1. Assumir um comprimento de embutimento  $L$ .
2. Estimar a rigidez relativa do embutimento, equação 2.8.
3. Estimar a resistência última do fuste ( $Q_{su}$ ).

$$\tau_s/p_a = 0,63(\sigma_c/p_a)^{0,5}, \text{ onde } p_a = 100 \text{ kPa} \quad (2.9)$$

$$Q_{su} = \tau_s\pi DL \quad (2.10)$$

4. Estimar a resistência última da base ( $Q_{bu}$ ).

$$\sigma_{bu} = 5\sigma_c \quad (2.11)$$

$$Q_{bu} = \sigma_{bu}\pi D^2/4 \quad (2.12)$$

5. Checar o fator de segurança, estabelecer a resistência admissível ( $Q_a$ ).

$$Q_a = (Q_{su} + Q_{bu})/FS \quad (2.13)$$

6. Resposta elástica do pilar, dada por:

$$q_t/(\rho E_m D) = 1/(1 - \mu) + (\pi/\zeta)(L/D)(1/1 + \mu) \quad (2.14)$$

Onde:  $\zeta = \ln[5 \cdot (1 - \mu)(L/D)]$  e  $\rho$  é o recalque.

Proporção de carregamento na base:

$$Q_b/N = 1/[1 + (1 - \mu)(\pi/\zeta)(L/D)] \quad (2.15)$$

Onde, N é a sollicitação axial.

7. Relação entre carga e recalque:

$$\rho/D = R_3 \cdot N/(\pi E_m D^2) - R_4 \quad (2.16)$$

Onde os fatores R, fundamentos nas correlações de Kulhawy e Carter (1992) entre compressão uniaxial da rocha e coesão e componente friccional/dilatante (equações 2.6 e 2.7), são:

$$R_1 = (1 + \mu) [\zeta + 1/(2 \tan \phi \tan \psi)](D/L)$$

$$R_2 = [(1 + \mu)/(2 \tan \phi \tan \psi)](c/E_m)$$

$$R_3 = 2R_1 R_5 / (R_1 + 2R_5)$$

$$R_4 = 2R_2 R_5 / (R_1 + 2R_5)$$

$$R_5 = (\pi/2) (1 + \mu^2)$$

Quando há escorregamento total do fuste, a proporção de carregamento na ponta da estaca é estipulada pela equação 2.17.

$$Q_b/N = R_1/(R_1 + 2R_5) - [R_6/(R_1 + 2R_5)] \cdot (\pi D^2 c/N) \quad (2.17)$$

Onde,  $R_6 = (1 + \mu)/2 \tan \phi \tan \psi$ .

8. Checar o deslocamento satisfatório para o carregamento.

Entretanto, segundo Ganon et al (1999, p. 53), é importante destacar as seguintes dificuldades encontradas nos métodos de dimensionamento de estacas em rochas:

- Pouco entendimento do comportamento real de estacas em rocha
- Dificuldade de modelar a interação e os mecanismos de transferência entre capacidade de carga do fuste e da ponta.
- As propriedades da rocha são modificadas pela instalação da estaca, ou seja, o desempenho de trabalho pode ser diferente da prevista;



Os resultados são apresentados e comparados no capítulo 4.

### 2.2.3. Efeito de grupo

Os cálculos das capacidades de carga indicados referem-se a uma estaca, no entanto, a maioria das fundações utiliza de grupos de estaca para atender o carregamento da estrutura. Aoki e Cintra (2011) utilizam da equação abaixo para quantificar a eficiência do grupo.

$$\eta = Q_g / \sum Q_i \quad (2.18)$$

Em que:  $Q_g$  = capacidade de carga do grupo de estacas;

$Q_i$  = capacidade do elemento isolado de fundação.

Antigamente era considerada uma eficiência menor que a unidade para grupos de estaca. Todavia, com a realização de ensaios em grupos, constatou-se uma eficiência igual ou superior à unidade. Desta forma, para o cálculo da capacidade de carga, será considerada a hipótese de  $\eta = 1$  (AOKI e CINTRA, 2011).

### 2.3. CARREGAMENTO LATERAL

Frequentemente, as estruturas como fundações de pontes, edifícios elevados, torres de transmissão de energia elétrica, estruturas *off-shore* e estruturas de contenção, estão sujeitas às cargas transversais. A ação procedente do vento, ondas marítimas, cargas móveis, empuxos de terra e zonas de elevados riscos sísmicos exige a análise da resistência dos elementos de fundação frente a estas solicitações. Todavia, a análise dos esforços transversais é muito mais complexa que a verificação dos esforços axiais (ABREU, 2014; ARAÚJO, 2013).

Segundo Abreu (2014), o colapso da estaca deve ser verificado com o mesmo rigor das propriedades do solo. A análise da estrutura deve ser feita de acordo com os limites últimos de serviço e ruptura e englobar os seguintes aspectos:

- Ruptura do solo;
- Ruptura estrutural das estacas por esforços internos excessivos;
- Deslocamentos ou rotações excessivas da cabeça da estaca de modo a comprometer o trabalho da estrutura suportada.

Desta forma, observa-se a dependência da solução na interação solo-estrutura nos aspectos de rigidez e geometria da estaca, do tipo do solo e nível de deslocamento. Assim, o objetivo desta análise é obter os diagramas de esforços cortantes, momentos fletores e deslo-

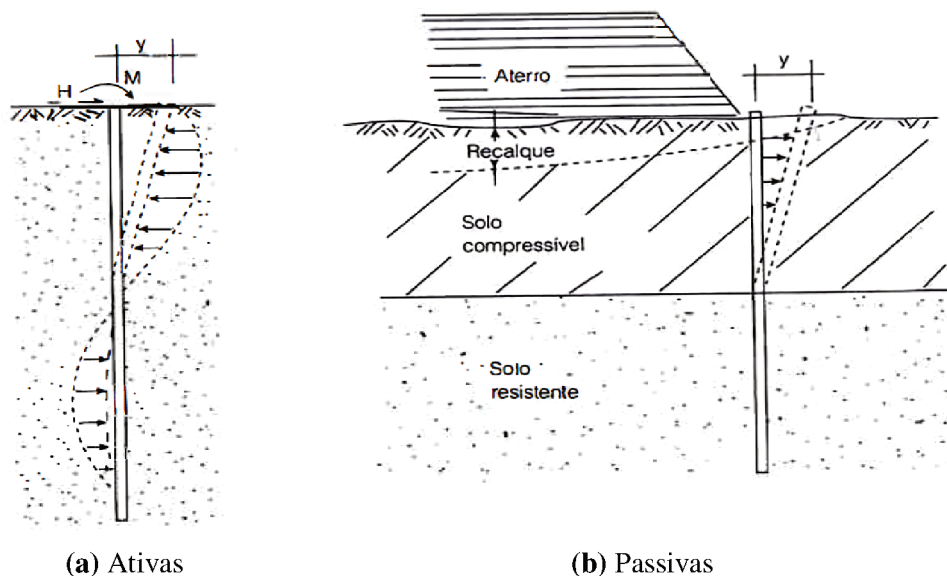
camentos do elemento para dimensionar a estaca estruturalmente e garantir estabilidade quanto à flexão composta (ABREU, 2014; ARAÚJO, 2013).

#### 2.4. INTERAÇÃO SOLO-ESTACA

Rosa (2013) reitera que o solo representa um conjunto de reações de apoio que variam de acordo com as suas características. Como um elemento de fundação é envolvido por solo que, geralmente, é composto por várias camadas, a complexidade para determinar os parâmetros e a variabilidade dos mesmos é significativa. Ademais, o solo apresenta características como a anisotropia, heterogeneidade e a não linearidade nas relações força-deslocamento (CHRISTAN, 2012).

Alonso (2012) descreve os dois grupos de estacas carregadas transversalmente: ativas e passivas. Sucintamente, em estacas ativas, o carregamento é a causa e o deslocamento horizontal é o efeito. Em passivas, o deslocamento horizontal é a causa e o carregamento ao longo do fuste, o efeito, conforme figura 2.3 (b).

Figura 2.3 - Diferença entre estacas ativas (a) e passivas (b).



Fonte: ALONSO, 2012.

Desta forma, a modelagem matemática é distinta em cada um destes mecanismos.

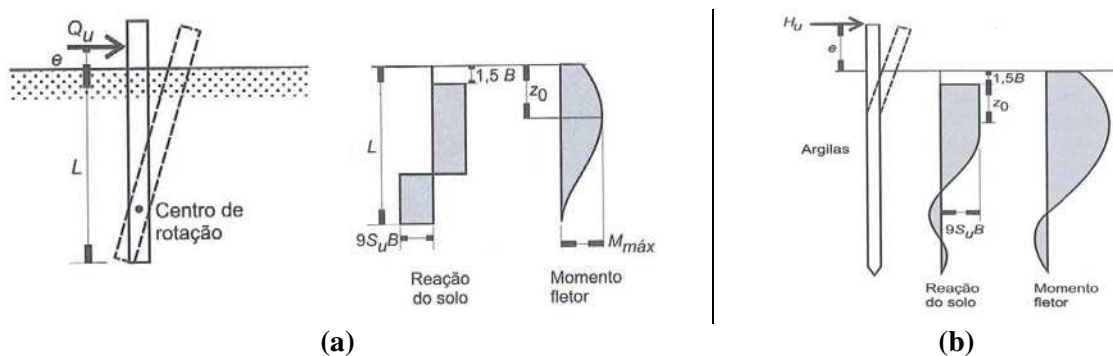
#### 2.5. ESTACAS ATIVAS

##### 2.5.1. Análise dos métodos

O mecanismo de ruptura da estaca e, portanto, a sua modelagem matemática, dependem fundamentalmente do seu comprimento. Em estacas curtas, figura 2.4 (a), o carregamento

lateral poderá provocar, essencialmente, uma rotação do elemento. Enquanto, nas estacas longas, em certo ponto, definido como rótula, a estaca irá deformar e provocar deslocamentos significativos no topo, figura 2.4 (b). Portanto, para estacas curtas, trata-se de um problema de ruptura do solo ou deflexão excessiva no topo da estaca. E nas estacas longas, ruptura estrutural do elemento ou, também, deflexão excessiva no topo. (VELLOSO e LOPES, 2010; ABREU, 2014)

Figura 2.4 - Mecanismos de Ruptura em estacas curtas (a) e estacas longas (b).



Fonte: VELLOSO; LOPES, 2010.

Fan e Long (2005) descrevem três abordagens recorrentes para a análise do comportamento de estacas carregadas:

1. Modelos baseados em **equilíbrio limite**;
2. **Abordagem do solo como meio contínuo**, através de modelos baseados no método dos elementos finitos.
3. **Abordagem do solo como meio discreto**, através de modelos baseados no coeficiente de reação horizontal do solo;

O primeiro e o último apresentam modelos com soluções analíticas desenvolvidos com base na teoria da elasticidade, e são recorrentes na literatura. O segundo fornece resultados mais próximos da realidade ao aproximar o solo como um material elasto-plástico, porém, há poucos estudos relatados nas obras pesquisadas (FAN, 2005; LONG, 2005; REESE e IMPE, 2001; PRAKASH e SHARMA, 1990; POULOS, 1980).

Poulos e Davis (1980) subdividem em dois tópicos: Resistência Lateral Última (equilíbrio limite) e Previsão de Carga-Deflexão (abordagem do solo como meio discreto e como meio contínuo). Esta subdivisão será incorporada na revisão bibliográfica devido à sua recorrência.

Prakash e Sharma (1990, p.324) apresenta as seguintes características para os métodos de cálculo da **Resistência Lateral Última**:

O método de Brinch Hansen (1961) é baseado na teoria de Rankine e possui as seguintes vantagens:

1. Aplicável para solos cuja resistência é expressa por coesão e ângulo de atrito maior que zero;
2. Aplicável para sistemas de camadas de solo.

E as seguintes desvantagens:

1. Aplicável apenas a estacas curtas;
2. Requer solução iterativa para encontrar o ponto de rotação.

O método de Broms (1964a, b), também fundamentado na teoria de Rankine, tem as seguintes características positivas:

1. Aplicável para estacas curtas e longas;
2. Considera solos puramente coesivos e não coesivos;
3. Considera topo livre e topo fixo separadamente.

E as seguintes desvantagens:

1. Não aplicável para sistemas de camadas de solo;
2. Não considera solos cuja resistência é expressa por coesão e ângulo de atrito maior que zero.

E para o método de **Previsão Carga-Deflexão**, Prakash e Sharma (1990, p.324), apresentam a seguinte classificação:

(a) Meio discreto

Método de reação do subleito (Reese and Matlock, 1956). Solução para a equação da linha elástica para a hipótese de Winkler, onde o solo é representado como uma série de molas linearmente elásticas independentes. Possui as seguintes vantagens:

1. Relativamente simples;
2. Pode incorporar fatores como a não linearidade, variação do módulo de reação com a profundidade, e sistema de camadas de solos;
3. Amplamente utilizado na prática e reportado na literatura.

E as desvantagens:

1. Ignora a continuidade do solo.

(b) Meio contínuo

Proposto por Poulos (1980), este método, numa primeira hipótese admite o solo como um meio ideal elástico contínuo, apresentando as seguintes vantagens:

1. Baseado na aproximação teórica mais realística;
2. Apresenta soluções para variação do módulo com a profundidade e com sistema de camadas de solo.

E as desvantagens:

1. Dificuldade em determinar as tensões de campo para o módulo correspondente;
2. Necessita de mais verificações reais da aplicação teórica.

Pelo exposto e pelas características da obra, o procedimento utilizado neste trabalho é o proposto por Reese e Matlock (1956), pelo método da Previsão Carga-Deflexão. Todavia, nos próximos tópicos, os outros dois métodos são também apresentados, mas de forma sucinta.

### **2.5.2. Resistência Lateral Última**

O modelo é baseado no equilíbrio de tensões que atuam na face da estaca. Os deslocamentos podem ser de translação, rotação de toda a estaca ou parte dela, conforme já apresentado na figura 2.4.

A metodologia é fundamentada nas teorias de Rankine e Coulomb. Ao aplicar a carga lateral, no topo da estaca, aumenta-se a tensão na face em contato com o solo, no sentido do carregamento, na qual surge uma cunha de ruptura. Entretanto, Araújo (2013) aponta usar este método com cautela, uma vez que os valores de capacidade de carga obtidos pelo autor apresentaram valores muito elevados (1000%) em relação aos valores experimentais.

### **2.5.3. Previsão Carga-Deflexão**

#### **2.5.3.1. Meio contínuo**

Santos (2008, p.2) apresenta a seguinte abordagem para modelos do meio contínuo.

Nos modelos do meio contínuo o solo é, em geral, considerado como um meio elástico contínuo. Recentemente, com o aparecimento de computadores cada vez mais eficientes, tornou-se possível uma abordagem mais geral do problema, através da aplicação de formulações tridimensionais pelo método dos elementos finitos ou pelo método dos elementos de fronteira, permitindo analisar o efeito de interação num grupo de estacas. Nestes modelos é ainda possível simular a interface solo-estaca e também admitir leis de comportamento elasto-plásticas para o solo envolvente.

Dentro os métodos apresentados, modelo discreto e equilíbrio limite, o modelo que mais se aproxima da realidade é o que considera o solo como meio contínuo. Isto porque, segundo Poulos (1971), citado por Abreu (2014), considera a interação solo-estaca, os parâmetros geotécnicos e, ainda, a modelagem pode ocorrer por elementos finitos. Ao utilizar ele-

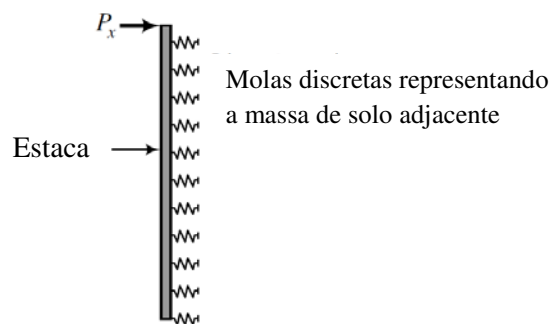
mentos finitos para caracterizar o conjunto solo-estaca, através de modelos constitutivos mais complexos, pode-se inferir uma análise elasto-plástica.

Poulos (1980) conclui que, tanto para estacas rígidas como flexíveis, o modelo de Winkler (módulo de reação) resulta em deslocamentos e momentos ligeiramente mais elevados, ou seja, a favor da segurança. Contudo, este método não será abordado no trabalho.

### 2.5.3.2. Meio discreto

Neste modelo, a estaca é compreendida como uma peça linear com rigidez à flexão. A diferença está na modelagem do solo no entorno. Este método prevê a substituição do solo por molas idênticas e independentes, conforme a figura 2.5. Alonso (2012) cita que, embora não represente a realidade física, os modelos que utilizam o módulo de reação são os mais utilizados na obtenção dos esforços transversais.

Figura 2.5 – Modelo de Winkler.



Fonte: BUDHU, 2011.

Para enfatizar a definição, Santos (2008, p.2) apresenta a seguinte abordagem para meio discreto:

Nos modelos do meio discreto o solo é assimilado a uma série de molas independentes com comportamento elástico e linear (modelo de Winkler) ou elástico não linear, traduzido pelas curvas 'p-y'. O modelo permite, de uma forma expedita, simular a estratificação do terreno, variando as características das curvas 'p-y' em profundidade.

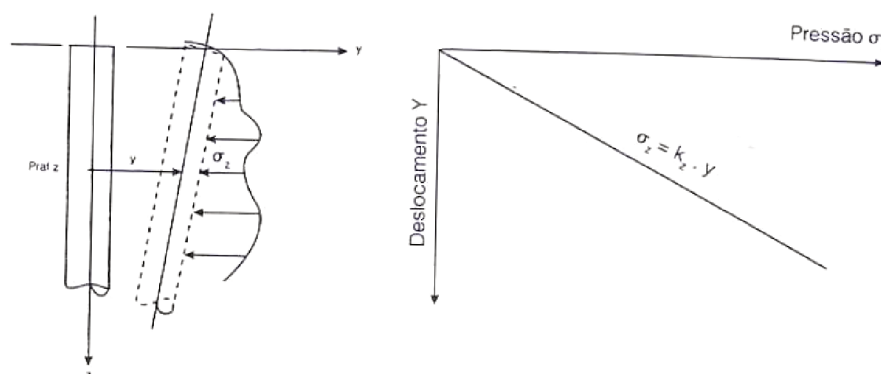
Desta forma, primeiramente será apresentado o coeficiente de reação do solo para, posteriormente, introduzir os modelos discretos por Winkler e as curvas p-y.

## 2.6. MEIO DISCRETO – MÉTODO DE REESE E MATLOCK

### 2.6.1. Coeficiente e módulo de reação

O coeficiente de reação horizontal,  $k_z$ , de acordo com Alonso (2012), é definido como sendo a relação entre a pressão unitária  $\sigma_z$  atuante numa determinada profundidade e o deslocamento sofrido pelo solo, conforme figura 2.6.

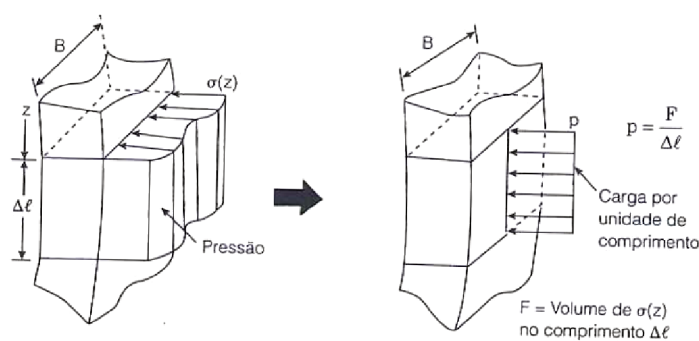
Figura 2.6 - Conceito de coeficiente de reação horizontal.



Fonte: ALONSO, 2012.

Entretanto, devido à variabilidade da pressão ao longo da face em contato com o solo, figura 2.7, é empregado o módulo de reação horizontal  $E_{py}$  (ou  $K$ ). Este parâmetro é definido pela razão entre a reação aplicada pelo solo à estaca, em unidade de força por comprimento, e o deslocamento  $y$ , conforme equação 2.19.

Figura 2.7 - Transformação da pressão em carga linear.

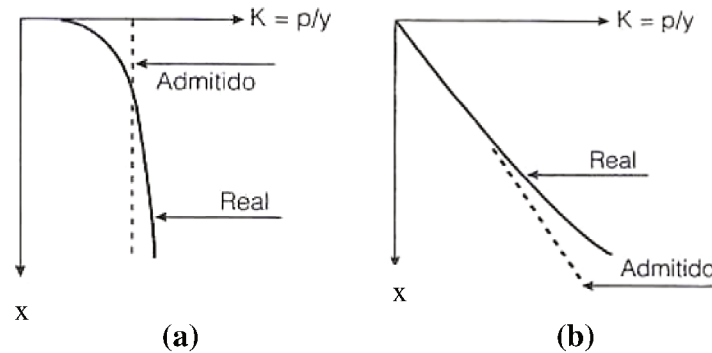


Fonte: ALONSO, 2012.

Os modelos empregam as variações mais simples de  $E_{py}$  com a profundidade, como  $E_{py}$  constante ou crescendo linearmente com a profundidade, conforme indicado na figura 2.8.

O primeiro (a) é adotado para argilas pré-adensadas e o segundo (b) para solos arenosos e argilas normalmente adensadas (VELLOSO e LOPES, 2010).

Figura 2.8 - Variações do módulo com a profundidade.



Fonte: ALONSO, 2012.

Para o comportamento linear com o acréscimo da profundidade, figura 2.8 (b), o módulo de reação pode ser escrito de acordo com a equação 2.19.

$$E_{py} = k_{py} \cdot x \quad (2.19)$$

Em que,  $k_{py}$  é a constante do módulo de reação horizontal.

A literatura apresenta diversos valores para estimar a constante do coeficiente de reação horizontal. Os mais recorrentes, citados por Alonso (2012), são apresentados na tabela 2.3 com os respectivos autores.

Tabela 2.3 - Valores da constante do módulo de reação horizontal.

Compacidade da areia ou consistência da argila	Valor de $k_{py}$	
	Seca	Submersa
Areia fofa	2,6	1,5
Areia medianamente	8,0	5,0
Areia compacta	20,0	12,5
Silte muito fofo	-	0,1 a 0,3
Argila muito mole	-	0,55

Fonte: DAVISSON, 1963 apud ALONSO, 2012.

Para discussão dos modelos propostos, antes, é necessário apresentar o parâmetro T para argilas pré-adensadas, com  $E_{py}$  variando linearmente com a profundidade. Estes valores representam a interação solo-estaca nos modelos, ou seja, dependem do módulo de reação do solo.

Para  $E_{py} = k_{py} \cdot x$  (figura 2.8 b):



$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{k_{py}}} \quad (2.20)$$

Onde:  $T$  = fator de rigidez estaca – solo ou comprimento característico [L]

$E_p I_p$  = rigidez à flexão da estaca [ $FL^2$ ]

$k_{py}$  = coeficiente de reação horizontal do solo [ $FL^{-2}$ ]

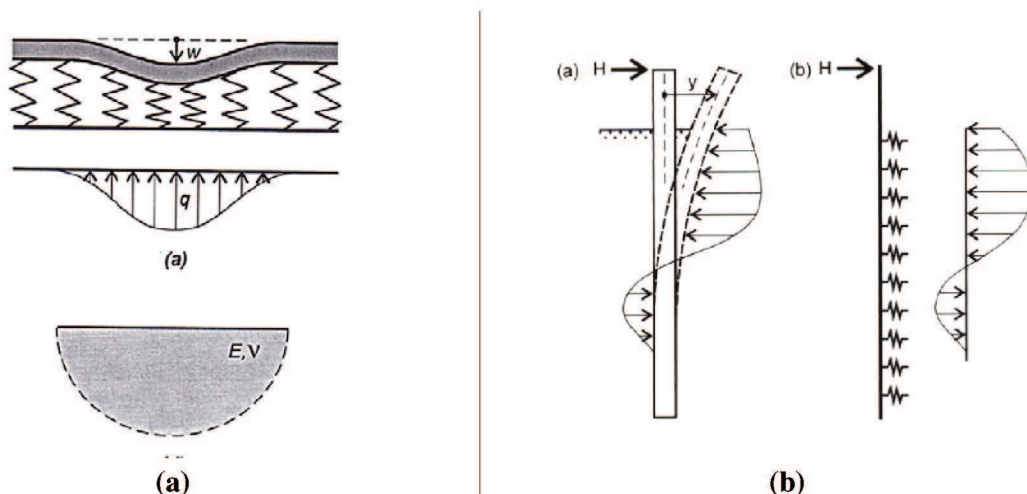
Na prática, os métodos baseados em módulo de reação apresentam resultados aceitáveis e são largamente usados (ALONSO, 2012). O método definido para este trabalho é o método de Matlock e Reese (1956) por se tratar de um método recorrente em literaturas consagradas como Reese e Impe (2001), Prakash e Sharma (1990), Poulos e Davis (1980), Elson (1984), entre outros.

O comprimento característico da estaca ( $T$ ) será obtido através de iterações dos valores decorrentes das curvas  $p$ - $y$  elaboradas com variação linear de  $E_{py}$ . Os autores supracitados propuseram soluções para a equação da viga elástica, do modelo de Winkler, onde o solo é representado como um conjunto de molas independentes entre si.

### 2.6.2. Modelo de Winkler

Proposta por Winkler em 1867, o modelo de análise do comportamento (deslocamentos, rotações e esforços), é análogo ao de uma viga em meio elástico. Conforme citado por Velloso e Lopes (2010), e exposto na figura 2.9, o solo é substituído por uma série de molas horizontais independentes entre si. A carga aplicada gera um deslocamento apenas no ponto de aplicação, desconsiderando a continuidade do meio, a dispersão da carga e a área de influência (ABREU, 2014).

Figura 2.9 - Modelo de Winkler (a) horizontal e (b) vertical.



Fonte: VELLOSO e LOPES, 2010.

A partir da definição de viga sobre base elástica carregada transversalmente, Hetenyi (1946) formulou a equação diferencial para uma estaca longa com carregamento horizontal no topo e uma força  $p$  distribuída ao longo do fuste. São admitidos apenas pequenos deslocamentos.

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dx^4} + P_t \frac{d^2 y}{dx^2} - p(y, x) = 0 \quad (2.21)$$

Onde:  $E_p I_p$  = rigidez à flexão da estaca [ $FL^2$ ]

$P_t$  = carregamento vertical atuante no topo da estaca [F]

$p$  = reação do solo ao longo da profundidade da estaca [ $FL^{-1}$ ]

$y$  = deflexão horizontal da estaca [L]

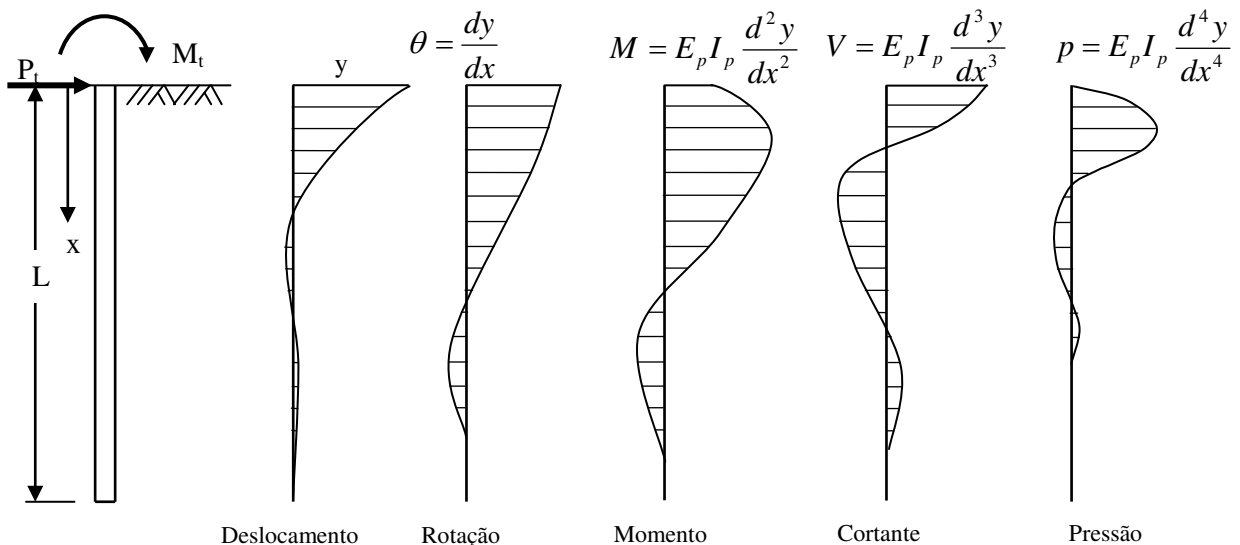
$x$  = profundidade [L]

Adotando  $y$  como deslocamento horizontal, A rotação ( $\theta$ ), o momento fletor ( $M$ ), o esforço cortante ( $Q$ ) e a pressão ( $p$ ) são expressos de acordo com a figura 2.10.

A vantagem deste método reside na simplicidade, pois depende de um único parâmetro do solo, o módulo de reação. Contudo, conforme alerta Santos (2008), este parâmetro é de difícil avaliação, uma vez que depende das características da própria estaca e do estado de tensões.

Assim, a complexidade deste método está na determinação do módulo de reação do solo, devido a sua variação com a profundidade e comportamento não linear (ALONSO, 2012), o que será discutida na seção dedicada a curvas  $p$ - $y$ .

Figura 2.10 - Linhas de estado de estacas longas.



Fonte: ALONSO, 2012.

Nesse sentido, destacam-se alguns autores de modelos analíticos para o cálculo dos deslocamentos, reações do solo, momentos fletores e esforços cisalhantes para as várias condições de contorno: Miche (1930) e Hetenyi (1946) para soluções que utilizam o coeficiente de reação horizontal; Davisson e Robinson (1965) e Matlock e Reese (1956) para soluções através do módulo de reação (ALONSO, 2012; USACE, 2000; ELSON, 1984).

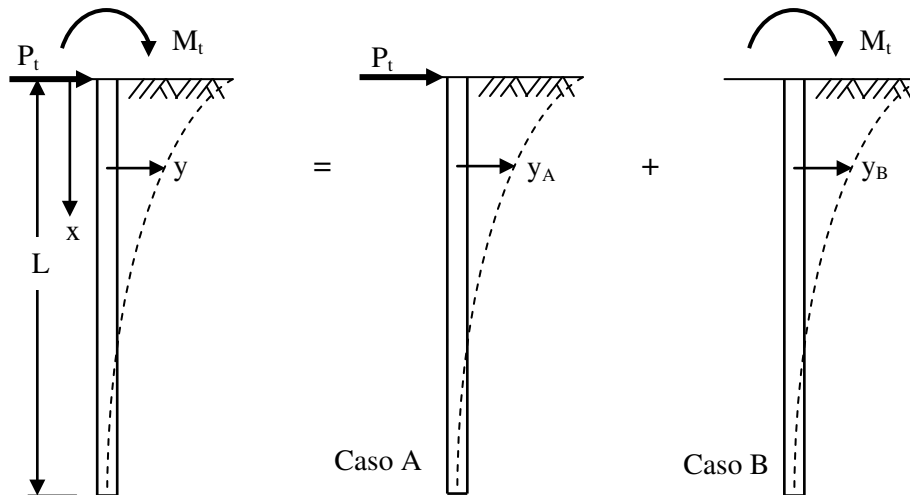
Na próxima seção é apresentado o método escolhido para determinar o comportamento do sistema solo-estaca.

## I. SOLUÇÃO DE REESE E MATLOCK (1956)

Estes autores resolveram a equação diferencial pelo método das diferenças finitas para qualquer variação das curvas p-y (ALONSO, 2012). A solução utiliza parâmetros adimensionais para o caso de  $E_{py} = k_{py} \cdot x$ , utilizada no caso de areias e argilas normalmente adensadas (REESE; IMPE, 2001).

Reese e Matlock (1956) separam a estaca carregada transversalmente no topo e com momento, conforme a figura 2.11.

Figura 2.11 - Deslocamento de uma estaca.



Fonte: adaptado de PRAKASH e SHARMA, 1990.

Onde  $y_A$  representa a deflexão causada por  $P_t$  e  $y_B$ , a deflexão causada por  $M_t$ . A deflexão total é obtida pela equação 2.22.

$$y = y_A + y_B \quad (2.22)$$

As soluções podem ser expressas para o caso A como

$$f(y_A, P_t) = f_A(x, T, L, E_{py}, E_p I_p)$$

E para o caso B como

$$f(y_B, M_t) = f_B(x, T, L, E_{py}, E_p I_p)$$

Os valores de  $f_A$  e  $f_B$  representam duas funções do mesmo termo. Em cada caso dos cinco termos há duas dimensões, força e comprimento. Assim, os autores do método estabelecem quatro grupos não dimensionais, para o caso A:

$$\frac{y_A E_p I_p}{P_t T^3}, \frac{x}{T}, \frac{L}{T}, \frac{E_{py} T^4}{E_p I_p}$$

Caso B:

$$\frac{y_B E_p I_p}{M_t T^2}, \frac{x}{T}, \frac{L}{T}, \frac{E_{py} T^4}{E_p I_p}$$

Para satisfazer a condição de similaridade, cada grupo deve ser igual tanto no modelo como no protótipo, conforme equações 2.23 a 2.27.

$$\frac{x_p}{T_p} = \frac{x_m}{T_m} \quad (2.23)$$

$$\frac{L_p}{T_p} = \frac{L_m}{T_m} \quad (2.24)$$

$$\frac{E_{py} T_p^4}{(E_p I_p)_p} = \frac{E_{py_m} T_m^4}{(E_p I_p)_m} \quad (2.25)$$

$$\frac{y_{Ap} (E_p I_p)_p}{P_{tp} T_p^3} = \frac{y_{Am} (E_p I_p)_m}{P_{tm} T_m^3} \quad (2.26)$$

$$\frac{y_{Bp} (E_p I_p)_p}{M_{tp} T_p^2} = \frac{y_{Bm} (E_p I_p)_m}{M_{tm} T_m^2} \quad (2.27)$$

E o grupo de parâmetros não dimensionais pode ser definido quando a razão  $x/T$  tem o mesmo valor numérico para qualquer modelo e seu protótipo, conforme equações 2.28 a 2.32.

Coefficiente de profundidade,

$$Z = \frac{x}{T} \quad (2.28)$$

Máximo Coeficiente de profundidade,

$$Z_{máx} = \frac{L}{T} \quad (2.29)$$

Função de reação do solo,

$$f(Z) = \frac{E_{py} T^4}{E_p I_p} \quad (2.30)$$

Coefficiente de deflexão,

$$\text{Caso A} \quad A_y = \frac{y_A E_p I_p}{P_t T^3} \quad (2.31)$$

$$\text{Caso B} \quad B_y = \frac{y_B E_p I_p}{M_t T^2} \quad (2.32)$$

Desta forma, Reese e Matlock (1956), substituindo os parâmetros obtidos das equações 2.31 e 2.32 na equação 2.22, obtém a deflexão total na equação abaixo.

$$y = \left[ \frac{P_t T^3}{E_p I_p} \right] A_y + \left[ \frac{M_t T^2}{E_p I_p} \right] B_y \quad (2.33)$$

Utilizando o mesmo procedimento para o cortante, momento e reação do solo, obtêm-se as equações 2.34 a 2.36. O processo é descrito com minúcia em Reese e Impe (2001).

$$p = p_A + p_B = \left[ \frac{P_t}{T} \right] A_p + \left[ \frac{M_t}{T} \right] B_p \quad (2.34)$$

$$M = M_A + M_B = [P_t T] A_m + [M_t] B_m \quad (2.35)$$

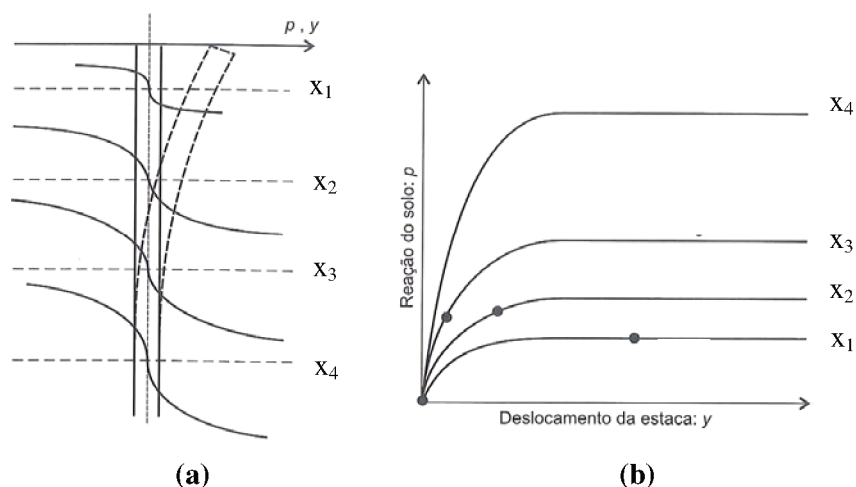
$$V = V_A + V_B = [P_t] A_v + \left[ \frac{M_t}{T} \right] B_v \quad (2.36)$$

Os valores dos coeficientes não dimensionais podem ser encontrados no Anexo A, para  $Z_{\text{máx}} = 5$ . Ao analisar a solução, observa-se a necessidade de encontrar o fator de rigidez T. Este parâmetro é obtido de forma iterativa a partir das curvas p-y.

### 2.6.3. Curvas p-y

Para baixos valores de carga e de deslocamento, considera-se que a estaca exhibe comportamento linear. Todavia, a representação desta relação solo-estaca é não linear, conforme figura 2.12. Desta forma, a partir de curvas p-y, são determinados os deslocamentos horizontais e esforços internos atuantes na estaca, produzindo um resultado mais realista para o mecanismo (LIMA, 2001 *apud* ARAÚJO, 2013).

Figura 2.12 - Curvas p-y por camadas (a) e mobilização da reação do solo pela profundidade (b).



Fonte: adaptado de VELLOSO e LOPES, 2010.

As curvas dependem dos seguintes fatores, de acordo com Sousa (2006) *apud* Abreu, (2014):

- Dimensão e a forma da seção transversal da estaca;
- Rigidez à flexão da estaca;
- Tipo de solo e os seus parâmetros de resistência ao cisalhamento e relações tensão-deformação;
- Tipo de carregamento (constante, cíclico ou dinâmico);
- Efeito das sobrecargas no terrapleno;
- Posicionamento do nível das águas subterrâneas;
- Modo de deformação e fenômenos de consolidação e fluência do terreno.

Abreu (2014) apresenta diferentes métodos para obtenção de curvas p-y para solos argilosos, arenosos e coesivos-friccionais de acordo com Matlock (1970), Reese et al. (1974) e Reese e Van Impe (2001), respectivamente. Da mesma forma, Araújo (2013) apresenta, também, o método de Reese et al. (1974) e o método do American Petroleum Institute (1993), e realiza um comparativo entre os métodos de previsão. Este trabalho apresenta o método de Reese e Impe (2001) para obtenção da curva p-y para argila mole e para argila rijá.

#### 2.6.3.1. Argilas

O procedimento é baseado na análise dos resultados instrumentados em experimentos de escala real. Os estudos de casos para estimar a curva analítica estão apresentados em Reese e Impe (2001). A classificação da argila, para determinar o procedimento a adotar, é em função do valor médio da coesão não drenada ( $c_u$ ), conforme tabela 2.4.

Tabela 2.4 - Valores representativos para  $\varepsilon_{50}$  para argilas.

	Valor médio de $c_u$ em kPa	$\varepsilon_{50}$
<i>Soft</i>	< 48	0,020
<i>Medium</i>	48 – 96	0,010
<i>Stiff</i>	96 – 192	0,005

Fonte: Adaptado de REESE e IMPE, 2001.

As curvas foram obtidas de estudos executados com água acima da superfície do terreno e são extensivamente utilizadas na previsão de comportamento de plataformas *offshore*.

### I. RESPOSTA PARA ARGILA MOLE (*soft clay e medium clay*)

O seguinte procedimento deve ser seguido para a obtenção da curva p-y:

1. Obter a melhor estimativa possível da variação de coesão não drenada ( $c_u$ ) e do peso específico submerso de acordo com a profundidade. Obter o valor de  $\varepsilon_{50}$ , deformação correspondente à metade da máxima tensão desvio determinado no ensaio triaxial ou obtido na tabela 2.4.
2. Computar a resistência última do solo por unidade de comprimento da estaca, utilizando o menor valor entre as equações abaixo.

$$p_{\text{últ}} = \left[ 3 + \frac{\gamma'}{c_u} x + \frac{J}{d} x \right] c_u d \quad (2.37)$$

$$p_{\text{últ}} = 9c_u d \quad (2.38)$$

Onde,  $\gamma'$  = peso específico submerso em  $\text{kN/m}^3$ ;  $x$  = profundidade a partir da superfície;  $c_u$  = coesão na profundidade  $x$ ; e  $d$  = diâmetro da estaca.

Matlock (1970) estabeleceu o valor experimental de  $J$  igual a 0,5 para argilas moles e 0,25 para argilas médias.

3. Computar a deflexão,  $y_{50}$ , a partir da equação abaixo.

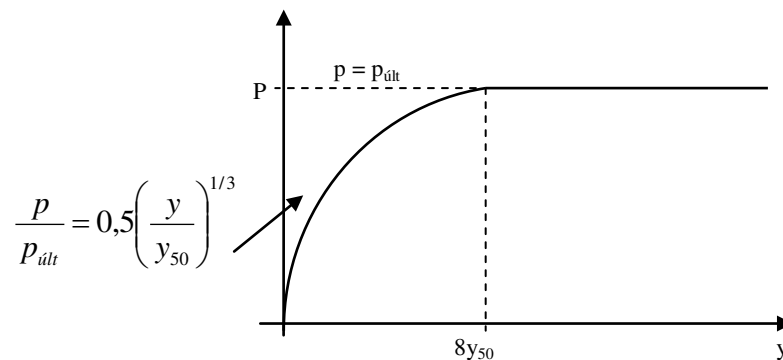
$$y_{50} = 2,5\varepsilon_{50}d \quad (2.39)$$

4. Até o ponto correspondente à  $y = 8y_{50}$ , os pontos devem ser estabelecidos pela seguinte correlação.

$$\frac{p}{p_{\text{últ}}} = 0,5 \left( \frac{y}{y_{50}} \right)^{1/3} \quad (2.40)$$

Após o valor de  $y = 8y_{50}$   $p$  permanece constante, conforme figura 2.13.

Figura 2.13 - Formato característico da curva p-y para *soft clay*.

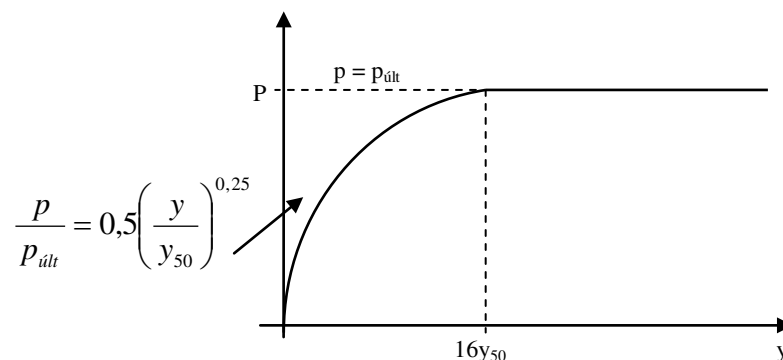


Fonte: REESE e IMPE, 2001.

## II. RESPOSTA DE ARGILAS DURAS (*stiff clay*)

O procedimento a seguir é fundamentado no estudo de Welch e Reese (1972) *apud* Reese e Impe (2001), e o comportamento é representado na figura 2.14.

Figura 2.14 - Formato característico da curva p-y para *stiff clay*.



Fonte: REESE e IMPE, 2001.

1. Obter a melhor estimativa possível da variação de coesão não drenada ( $c_u$ ) e do peso específico submerso de acordo com a profundidade. Utilizar o valor de  $\epsilon_{50}$  de 0,010 ou 0,005, sendo o maior valor mais conservador.
2. Computar a resistência última do solo por unidade de comprimento da estaca, utilizando o menor valor entre as equações 2.37 e 2.38. Utilizar o valor de 0,5 para o parâmetro J.
3. Computar a deflexão,  $y_{50}$ , a partir da equação 2.39.



4. Até o ponto correspondente à  $y = 8y_{50}$  os pontos devem ser estabelecidos pela seguinte correlação.

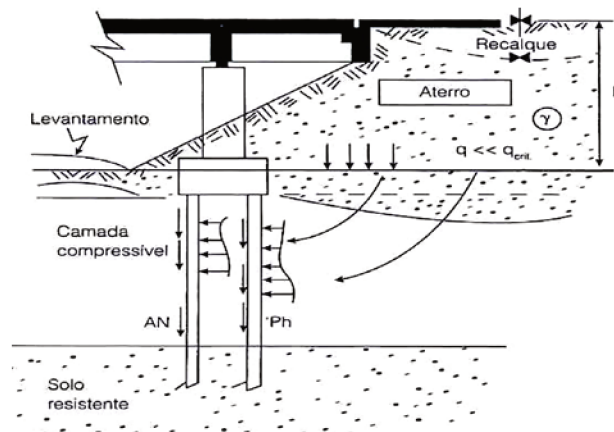
$$\frac{p}{p_{\text{ult}}} = 0,5 \left( \frac{y}{y_{50}} \right)^{0,25} \quad (2.41)$$

Após o valor de  $y = 16y_{50}$ ,  $p$  permanece constante.

## 2.7. ESTACAS PASSIVAS

Juntamente com os esforços no topo, a estaca pode ser carregada transversalmente em profundidade. Este efeito é decorrente na aplicação de cargas verticais em terrenos com camadas de solos compressíveis. Esta combinação provoca uma pressão horizontal  $p_h$ , conforme figura 2.15 (TOMLINSON e WOODWARD, 2007; ALONSO, 2012).

Figura 2.15 - Estacas carregadas transversalmente em uma ponte.



Fonte: ALONSO, 2011.

Alonso (2012) cita a dependência de  $p_h$  dos seguintes fatores:

- Características da camada compressível;
- Rigidez relativa entre estaca solo;
- Geometria do estaqueamento e condições de contorno;
- Posição relativa entre a estaca e a sobrecarga;
- Grandeza da carga unilateral.

Observa-se que a determinação da pressão horizontal ainda não possui solução exata. Alonso (2012, p.96) destaca os métodos empíricos e de análise elastoplástica como propostas para obtenção das cargas horizontais.

*Métodos empíricos*, cujas fórmulas, decorrentes de carregamentos impostos, foram obtidas a partir da teoria dos empuxos, adaptando-se coeficientes determinados experi-

mentalmente. Entre esses métodos destacam-se os de Tschebotarioff e de De Beer-Wallays.

*Método de análise elastoplástica*, cujas fórmulas se baseiam na teoria da elasticidade e da plasticidade. Entre esses, destacam-se, os de Oteo e Ratton.

Devido à simplicidade de aplicação, neste trabalho será utilizado o método de De Beer-Wallays para verificar a pressão e o momento máximo atuante no fuste da estaca.

### 2.7.1. De Beer-Wallays

A pressão horizontal atuante na primeira linha de estacas, e mais próxima do aterro, é obtida pela equação 2.42.

$$p_h = f \cdot q \quad (2.42)$$

Onde:

$q$  = é a pressão aplicada pelo aterro.

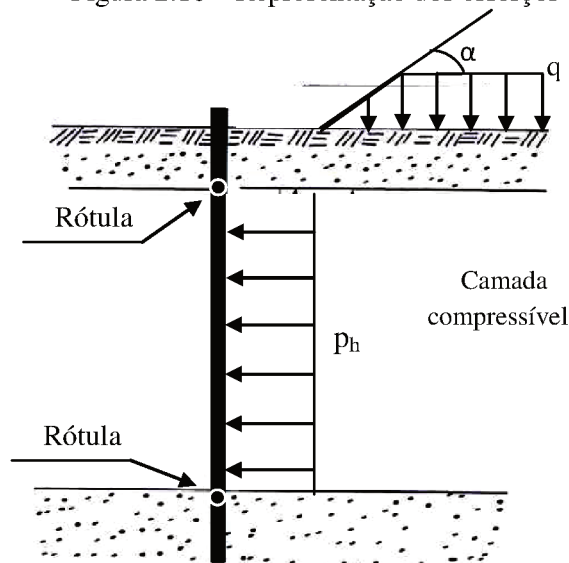
$$f = \frac{\alpha - \phi'/2}{\pi/2 - \phi'/2}$$

$\phi'$  = ângulo de atrito do solo em contato com a estaca

$\alpha$  = ângulo do talude fictício de altura  $h_1 = h \frac{\gamma}{18kN/m^3}$ , sendo  $\gamma$  o peso específico do aterro.

Desta forma, o cálculo do momento é concebido ao admitir a estaca como bi-rotulada que suporta uma pressão  $p_h$ , conforme a figura 2.16.

Figura 2.16 – Representação dos esforços do modelo.



Fonte: adaptado de ALONSO, 2012.

Para valores de  $\alpha = 90^\circ$ ,  $p_h = q$  e, para valores de  $\alpha \leq \phi/2$ ,  $p_h$  pode ser desprezado (TOMLINSON e WOODWARD, 2015; ALONSO, 2012).

## 2.8. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

Em obras correntes, esta verificação é realizada de acordo com os esforços de manuseio e transporte. Entretanto, quando os esforços laterais são significativos, caso de pontes, o dimensionamento deve ocorrer para estas cargas (HACHICH et al., 1996). Assim, o cálculo da armadura deve ocorrer após a determinação dos esforços ao longo do elemento de fundação e deve considerar as seguintes resistências para garantir estabilidade à construção:

- a) resistência estrutural do material da estaca
- b) resistência do solo que lhe dá suporte

Neste tópico é apresentado o procedimento para calcular a armadura que resista aos esforços solicitantes, item (a). O dimensionamento deve resistir à flexão composta, devido aos esforços normais, cortantes e momentos atuantes na estaca. O método segue a NBR 6118:2014 e, o roteiro apresentado neste trabalho reproduz a sequência sugerida por Alonso (2012). Os fatores de majoração e minoração das cargas são apresentados na tabela 2.5.

Tabela 2.5 - Valores recomendados dos fatores de majoração e minoração.

Tipos de estaca	fck MPa	$\gamma_f$	$\gamma_s$	$\gamma_c$
<i>Estacas moldadas "in loco"</i>				
Tipo de broca	15	1,4	-	1,8
Tipo Strauss	15	1,4	1,15	1,8
Tipo Franki	20	1,4	1,15	1,5
Escavadas, com uso de lama	20	1,4	1,15	1,9
Escavadas, com injeção	20	1,4	1,15	1,6

Fonte: ALONSO, 2012.

### 2.8.1. Dimensionamento à flexão composta

Para seção circular, o roteiro baseia-se no método apresentado por Alonso (2012).

#### 2.8.1.1. Armadura Principal

Adotar uma relação  $d_a/d_b$ , figura 2.17 (b) para empregar o gráfico do Anexo B e obter o parâmetro ( $p$ ) para cálculo da armadura principal.

$$p \rightarrow \begin{cases} n = \frac{N_d}{d^2 \cdot f_{cd}} \\ m = \frac{M_d}{d^3 \cdot f_{cd}} \end{cases} \quad (2.43)$$

Assim, a área  $A_s$  é alcançada pela equação 2.44.

$$A_s = p \frac{A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad (2.44)$$

Onde,  $A_c = \frac{\pi \cdot d^2}{4}$ .

E comparada à armadura mínima  $A_{s,mín}$ .

$$A_{s,mín} = 0,15\% \cdot A_c = 2,0 \text{ cm}^2 \quad (2.45)$$

### 2.8.1.2. Estribos

Para esta armadura, calculam-se as tensões abaixo.

$$\tau_{wd} = \gamma_f \cdot V / a^2 \quad (2.46)$$

$$\sigma_{cd} = 0,8 \cdot f_{cd} \quad (2.47)$$

Onde,  $a$  é o lado do quadrado inscrito na seção circular da estaca.

Para o cálculo da linha neutra, são usadas as tabelas do professor Lauro Modesto, Anexo B, para obter os valores de  $\beta$ ,  $\beta'$  e  $K$  correspondentes (ALONSO, 2012), para então, obter  $|\Omega|$ , e igualar à  $\mu$ .

$$|\Omega| = \beta' - K\beta \quad (2.48)$$

$$|\Omega| = \mu = \frac{\gamma_f M}{\tau_{cd} \cdot A \cdot d} \quad (2.49)$$

Quando a igualdade for atingida, o valor de  $\beta_x$  será o real. A partir daí calculam-se as porcentagem de barras tracionadas ( $\rho$ ).

$$x = \beta_x d \quad (2.50)$$

$$\rho = \frac{360^\circ - 2\alpha}{360^\circ} n \quad (2.51)$$

Onde,  $n$  é o número total de barras longitudinais na estaca e  $x$  a posição da linha neutra, conforme figura 2.17 (a).

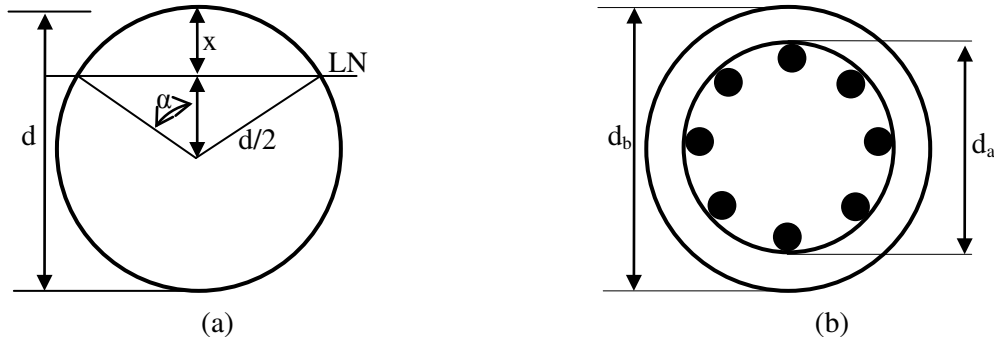
Com o valor de ( $\rho$ ), segue o cálculo das tensões cisalhantes  $\tau_c$ ,  $\tau_d$  e  $A_s$ :

$$\tau_c = \rho \sqrt{fck} \quad (2.52)$$

$$\tau_d = 1,15 \tau_{wd} - \tau_c \quad (2.53)$$

$$A_s = \frac{100}{f_{yd}} \cdot a \cdot \tau_d \quad (2.54)$$

Figura 2.17 - Linha neutra na seção transversal da estaca (a) e relação  $d_a/d_b$ .



Fonte: ALONSO, 2012.

A armadura  $A_s$ , equação 2.54, é calculada em  $\text{cm}^2/\text{m}$ .

## 2.9. ESTAQUEAMENTO E BLOCO DE COROAMENTO

De acordo com a NBR 6118 (2014, p.189):

Blocos são estruturas de volume usadas para transmitir às estacas e aos tubulões as cargas de fundação, podendo ser considerados rígidos ou flexíveis por critério análogo ao definido para sapatas.

O dimensionamento estrutural de acordo com a classificação do bloco quanto à rigidez, mesmo critério das sapatas, é expresso pela equação 2.55.

$$h > \left( \frac{a - a_p}{3} \right) \quad (2.55)$$

Onde,  $a$  = maior dimensão do bloco, e  $a_p$  = lado do quadrado do pilar.

O comportamento estrutural é caracterizado, de acordo com a NBR 6118 (2014, p.189), por:

- Trabalho à flexão nas duas direções, mas com trações essencialmente concentradas nas linhas sobre as estacas (reticulado definido pelo eixo das estacas, com faixas de largura igual a 1,2 vez seu diâmetro);
- Forças transmitidas do pilar para as estacas essencialmente por bielas de compressão, de forma e dimensões complexas;
- Trabalho ao cisalhamento também em duas direções, não apresentando ruínas por tração diagonal, e sim por compressão das bielas, analogamente às sapatas.

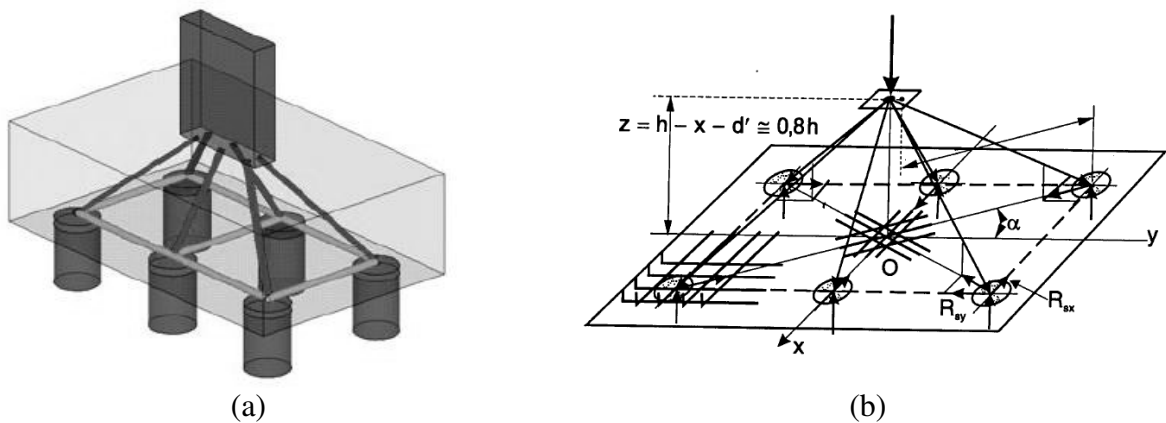
O dimensionamento depende da disposição das estacas. Em geral, em blocos rígidos, adota-se um espaçamento de 2,5 diâmetros, para estacas cravadas, e 3,0 diâmetros para estacas escavadas. Este valor não deve ser inferior a 60 cm. Deve ainda ser respeitada uma distância livre mínima entre a estaca e a extremidade do bloco (ALONSO, 2012). A NBR 6118 (2014) sugere o método de bielas e tirantes para dimensionar os esforços transmitidos ao elemento de fundação.

### 2.9.1. Método das bielas e tirantes

A figura 2.18 (a) representa o funcionamento estrutural genérico da transmissão de cargas por uma treliça espacial constituída de:

- barras comprimidas e inclinadas (BIELAS), realizam a ligação entre a face do pilar e da estaca;
- barras tracionadas (TIRANTES), na qual, a armadura, situa-se logo acima do plano de arrastamento das estacas (5 cm acima da face inferior do bloco).

Figura 2.18 - Representação tridimensional das bielas e tirantes (a) e representação para os cálculos dos esforços nos tirantes (b)



Fonte: BASTOS, 2013.

Algumas considerações sobre a aplicação do método são reiteradas por BASTOS (2013):

- a) Trata-se de um método simplificado, mas que tem como base mais de cem experimentos executados por Blévoit;
- b) As estacas precisam ter igual espaçamento a partir do centro do pilar. Quando o carregamento no bloco não for centrado, pode-se assumir como carga de referência àquela aplicada à estaca mais carregada.

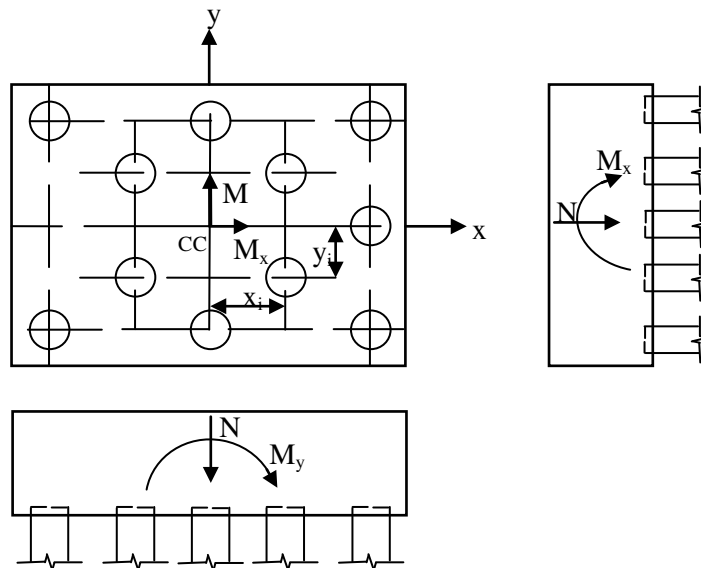
Tais experimentos evidenciam resultados a favor da segurança para inclinações de biela, em relação à horizontal, para ângulos entre 45° e 55°. Este ângulo depende da geometria do bloco. A literatura apresenta, usualmente, os modelos para cálculo dos esforços transmitidos e as armaduras para blocos de 1 a 6 estacas. Para um número superior de estacas Alonso (2012) recomenda definir um plano de referência para a estaca mais carregada.

Em fundações profundas submetidas a momentos, figura 2.19, a carga atuante em cada estaca é definida pelo método da sobreposição, conforme equação 2.56.

$$R_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_y x_i}{\sum x_i^2} \pm \frac{M_x y_i}{\sum y_i^2} \quad (2.56)$$

Onde,  $R_i$  = carga vertical resultante na cota de arrasamento da estaca,  $n$  = número de estacas e  $M_x$  e  $M_y$  = momentos na cota de arrasamento da estaca.

Figura 2.19 – Esquema de esforços transmitidos para as estacas



Fonte: BASTOS, 2013.

### 2.9.2. Armadura Principal

O plano definido pelo topo das estacas é o local onde deve ser disposta a armadura de tração, conforme NBR 6118/2014. Para evitar o esmagamento das bielas, devem-se limitar as tensões de compressão atuantes nos seguintes elementos:

$$\sigma_{c,biela} = \left( \frac{nN_{estaca}}{A_{pilar} \cdot \text{sen}^2 \theta} \right) \leq \sigma_{cd,b,lim,pil}, \text{ junto ao pilar.} \quad (2.57)$$

$$\sigma_{c,biela} = \left( \frac{N_{estaca}}{A_{estaca} \cdot \text{sen}^2 \theta} \right) \leq \sigma_{cd,b,lim,est}, \text{ junto à estaca.} \quad (2.58)$$

Onde:

$$\sigma_{cd,b,lim,pil} = \sigma_{cd,b,lim,est} = 2,1K_R f_{cd} \quad , \quad K_R \text{ igual a } 0,95.$$

A armadura de tração principal deve ser calculada por:

$$R_s = A_{s,total} \cdot f_{yd} \quad (2.59)$$

Onde,  $A_{s,total}$  = armadura principal total,  $R_s$  = tração na barra.

O valor da tração utilizado deve admitir a disposição das barras na direção paralela ao bloco ou na direção radial do pilar. A relação entre área da seção transversal da barra com o espaçamento pode ser obtido no Anexo B.

### 2.9.3. Armaduras complementares

#### - Armadura de pele

Utilizada para evitar a fissuração superficial excessiva. Obrigatória para altura maior que 60 cm.

$$A_{sp,face} = \frac{1}{8} A_{s,tot} \quad , \quad \text{por face} \quad (2.60)$$

#### - Armadura de suspensão

Utilizada para conter os esforços de tração em bielas secundárias, comportamento real dos blocos, conforme equação 2.61.

$$A_{s,susp} = \frac{N_d}{6f_{yd}} \quad (2.61)$$

#### - Armadura em malha

Quando a armadura for paralela aos lados.

$$A_{s,malha} = 0,25A_{s,lado} \quad (2.62)$$

A relação entre área da seção transversal da barra com as bitolas e números de barras pode ser obtido no Anexo B.



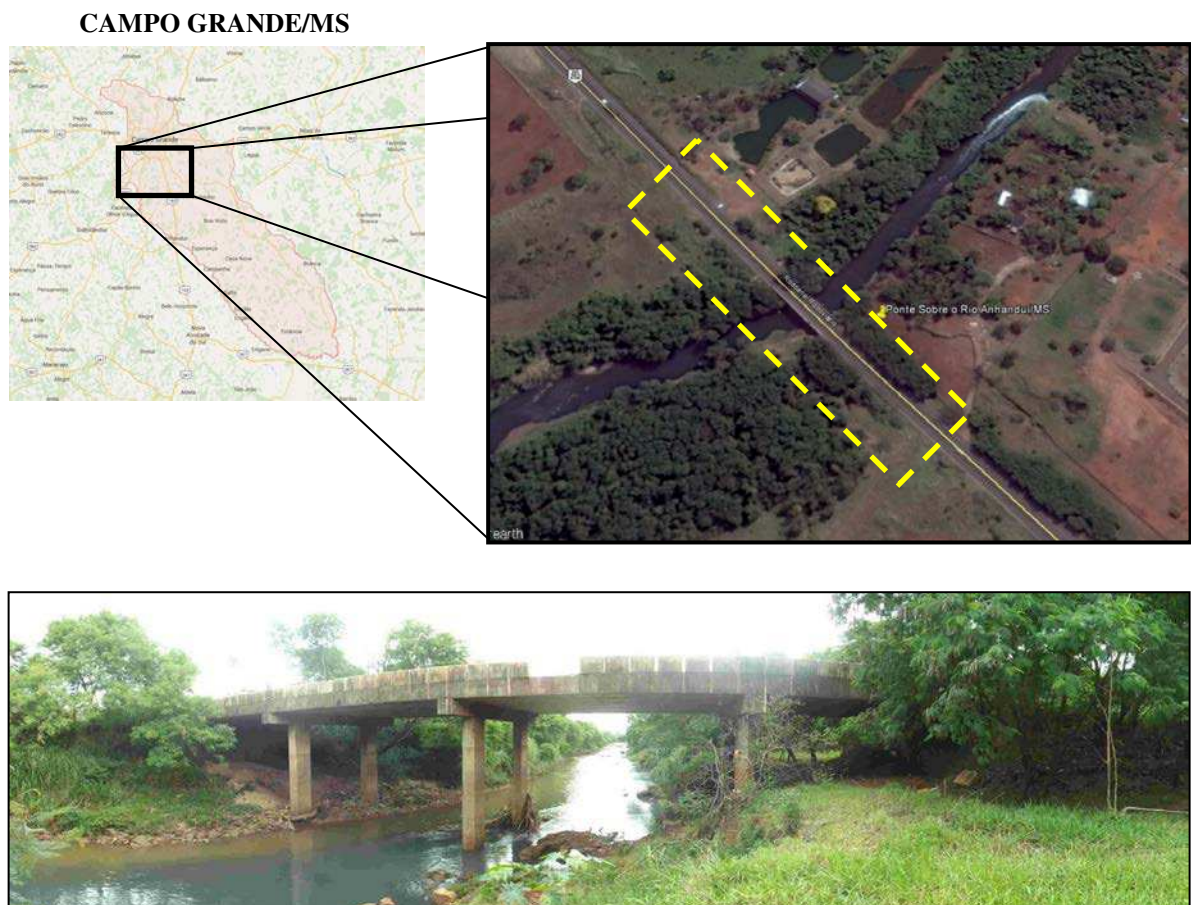
### 3. METODOLOGIA

Neste capítulo, são apresentadas as principais informações do local estudado, as sondagens de campo, os parâmetros geotécnicos e estruturais, as hipóteses e a metodologia utilizada para propor uma nova solução de fundação da ponte sobre o Rio Anhanduí /MS, com ênfase no carregamento lateral.

#### 3.1. LOCAL DA OAE

Este estudo foi desenvolvido em relação à ponte sobre o Rio Anhanduí, localizada em Campo Grande – MS, cuja posição geográfica é determinada pelas coordenadas  $20^{\circ} 33' 24,47''$  de latitude sul, e  $54^{\circ} 39' 51,62''$  de longitude oeste, conforme figura 3.1.

Figura 3.1 - Localização da OAE em Campo Grande/MS.

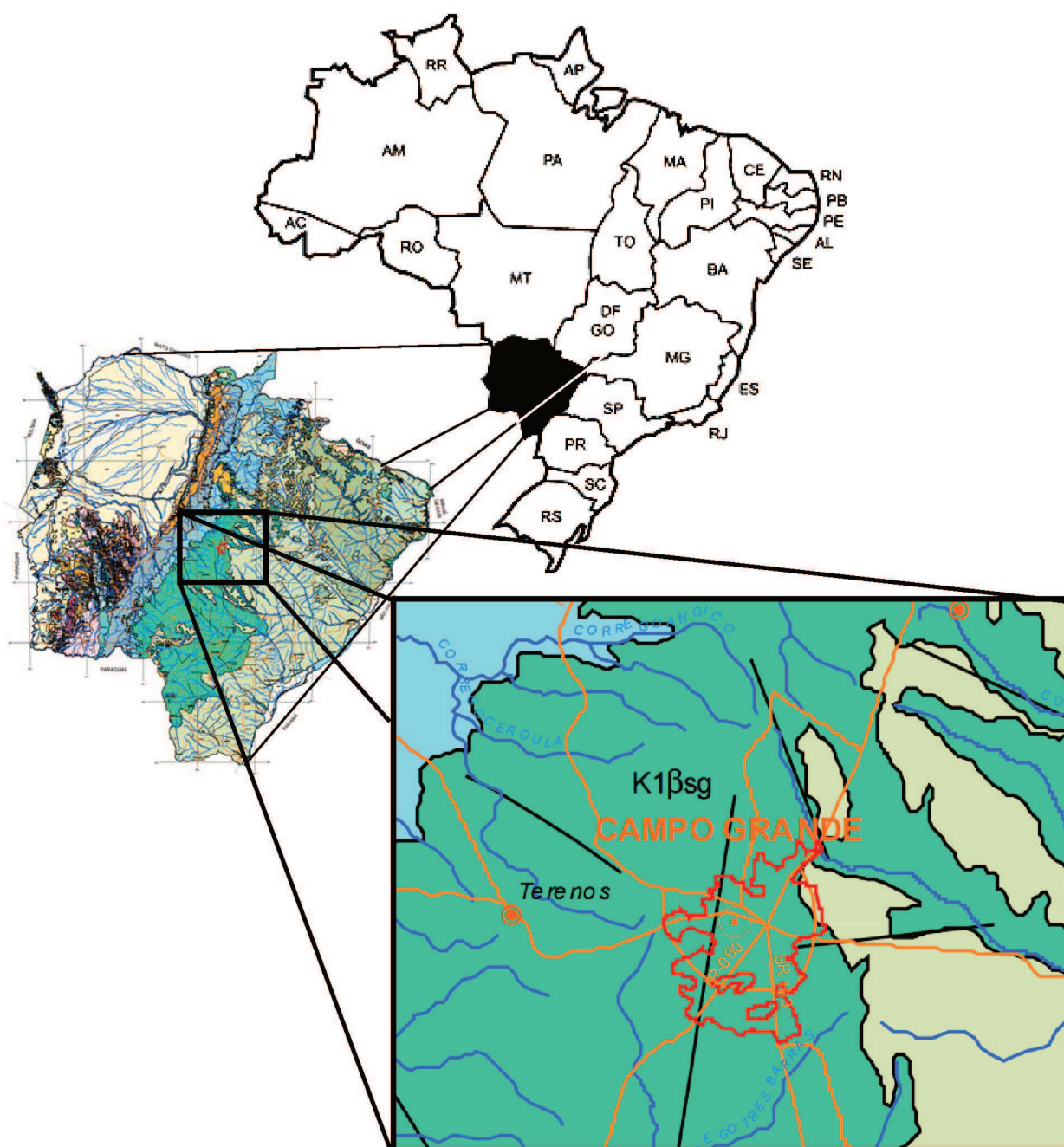


Fonte: GOOGLE, 2014; PROSUL, 2014.

### 3.2. ASPECTOS GEOLÓGICOS

A região de Campo Grande, local da OAE, está disposta na Formação Serra Geral (K1 $\beta$ sg), subdivisão superior do Grupo São Bento, onde predominam as rochas compostas por basalto e basalto andesito de filiação toleítica. Intercalam camadas de arenito, litoarenito. Tem origem no período Cretáceo e está situada na bacia do Paraná (LACERDA FILHO, 2006).

Figura 3.2 - Localização e caracterização geológica do local.



Fonte: LACERDA FILHO, 2006

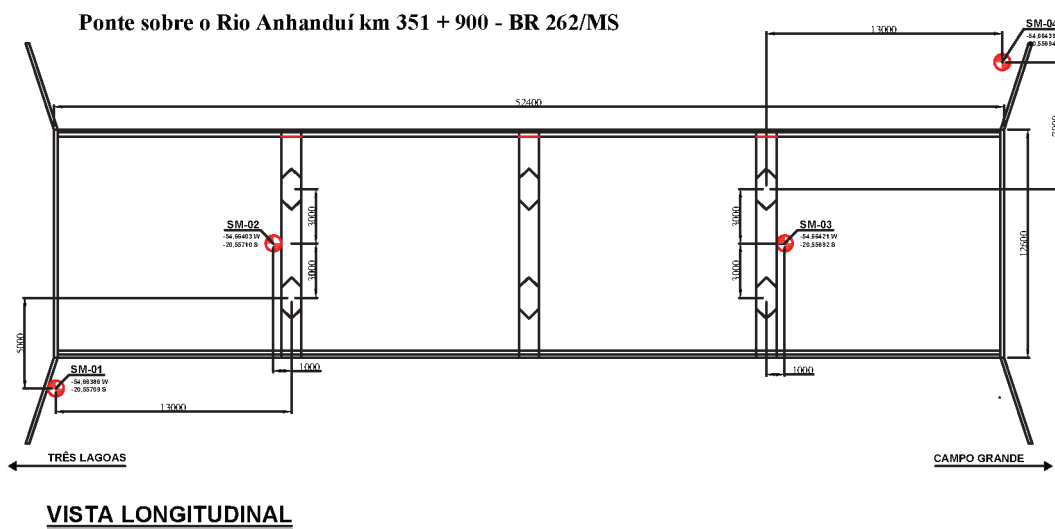
O grupo São Bento é constituído por arenitos eólicos, diques e derrames basálticos. Estende-se por toda porção centro-leste do território nacional e é caracterizado por solos argilosos vermelhos (LACERDA FILHO, 2006).

Estes dados geotécnicos configuram uma importante ferramenta de apoio para confrontar as informações obtidas pelas sondagens mistas.

### 3.3. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

As sondagens mistas foram executadas na ponte sobre o Rio Anhanduí pela empresa PROSUL - Projetos, Supervisão e Planejamento. Esta investigação é uma parte do programa de reabilitação de obras e artes especiais (PROARTE - DNIT), que tem por objetivo realizar intervenções nas Obras de Arte Especiais da malha rodoviária federal. O croqui da ponte com o local de cada sondagem é apresentado na figura 3.3.

Figura 3.3 - Croqui das sondagens.



Fonte: O Autor.

Os perfis de sondagem são apresentados no Anexo C. É enfatizado o objetivo do autor de propor uma nova solução de fundação para esta OAE de acordo com perfil geológico, traçado através das sondagens mistas, e de acordo com as diretrizes de carregamento lateral em estacas.

#### 3.3.1. Hipóteses

As seguintes considerações foram relacionadas para compor o perfil do local:

- A região de alteração de rocha, com muitos fragmentos e baixa integridade, foi considerada como argila dura para compor as curvas p-y. Pois, de acordo com as recomendações de Reese e Impe (2001), as curvas p-y para rocha tem poucos resultados que garantam a sua correlação e podem ser aproximadas para argila dura;
- Foram atribuídos valores de  $N_{SPT}$  para esta nova camada de argila dura, iguais ao valor limite estabelecido pela norma 6484 (ABNT, 2001) para considerar argila dura ( $N_{SPT} = 20$ ) e, então, obter as correlações de parâmetros geotécnicos;
- Os perfis de sondagens foram utilizados para definir as camadas, e os parâmetros foram atribuídos através de correlações consagradas na literatura, de acordo com  $N_{SPT}$  da camada.

### 3.4. PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

#### 3.4.1. Solo

Os modelos constitutivos para determinação da capacidade de carga e da interação solo-estrutura utilizam os seguintes parâmetros geotécnicos: o peso específico ( $\gamma$ ) e a coesão não drenada ( $c_u$ ). Estas propriedades serão extraídas das recomendações dos autores Schnaid (2009) e Schnaid e Odebrecht (2012). A tabela 3.1 designa o tipo de solo, obtido pela classificação tátil-visual, de acordo com o número de golpes (ABNT, 2001).

Tabela 3.1 - Tabela dos estados de compactidade e consistência.

Solo	Índice de resistência à penetração N	Designação
Argilas e siltes argilosos	$\leq 2$	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média (o)
	11 a 19	Rija (o)
	$> 19$	Dura (o)

Fonte: ABNT, 2001.

Assim, os parâmetros a seguir são obtidos de acordo com correlações obtidas na literatura.

#### I. PESO ESPECÍFICO DO SOLO ( $\gamma$ )

De igual forma, para solos arenosos e coesivos, Godoy (1972) *apud* Aoki e Cintra (2011) estabelece valores orientativos de acordo com o número de golpes do SPT, conforme mostrado na tabela 3.2.

Tabela 3.2 - Valores para o peso específico ( $\gamma$ ), solos coesivos.

Consistência da Argila	Índice de resistência à penetração ( $N_{SPT}$ )	Peso específico ( $\gamma$ ) ( $kN/m^3$ )
Muito mole	$\leq 2$	13
Mole	3 - 5	15
Média	6 - 10	17
Rija	11 - 19	19
Dura	$\geq 20$	21

Fonte: GODOY, 1972 apud AOKI e CINTRA, 2011.

## II. COESÃO DO SOLO (c)

Teixeira e Godoy (1996) *apud* AOKI e CINTRA (2010), apresentam a seguinte correlação para a coesão.

$$c = 10 \cdot N_{SPT} \quad (\text{kPa}) \quad (3.1)$$

Stroud (1974), *apud* Schnaid e Odebrecht (2012), apresenta a correlação abaixo para coesão, com o valor corrigido de  $N_{SPT,60}$ .

$$c = 4,5 \cdot N_{SPT,60} \quad (3.2)$$

$$N_{SPT,60} = \frac{N_{SPT} \cdot 0,66}{0,60} \quad (3.3)$$

### 3.4.2. Rocha

Estes dados serão estimados devido à ausência de ensaios para determinar os referidos parâmetros.

Tabela 3.3 - Tabela dos estados de compactidade e consistência.

Tipo de rocha	$\gamma$ , $kN/m^3$	E, $MPa \times 10^3$	Coefficiente de Poisson, $\mu$	Tensão de compressão, $MPa$
Basalto	28,0	17-103	0,27-0,32	170-415
Granito	26,4	14-83	0,26-0,30	70-276
Arenito	22,8-23,6	3-42	0,20-0,45	28-138

Fonte: adaptado de BOWLES, 1996.

Desta forma, com as sondagens e correlações, fica estabelecido o seguinte perfil para análise das cargas.

### 3.5. DEFINIÇÃO DO PERFIL DE SOLO

A correlação dos resultados das sondagens de campo com os parâmetros geotécnicos da literatura permite definir o subsolo do local nas subcamadas explanadas abaixo. A cota de 480,7 m (base do pilar P1) é utilizada como referência.

De 0 a 4,4 m – Argila arenosa, muito mole de cor cinza escura.

De 4,4 a 5,6 m – Argila silto-arenosa, média de cor avermelhada.

De 5,6 a 12,0 m – Alteração de basalto, extremamente alterado, fragmentado e friável. Para a análise da interação solo-estrutura é considerado como argila dura.

Acima de 12,0 – Rocha sã de composição basáltica.

Estas camadas são representadas na figura 3.4

### 3.6. ESTACA

#### 3.6.1. Definição do tipo de estaca

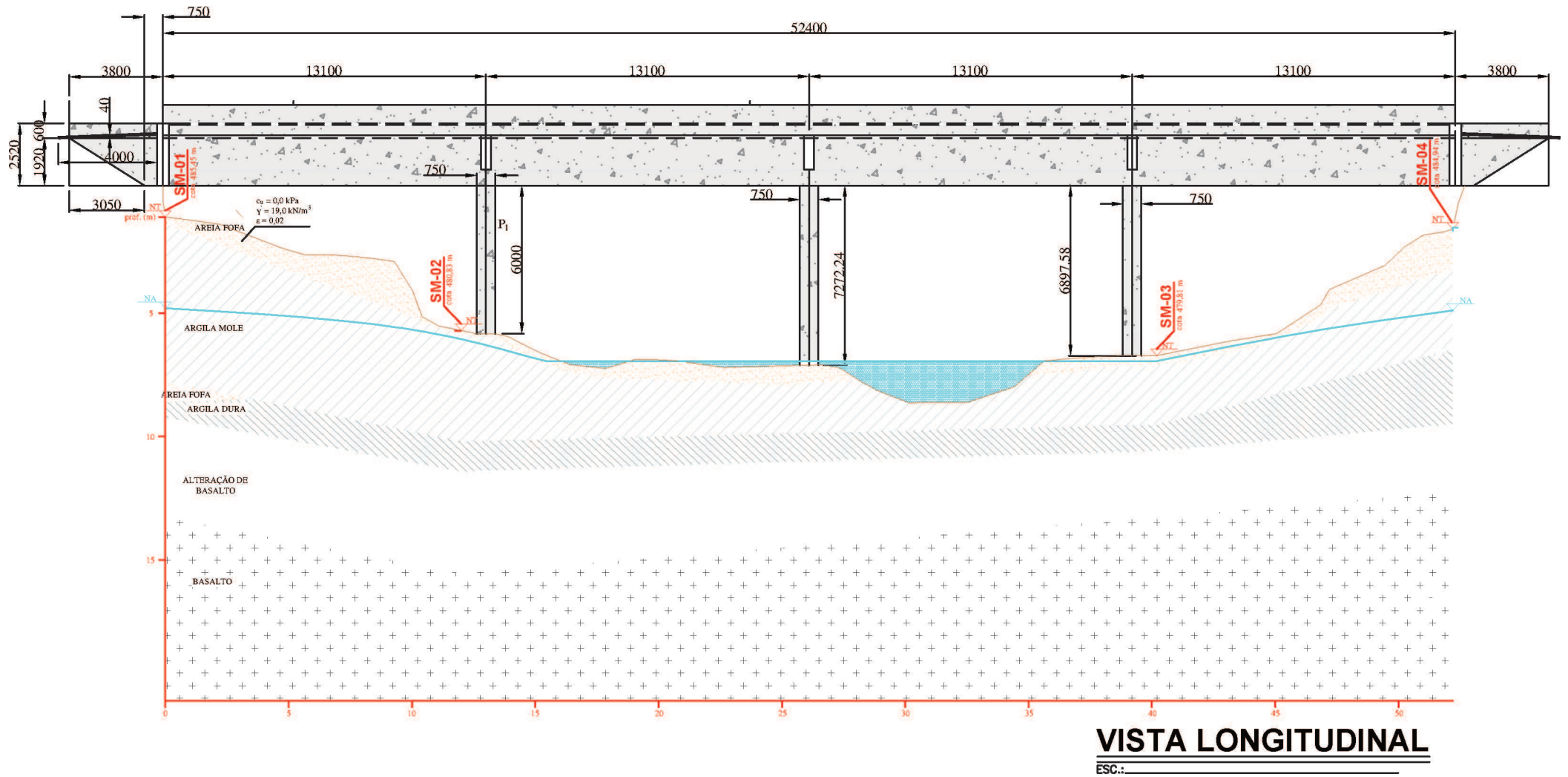
Definido a solução por fundação profunda, conforme capítulo 2, Hachich et al. (1996) recomendam alguns critérios de escolha do tipo de estaca, conforme tabela 3.4.

Tabela 3.4 - Critérios e escolhas de definição do tipo de fundação.

N	Critério	Características
1	Esforços nas fundações	- Cargas nos pilares; - Ocorrência de esforços de tração e flexão.
2	Características do subsolo	Ocorrência de: - Argilas muito moles, dificultando a execução de estacas de concreto moldadas in situ; - Solos muito resistentes ou com matacões, dificultando ou impedindo a cravação de estacas de concreto pré-moldadas; - Nível do lençol d'água elevado, dificultando a execução de estacas moldadas in situ sem revestimentos ou uso de lama.
3	Características do local da obra	- Terrenos acidentados, dificultando o acesso; - Local com obstrução de altura, como telhados ou lajes; - obras distantes de um grande centro, encarecendo a mobilização; - Ocorrência de lâmina d'água.
4	Características das construções vizinhas	- Tipo e profundidade das fundações; - existência de solos; - sensibilidade a vibrações.

Fonte: HACHICH et al, 1996.

Figura 3.4 - Perfil do solo: Ponte sob o Rio Anhanduí.



Fonte: O Autor.

Hachich et al. (1996) reforçam a não existência de regras para a escolha do tipo de estaca, devendo-se ainda considerar a experiência local. Para a Ponte sobre o Rio Anhanduí, objeto deste estudo, definiu-se a estaca raiz como solução de fundação. Velloso e Lopes (2010, p.270) citam as seguintes particularidades, inerentes à estaca, que reforçam a decisão de escolha:

- Não produzem choques nem vibrações;
- Há ferramentas que permitem executá-las através de obstáculos tais como matacões ou peças de concreto;
- Os equipamentos são, em geral, de pequeno porte, possibilitando o trabalho em ambientes restritos;
- Podem ser executados na vertical ou em qualquer inclinação;

Outro aspecto importante é a possibilidade de embutimento em rocha, que garante maior capacidade de carga (GANON et al., 1999).

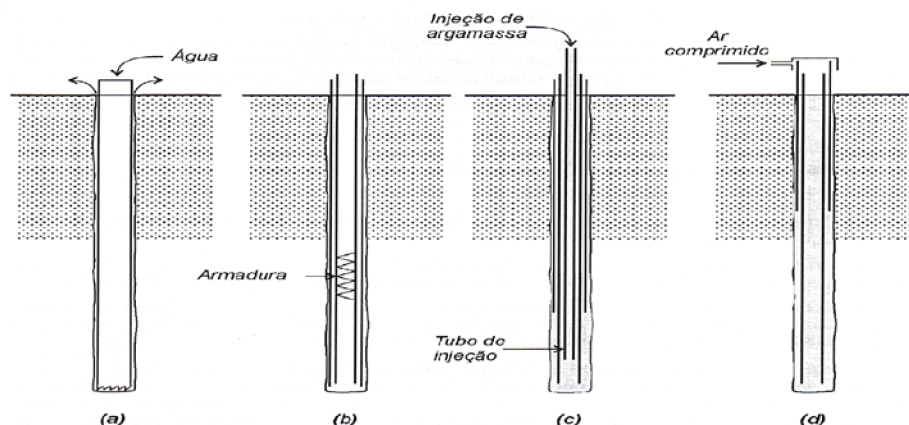
### 3.6.2. Estaca raiz

A ABNT (2010, p. 24) apresenta a seguinte definição para estaca raiz:

A estaca raiz é uma estaca moldada *in loco*, em que a perfuração é revestida integralmente, em solo, por meio de segmentos de tubos metálicos (revestimento) que vão sendo rosqueados à medida que a perfuração é executada. O revestimento é recuperado. A estaca raiz é armada em todo o seu comprimento e a perfuração é preenchida por uma argamassa de cimento e areia.

O processo executivo consiste na perfuração, armadura e concretagem. A perfuração pode ser feita por circulação de água, lama bentonítica ou equipamento rotativo. A armadura pode ser constituída por barra única ou conjunto. A concretagem é conduzida por tubo de injeção até a ponta da estaca, na qual a pressão do ar comprimido (até 5 kgf/cm<sup>2</sup>) adensa a argamassa contra o solo ou rocha. O esquema é representado na figura 3.5.

Figura 3.5 - Processo executivo de estaca raiz.



Fonte: VELLOSO e LOPES, 2010.



Em solos, o diâmetro nominal, utilizado no cálculo da fundação, o diâmetro externo, utilizado como parâmetro para perfuração, e a carga máxima à compressão, estão apresentados na tabela 3.5. Quando há embutimento em rocha ou passagem em matacões deve ser considerada uma diminuição dos diâmetros (ABNT, 2010).

Tabela 3.5 - Diâmetros nominais e diâmetros dos revestimentos.

Diâmetro nominal da estaca	mm	150	160	200	250	310	410	450
Diâmetro mínimo externo do tubo de revestimento	mm	127	141	168	220	273	355	406
Cargas máximas de trabalho à compressão	tf	30	40	55	80	110	150	170

Fonte: adaptado ABNT, 2010; catálogo NOVAGEO, 2015.

O diâmetro utilizado será o de 410 mm. Definido o elemento de fundação, a etapa seguinte é a representar as propriedades inerentes ao material da estaca.

### 3.6.3. Propriedades

De acordo com a equação 3.6 da NBR 6118 (2014), o módulo de elasticidade do concreto é estabelecido pela equação 3.4.

$$E_p = 5600\sqrt{f_{ck}} \text{ (MPa)} \quad (3.4)$$

Onde,  $f_{ck}$  = resistência característica do concreto, adotado igual a 25 MPa.

E o momento de inércia pela equação abaixo.

$$I_p = \frac{\pi \cdot d^4}{16} \text{ (m}^4\text{)} \quad (3.5)$$

Onde, d = diâmetro da estaca, adotado igual a 0,41 m.

Resultando num módulo de rigidez da estaca ( $E_p I_p$ ) igual 38000 m<sup>2</sup>kN. O aço utilizado para a armadura é o CA-50.

## 3.7. CARGAS

### 3.7.1. Definição das cargas

Para os carregamentos atuantes na estaca foram considerados dois casos, sendo o caso I composto por carga vertical e momento, e caso II com carga horizontal e momento. O caso I foi empregado para realizar o estaqueamento e, posteriormente, a análise da capacidade de

carga do conjunto estaca-rocha, no estado limite último. O caso II teve seu emprego na análise da interação solo-estaca, pelo método de Reese e Matlock (1956).

É admitida a hipótese de transmissão de cargas provenientes da superestrutura para o topo, e do aterro de acesso, para o fuste da estaca. O projeto e a análise são realizados para as seguintes cargas que chegam ao elemento de fundação, arbitrados dentro de um intervalo de cargas que tipicamente ocorre em Pontes desse porte, como proposto por Marchetti (2008).

Tabela 3.6 - Cargas no elemento de fundação.

<b>Carregamento</b>	<b>Força Lateral (kN)</b>	<b>Força Normal (kN)</b>	<b>Momento MT (kN.m)</b>	<b>Momento ML (kN.m)</b>
Ações permanentes	450	5050	-	-
Ação Transversal	-	-	1000	-
Ação Longitudinal	-	-	-	500

Fonte: O Autor.

As cargas longitudinais, provenientes de ações móveis (ABNT, 2012) e da hipótese de transferência para a infraestrutura, são consideradas ações permanentes. Esta adaptação é permitida pela norma NBR 7187 (ABNT, 2003) através de coeficientes de impacto. Por critério particular, o momento resistido pelo bloco será considerado igual a  $MT = 650 \text{ kN.m}$  e  $ML = 350 \text{ kN.m}$ , e o excedente, transmitido ao topo das estacas.

### 3.8. INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

#### 3.8.1. Hipóteses

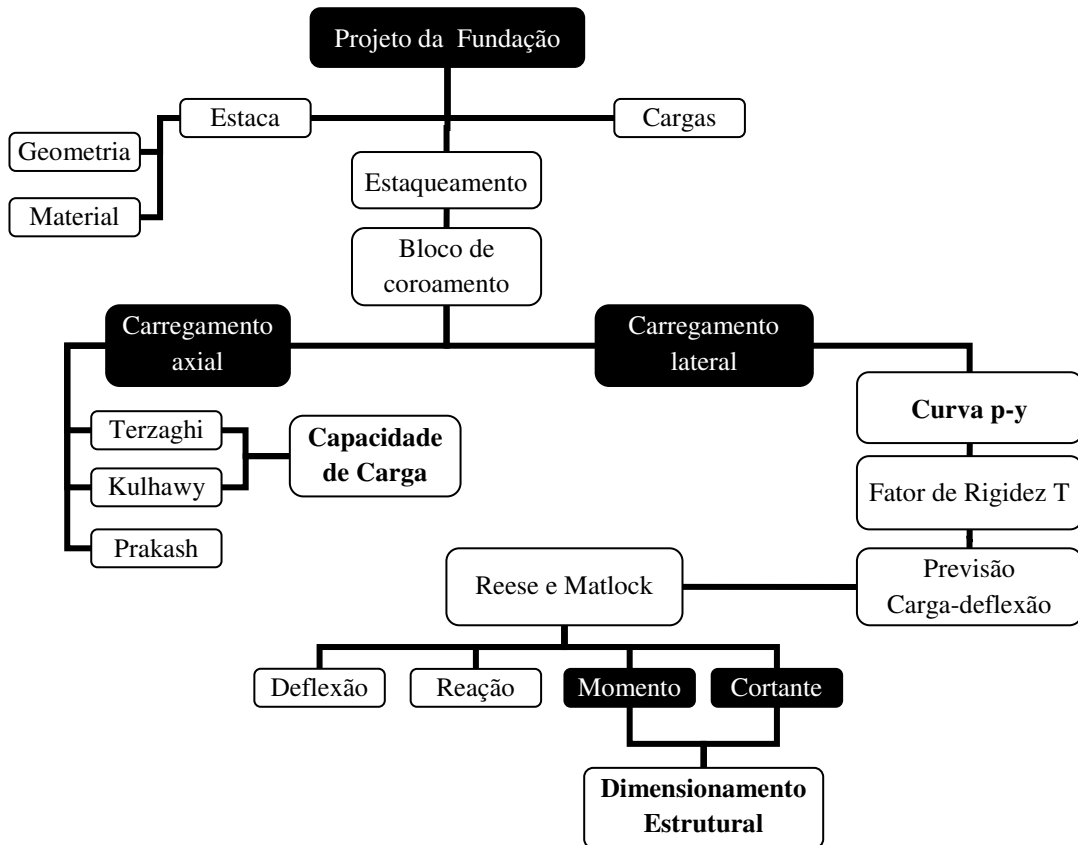
O solo foi considerado como um sistema de molas linearmente elásticas e independentes entre si, modelo de Winkler. A análise procede com o uso do módulo de reação do solo para estimar, iterativamente, o fator de rigidez relativa solo-estaca ( $T$ ), através de curvas  $p-y$ . Posteriormente, é utilizado o método de Reese e Matlock (1956) para aferir o comportamento estrutural que será empregado no cálculo armadura da estaca.

Os modelos de curvas  $p-y$  apresentados são para solos puramente coesivos. Desta forma, o solo do local foi considerado puramente coesivo ( $\phi = 0$ ) para atender os critérios do método. A consistência, para diferenciar entre *soft*, *medium* e *stiff*, foi classificada de acordo com a tabela 2.4, do capítulo 2. Os valores não dimensionais do método de Reese e Matlock (1956) foram obtidos da tabela presente no anexo A.

### 3.9. FLUXOGRAMA

A figura 3.6 apresenta o fluxograma das etapas de dimensionamento do elemento de fundação.

Figura 3.6 - Fluxograma.



Fonte: O Autor.

## 4. RESULTADOS

Este capítulo apresenta o memorial de cálculo e os resultados obtidos para o projeto de fundações da obra de arte especial descrita neste trabalho. O dimensionamento do bloco de fundação é desenvolvido pelo método das bielas e tirantes. O carregamento axial da estaca é confrontado com a capacidade de carga da rocha. Para o carregamento lateral, são elaboradas as curvas p-y para analisar a interação solo-estrutura e obter o comportamento estrutural ao longo do fuste das estacas. Por fim, apresenta-se o detalhamento das armaduras do bloco e das estacas.

### 4.1. BLOCO DE FUNDAÇÃO

Nesta etapa são definidos o número de estacas, através do estaqueamento, as dimensões e a armadura do bloco pelo método das Bielas e Tirantes. É admitido um pilar quadrado com 90 cm de lado, de mesma área que o representado no croqui ( $A_p = 0,81 \text{ m}^2$ ). Os dados conhecidos são: concreto C30, diâmetro da estaca igual a 41 cm (estaca raiz com capacidade nominal ( $R_{u,est}$ ) de 1500 kN. Por critério de cálculo, considerando o bloco rígido, parte do momento é transmitido ao topo da estaca. Assim, os esforços solicitantes para o dimensionamento do bloco são apresentados abaixo.

$$N_k = 5050 \text{ kN} ; \quad ML = M_x = 650 \text{ kN.m} ; \quad MT = M_y = 350 \text{ kN.m}$$

Admitindo um fator de segurança 2, a capacidade estrutural da esta é estabelecida:

$$R_{a,est} = \frac{R_{u,est}}{FS} = 750 \text{ kN} .$$

O pré-dimensionamento é estipulado pela expressão:

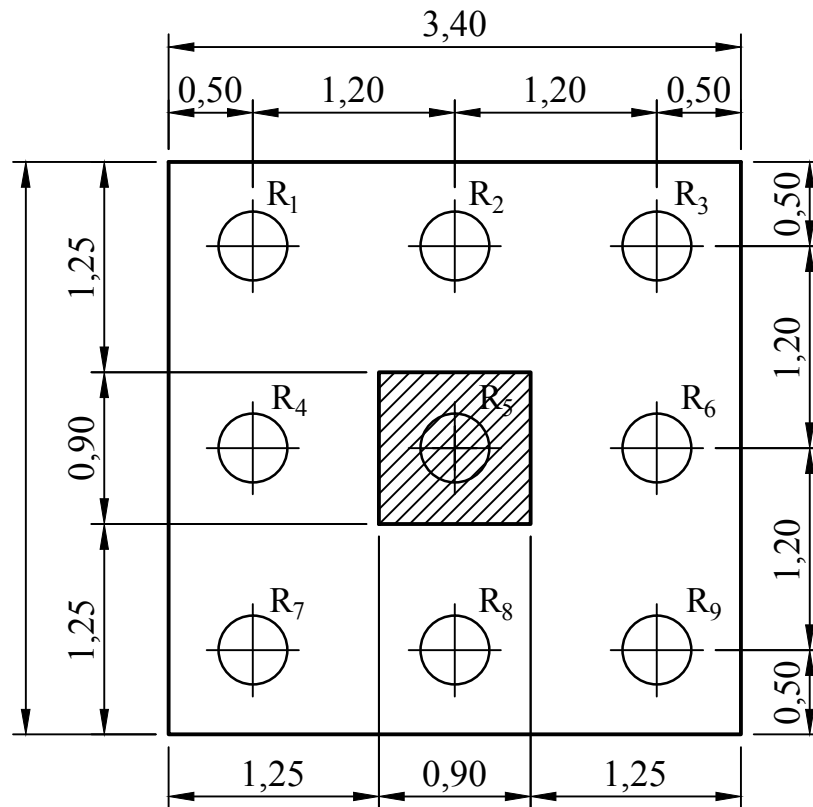
$$\text{Número de estacas} = \frac{N_k}{\frac{R_{u,est}}{FS}} = \frac{5050}{750} \cong 7 \text{ estacas}$$

Todavia, há esforços solicitantes de momento que aumentam as cargas nas estacas. Desta forma, não é adequado utilizar o número de estacas obtido. Serão adotadas 9 estacas para o cálculo, que será demonstrado conveniente para a combinação de esforços axiais e momentos.

#### a) Dimensões do bloco nove estacas

As dimensões e distâncias entre as estacas estão indicadas na Figura 4.1.

Figura 4.1 - Dimensões do bloco.



Fonte: O Autor.

b) Altura dos blocos

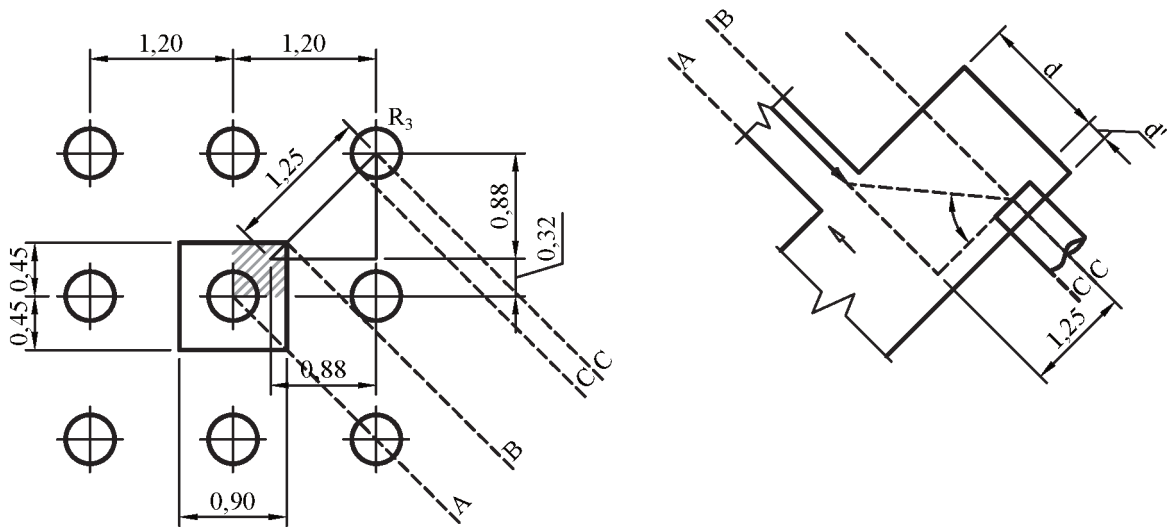
Para utilizar o método das bielas o bloco deve ser rígido. Assim, a altura  $h$  deve respeitar as seguintes condições:

$$h_{\min} > \left( \frac{a - a_p}{3} \right) = \left( \frac{340 - 90}{3} \right) > 83\text{cm}$$

$$d' \geq \begin{cases} 5\text{cm} \\ \frac{\varphi_{est}}{5} = \frac{1}{5} \frac{\sqrt{\pi}}{2} 41 = 7,3\text{cm} \end{cases} \rightarrow d' = 7\text{cm}$$

O esforço solicitante, proveniente do carregamento axial, será considerado concentrado a uma distância de  $0,15a_p$  da face do pilar. Os esquemas para o dimensionamento das forças e distâncias são apresentados na figura 4.2.

Figura 4.2 - Distâncias (cm) e esquema de forças no bloco sobre nove estacas.



Fonte: O Autor.

Conforme a Figura 4.2 observa-se que para  $\alpha = 45^\circ$  a altura útil ( $d$ ) resulta em cerca de 125 cm. Adotando  $h = 140$  ( $> h_{\text{mín}}$ ) tem-se:

$$d = h - d' = 140 - 7 = 133 \text{ cm} > d_{\text{mín}}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{d}{125} = \frac{133}{125} \rightarrow \alpha = 46,77^\circ < \alpha_{\text{máx}} = 55^\circ$$

c) Reações (cargas) nas estacas

A carga axial deve considerar o peso próprio do bloco, com  $\gamma_{\text{concr}} = 25 \text{ kN/m}^3$ . Assim:

$$PP_{\text{bloco}} = 25 \cdot (3,4 \times 3,4 \times 1,4) = 404,6 \text{ kN}$$

Carga vertical total sobre as estacas:

$$N_k + 404,6 = 5050,0 + 404,6 = 5454,6 \text{ kN} \approx 5460 \text{ kN}$$

Pelo método da sobreposição, as cargas para cada estaca são apresentadas na tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Reação por estaca.

$R_i$	$x_i$ (m)	$y_i$ (m)	$M_x$ (kN.m)	$M_y$ (kN.m)	$M_{v,x_i}$	$\Sigma x_i^2$	$M_{x,y_i}$	$\Sigma y_i^2$	$R_i$ (kN)
$R_1$	1,20	1,20	650	350	-420	8,64	780	8,64	648
$R_2$	0,00	1,20	650	350	-	8,64	780	8,64	697
$R_3$	1,20	1,20	650	350	420	8,64	780	8,64	<b>746</b>
$R_4$	1,20	0,00	650	350	-420	8,64	-	8,64	558
$R_5$	0,00	0,00	650	350	-	8,64	-	8,64	607
$R_6$	1,20	0,00	650	350	420	8,64	-	8,64	655
$R_7$	1,20	1,20	650	350	-420	8,64	-780	8,64	468
$R_8$	0,00	1,20	650	350	-	8,64	-780	8,64	516
$R_9$	1,20	1,20	650	350	420	8,64	-780	8,64	565

Fonte: O Autor.

$$R_{\max} = R_3 = 746 \text{ kN} < R_{a,est} = 750 \text{ kN} \rightarrow \text{ok!}$$

d) Verificação das bielas

A tensão limite para a estaca e o pilar é obtida pela expressão abaixo.

$$\sigma_{cd,b,lim,pil} = \sigma_{cd,b,lim,est} = 2,1K_R f_{cd} = 2,1 \cdot 0,95 \frac{3,0}{1,4} = 4,28 \text{ kN/cm}^2 = 42,8 \text{ MPa}$$

A verificação da tensão nas bielas será feita na estaca número 3, submetida à maior carga, 746 kN. Com  $\gamma_f = 1,4$ , a tensão atuante junto ao pilar é:

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{A_p \text{sen}^2 \alpha} = \frac{1,4 \cdot (9 \cdot 746)}{(90,90) \text{sen}^2 46,8} = 2,25 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{cd,b,lim,est}$$

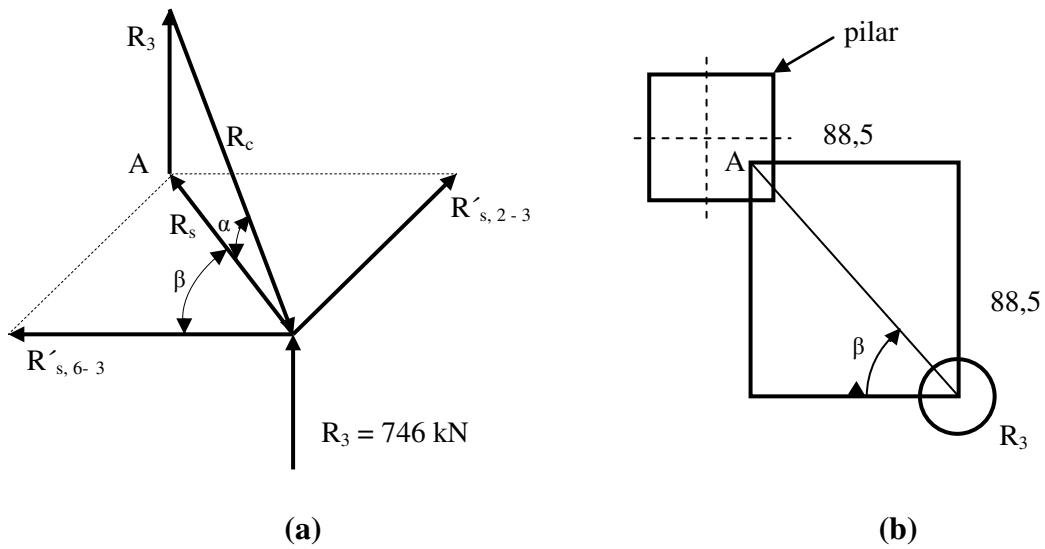
E a tensão atuante na estaca:

$$\sigma_{cd,b,pil} = \frac{N_d}{A_e \text{sen}^2 \alpha} = \frac{1,4 \cdot 746}{\left(\frac{\pi 41^2}{4}\right) \text{sen}^2 46,8} = 1,49 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{cd,b,lim,est}$$

e) Determinação das armaduras

A armadura principal será calculada paralela aos lados, segundo os eixos das estacas. A favor da segurança, considera-se apenas a estaca com maior carga (estaca 3,  $R_3 = 746$  kN). A força de tração  $R_s$ , na direção do eixo dessa estaca e o pilar, deve ser decomposta nas direções paralelas aos lados de acordo com os ângulos  $\alpha$  e  $\beta$ , figura 4.3.

Figura 4.3 - (a) Decomposição da força  $R_S$  nas direções paralelas ao lado e (b) ângulo  $\beta$  (medidas em centímetros).



Fonte: O Autor

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{R_3}{R_s}$$

$$R_s = \frac{R_3}{\operatorname{tg} \alpha} = \frac{746}{\operatorname{tg} 46,8^\circ} \rightarrow R_s = 700 \text{ kN}$$

Determinação do ângulo  $\beta$  através da figura 4.3

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{88,5}{88,5} \rightarrow \beta = 45^\circ$$

Assim, as forças de tração entre os nós 2, 3 e 6 são iguais:

$$R'_{s,6-3} = R'_{s,2-3} = R_s \cdot \operatorname{sen} \beta = 700,0 \cdot \operatorname{sen} 45^\circ = 495,0 \text{ kN}$$

### I. Armadura principal

A área da armadura principal, com  $\gamma_f = 1,4$ , é dada por:

$$A_{s,6-3} = A_{s,2-3} = \frac{1,4 \cdot R'_{s,2-3}}{f_{yd}} = 15,93 \text{ cm}^2 \rightarrow N4 \rightarrow (5\phi 20 \text{ mm} = 15,75 \text{ cm}^2)$$

### II. Armaduras complementares

- Armadura em malha, em cada direção é dada por:

$$A_{s,\text{malha}} = 0,25 A_{s,\text{lado}} = 3,98 \text{ cm}^2$$

- Armadura de suspensão total:



Para o cálculo é utilizado o valor de  $N_d$ . Assim:

$$N_d = 1,4 \cdot (5460) = 7644 \text{ kN}$$

A área total da armadura de suspensão é dada por:

$$A_{s,susp,tot} = \frac{N_d}{6f_{yd}} = 29,29 \text{ cm}^2$$

A área da armadura de suspensão em cada lado é, portanto:

$$A_{s,susp,face} = \frac{A_{s,susp,tot}}{4} = 7,32 \text{ cm}^2 \rightarrow (10\phi 10,0 \text{ mm} = 8,00 \text{ cm}^2)$$

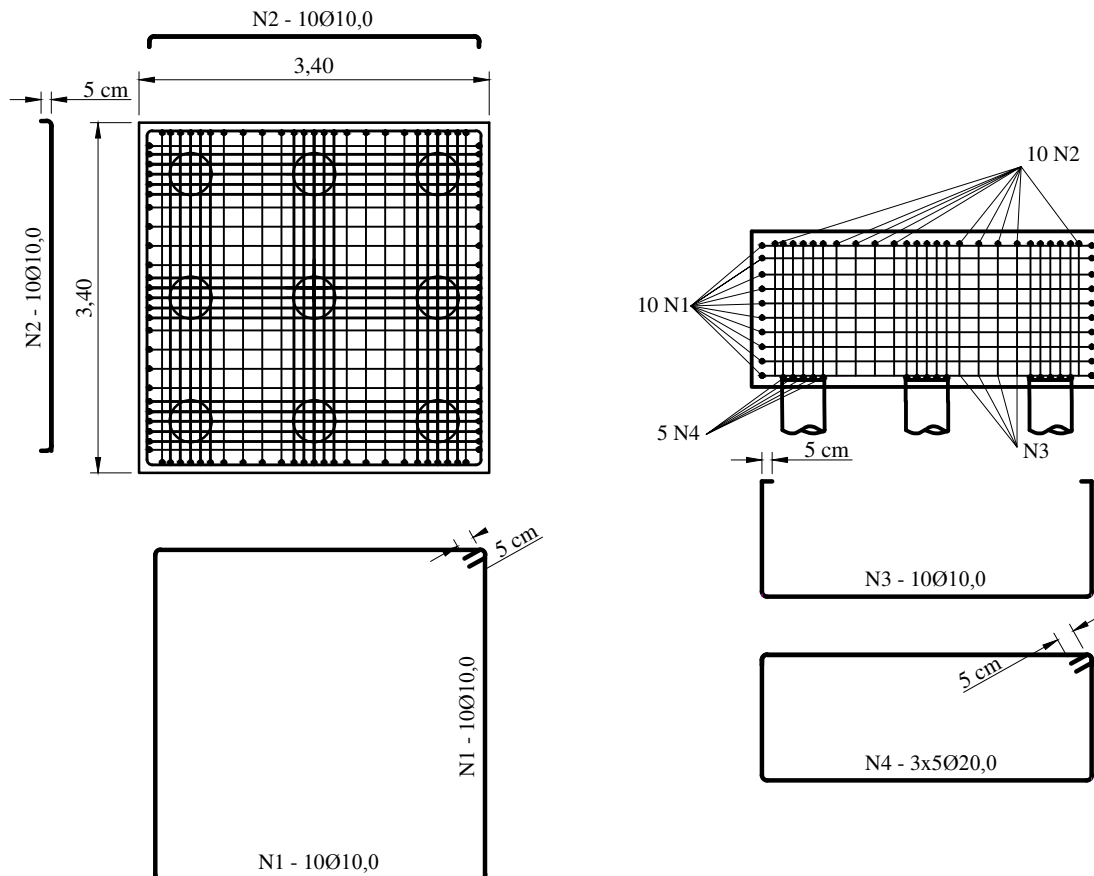
Como  $A_{s,malha} < A_{s,susp,face}$ ,  $A_{s,malha} \rightarrow N3 = N2 \rightarrow (10\phi 10,0 \text{ mm} = 8,00 \text{ cm}^2)$

- Armadura de pele por face:

$$A_{sp,face} = \frac{1}{8} A_{s,tot} = 7,96 \text{ cm}^2 \rightarrow N1 \rightarrow (10\phi 10 \text{ mm} = 8,00 \text{ cm}^2) \rightarrow s \cong 14 \text{ cm}$$

f) Detalhamento

Figura 4.4 - Detalhamento do bloco de fundação.



Fonte: O Autor.

## 4.2. CARREGAMENTO AXIAL

A capacidade de carga do material rochoso é obtida, neste trabalho, pelos métodos de Kulhway e Carter (1992) e Terzaghi. Os valores obtidos por estes métodos são comparados aos valores compilados por Prakash e Sharma (1990).

### 4.2.1. Kulhway e Carter

Neste método são apresentadas as relações entre carga solicitante e o recalque. Os dados admitidos são:  $E_c$  igual a 30 GPa,  $E_m$  igual a 50 MPa (FS = 3 do valor tabelado), UCS (resistência à compressão simples) igual a 20 MPa,  $\nu$  igual a 0,27. O procedimento da seção 2.2.2, capítulo 2, resulta nos dados da tabela 4.2 e é ilustrado na figura 4.5. O embutimento na rocha é utilizado como parâmetro de análise.

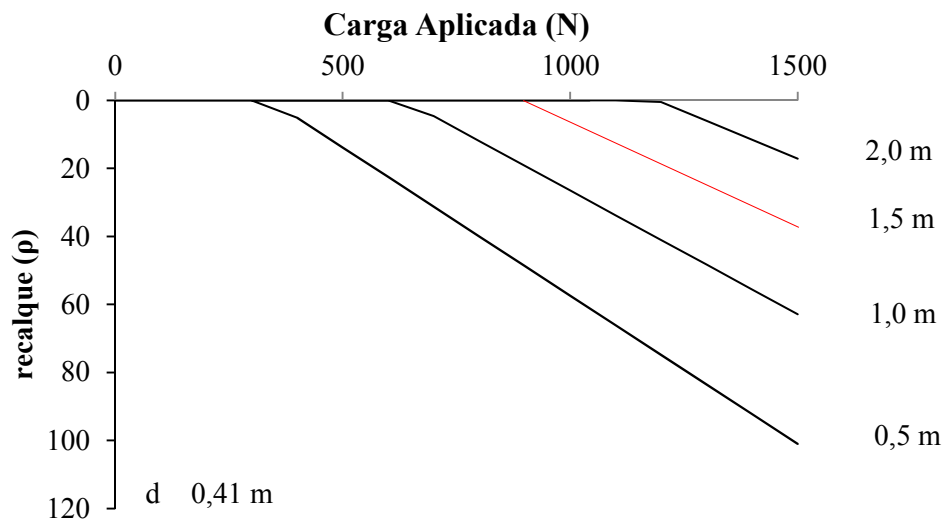
Tabela 4.2 - Relação de capacidade de carga e recalque.

L (m)	$Q_{su}$ (MN)	$Q_{bu}$ (MN)	$Q_{adm}^{(1)}$ (MN)	Relação de Recalque	Recalque para $N_d$ (mm)
0,5	0,9	33	8,47	$\rho = 87,19.N - 29,78$	61,2
1,0	1,8	33	8,70	$\rho = 72,82.N - 46,32$	29,6
1,5	2,7	33	8,93	$\rho = 62,92.N - 57,73$	7,9
2,0	3,6	33	9,15	$\rho = 55,58.N - 66,18$	0,0

<sup>(1)</sup> FS = 2,5

Fonte: O Autor

Figura 4.5 - Carga aplicada versus recalque.



Fonte: O Autor.

A carga da estaca 3 ( $R_3$ ) majorada por  $\gamma_f = 1,4$ , ( $N_d = 1,4.R_3 = 1,4.746,0 = 1044kN$ ) é utilizada para definir o embutimento da estaca para um recalque admissível de 10 mm. Assim, conforme a figura 4.5, o engastamento de 1,50 metros é necessário para garantir um recalque

menor que o estipulado e garantir uma capacidade de carga de 8,93 MN. Desta forma, o comprimento total da estaca é 13,5 metros (12 metros em solo e 1,5 metros embutida).

#### 4.2.2. Terzaghi

Para aplicação deste método são admitidos parâmetros de resistência com base em intervalos típicos reportados da literatura, devido à ausência de ensaios em rocha. Novamente, o resultado é apresentado em função da variação do embutimento, conforme tabela 4.3. Para este método, a tensão admissível é obtida por um fator de segurança igual a 3, utilizado em fundações rasas, por recomendação de Bowles (1996).

Tabela 4.3 - Valores de capacidade de carga por Terzaghi.

L (m)	N <sub>c</sub>				N <sub>q</sub>		N <sub>γ</sub>				Resultados			
	φ	c (kPa)	N <sub>c</sub>	s <sub>c</sub> <sup>(1)</sup>	q (kPa)	N <sub>q</sub>	γ kN/m <sup>3</sup>	d	N <sub>γ</sub>	s <sub>γ</sub> <sup>(1)</sup>	Q <sub>últ</sub> (MPa)	RQD	Q <sub>adm</sub> (MPa)	Q <sub>adm</sub>
0,5	38	3500	28	1,3	14	13	28	0,41	14	0,6	128	1	43	5,64
1,0	38	3500	28	1,3	28	13	28	0,41	14	0,6	128	1	43	5,65
1,5	38	3500	28	1,3	42	13	28	0,41	14	0,6	129	1	43	5,66
2,0	38	3500	28	1,3	56	13	28	0,41	14	0,6	129	1	43	5,66

<sup>(1)</sup> Fatores de forma de Terzaghi.

Fonte: O Autor

#### 4.2.3. Discussão

Nota-se, dos resultados do método de Kulhway e Carter (1992), que o valor de resistência de fuste é pequeno em relação ao de ponta. Assim, o embutimento altera pouco a capacidade de carga do sistema rocha-estaca.

Por Terzaghi, o embutimento é ainda menos significativo. Neste método a parcela mais influente é a coesão. Mesmo adotando o menor valor sugerido por Bowles (1996), coesão igual a 3,5 MPa, a capacidade de carga resulta em 5,66 MN.

Os valores obtidos por Kulhway e Carter (1992) e Terzaghi são próximos. Obtém-se, por Terzaghi, cerca de 60 a 80% do valor obtido pelo primeiro método. Portanto, Terzaghi é mais conservador. A eficiência da capacidade de carga em grupo foi considerada igual a 1, pois a estaca está apoiada em rocha.

Ao comparar os resultados com os valores da tabela 2.1, capítulo 2, obtidos por Prakash e Sharma (1990), percebe-se que os valores calculados são 30% menores que os dados da literatura. Por fim, neste estudo de capacidade de carga axial, é constatado e admitido que a rocha possa suportar 5,66 MN (5660 kN). Assim, o processo de transferência de carga será condicionado não pelo suporte da rocha, mas sim, pela capacidade estrutural da estaca.

### 4.3. INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

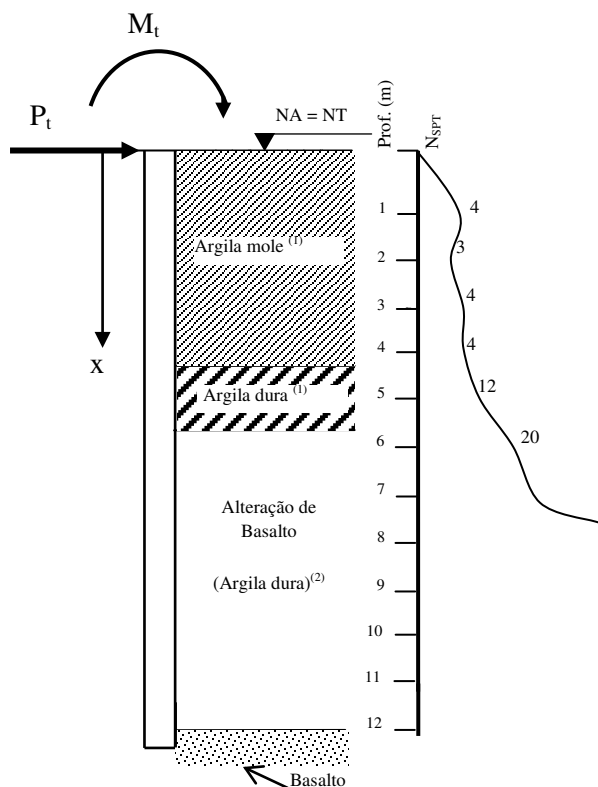
#### 4.3.1. Curvas p-y

Conforme apresentado no fluxograma do capítulo 3, a análise da ISE tem início na obtenção das curvas p-y. Neste trabalho são elaboradas curvas a cada metro de profundidade. O procedimento é aplicado conforme a classificação de consistência das argilas, de acordo com a tabela 2.4, capítulo 2.

A média dos valores  $N_{SPT}$  é apresentada na tabela abaixo. O perfil da figura 4.6, adotado como referência, foi obtido da porção de solo abaixo do pilar  $P_1$ , cota 480,7 metros. O valor da coesão não drenada é a média obtida dos métodos de Stroud (1974) e Decourt (1989). O peso específico e a consistência estão de acordo com as preposições de Godoy (1972) e da NBR 6484/2001, respectivamente.

A camada de alteração de basalto é considerada, como sugerido por Reese e Impe (2001), como argila dura. Assim, foram atribuídos valores de  $N_{SPT}$  igual a 20, valor limite para considerar argila dura de acordo com a NBR 6484:2001.

Figura 4.6 - Perfil de referência.



Fonte: O Autor.

Os dados para a construção das curvas p-y são exibidos na tabela 4.4. Argilas classificadas como *medium* são desenvolvidas como sendo argilas moles (*soft*). Os valores são plotados na figura 4.7.

Tabela 4.4 - Parâmetros do perfil.

x (m)	N <sub>SPT</sub>	N <sub>SPT60</sub>	Stroud (1974)	Decourt (1989)	c <sub>u,médio</sub> (kPa)	Consistência	γ'
0	-	-	-	-	-	-	-
1	4	4	18	40	29	Mole	5
2	3	3	14	30	22	Mole	5
3	4	4	18	40	29	Mole	5
4	4	4	18	40	29	Mole	5
5	12	13	54	130	89	Rija	9
6	20	22	90	220	150	Dura	11
7	20	22	90	220	150	Dura	11
8	20	22	90	220	150	Dura	11
9	20	22	90	220	150	Dura	11
10	20	22	90	220	150	Dura	11
11	20	22	90	220	150	Dura	11
12	20	22	90	220	150	Dura	11

<sup>(1)</sup> Consistência de acordo com a NBR 6484:2001

Fonte: O Autor

Tabela 4.5 - Dados para as curvas p-y.

x (m)	c <sub>u</sub> (kPa)	Consistência <sup>(1)</sup>	ε <sub>50</sub>	P <sub>útl1</sub>	P <sub>útl2</sub>	y <sub>50</sub>	8.y <sub>50</sub>	16.y <sub>50</sub>
0	-	-	-	-	-	-	-	-
1	29	Soft	0,020	52,2	107,0	0,020500	0,164	-
2	22	Soft	0,020	52,6	80,3	0,020500	0,164	-
3	29	Soft	0,020	85,3	107,0	0,020500	0,164	-
4	29	Soft	0,020	101,9	107,0	0,020500	0,164	-
5	89	Medium	0,010	239,8	329,3	0,010250	0,082	-
6	150	Stiff	0,005	435,2	551,7	0,005125	-	0,082
7	150	Stiff	0,005	477,1	551,7	0,005125	-	0,082
8	150	Stiff	0,005	519,0	551,7	0,005125	-	0,082
9	150	Stiff	0,005	560,9	551,7	0,005125	-	0,082
10	150	Stiff	0,005	602,7	551,7	0,005125	-	0,082
11	150	Stiff	0,005	644,6	551,7	0,005125	-	0,082
112	150	Stiff	0,005	686,5	551,7	0,005125	-	0,082

<sup>(1)</sup> De acordo com a tabela 2.4.

Fonte: O Autor.

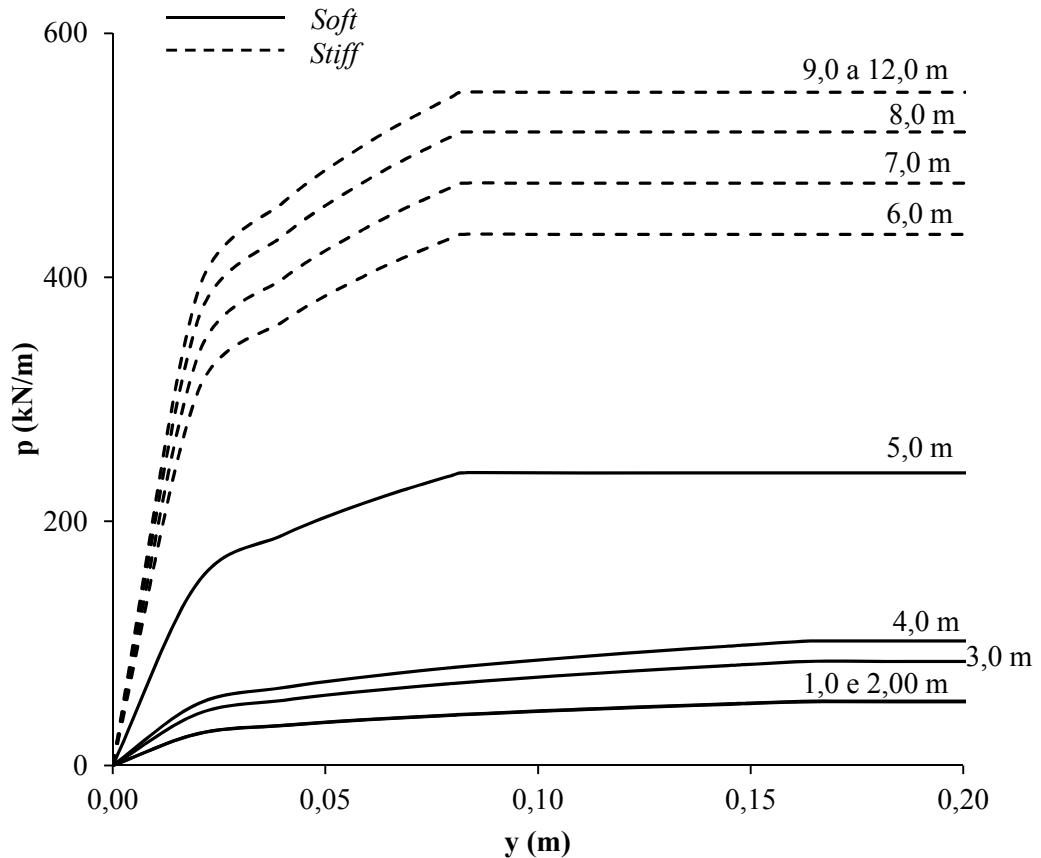
#### 4.3.2. Método de Reese e Matlock para deflexão admissível

A análise é realizada para uma estaca, com carregamento lateral e momento resultante, conforme estabelecido no item 3.7.1. Por critério de projeto, apenas uma parcela do momento é considerada transferida para o topo da estaca.

$$P_t = \frac{\text{carga}(P_k)}{\text{estaca}} = \frac{450}{9} = 50 \text{ kN por estaca.}$$

$$M_t = \sqrt{ML^2 + MT^2} = \sqrt{350^2 + 150^2} = 381 \text{ kN.m}$$

Figura 4.7 - Curvas p-y para o perfil adotado.



Fonte: O Autor

O procedimento inicia-se com a seleção do valor inicial para fator de rigidez T. Reese e Impe (2001) sugerem, para uma rápida convergência, um valor igual a 5 diâmetros ( $T = 5,0,41 \approx 2,10 \text{ m}$ ). Logo, para um comprimento igual a 12,00 m,  $Z_{\text{máx}} = 12,00/2,1 = 5,71$ . Assim, a curva para  $Z_{\text{máx}}$  de 5,0 ou maior é utilizada. E um módulo de rigidez ( $E_p I_p$ ) igual a 38000  $\text{m}^2 \text{kN}$ .

Após as substituições, conforme equação 2.33, é fornecida a seguinte expressão:

$$y = A_y (0,0122) + B_y (0,0441)$$

$A_y$  e  $B_y$  são os valores não dimensionais do método de Reese e Matlock para o cálculo de deflexão de acordo com o  $z/T$ , anexo A. Os valores computados com esta expressão são

apresentados na tabela 4.6, para a primeira tentativa, e na tabela 4.7, para a segunda tentativa, e plotados na figura 4.8.

Do gráfico obtém-se  $k_{py}$  para estimar  $T_{obt}$ .

$$k_{py} = \frac{E_{py}}{x} = \frac{1250}{1} = 1250 \text{ kN/m}^3$$

Assim,

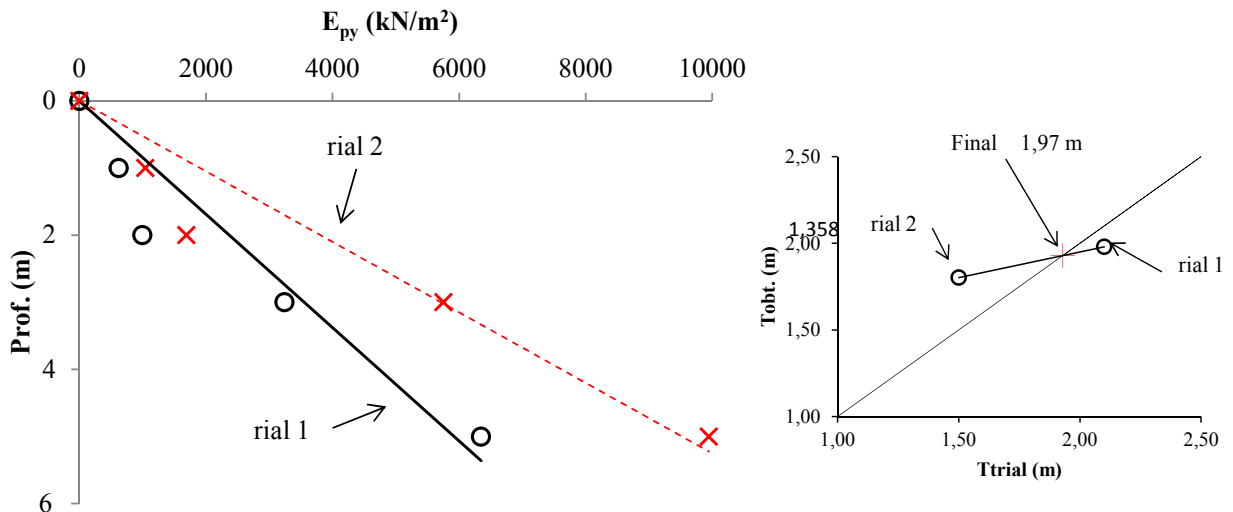
$$T_{obt} = \left( \frac{38000}{1250} \right)^{0,2} = 1,98 \text{ m}$$

Tabela 4.6 - Tentativa 1, T = 2,10.

x (m)	Z	A <sub>v</sub>	B <sub>v</sub>	y <sub>A</sub> (m)	y <sub>B</sub> (m)	y (m)	P (kN/m)	E <sub>py</sub> (kN/m <sup>2</sup> )
0	0,00	2,43	1,62	0,0296	0,0716	<b>0,1012</b>	0,00	0
1	0,48	1,67	0,90	0,0204	0,0396	<b>0,0600</b>	37,35	623
2	0,95	1,02	0,40	0,0124	0,0177	<b>0,0301</b>	29,88	994
3	1,43	0,52	0,10	0,0063	0,0042	<b>0,0105</b>	34,17	3243
4	1,90	0,18	-0,06	0,0022	-0,0026	<b>-0,0004</b>	-13,70	-
5	2,38	0,00	-0,11	0,0000	-0,0050	<b>-0,0050</b>	-31,87	6347

Fonte: O Autor.

Figura 4.8 - Módulo de acordo com a profundidade (a) e convergência de T (b)



Fonte: O Autor

A seleção inicial de T resultou em um valor próximo, mas é necessário convergir. Para a segunda tentativa é utilizado o valor de T = 1,50 ( $Z_{máx} \geq 5$ ) para resultar um valor no lado oposto na linha de igualdade, conforme figura 4.8 (b).

Tabela 4.7 - Tentativa 2, T = 1,5.

x (m)	Z	A <sub>y</sub>	B <sub>y</sub>	y <sub>A</sub> (m)	y <sub>B</sub> (m)	y (m)	P (kN/m)	E <sub>py</sub> (kN/m <sup>2</sup> )
0	0,00	2,43	1,62	0,0108	0,0365	<b>0,0473</b>	0,00	0
1	0,48	1,67	0,90	0,0074	0,0202	<b>0,0276</b>	28,84	1044
2	0,95	1,02	0,40	0,0045	0,0090	<b>0,0135</b>	22,90	1692
3	1,43	0,52	0,10	0,0023	0,0022	<b>0,0045</b>	25,66	5753
4	1,90	0,18	- 0,06	0,0008	- 0,0013	<b>- 0,0005</b>	-15,06	-
5	2,38	- 0,00	- 0,11	0,0000	- 0,0026	<b>- 0,0026</b>	-25,46	9945

Fonte: O Autor.

A partir da segunda tentativa, plotados na figura 4.8, são obtidos os seguintes valores:

$$k_{py} = \frac{E_{py}}{x} = \frac{2000}{1} = 2000 \text{ kN/m}^3$$

Assim,

$$T_{obt} = \left( \frac{38000}{2000} \right)^{0,2} = 1,80m$$

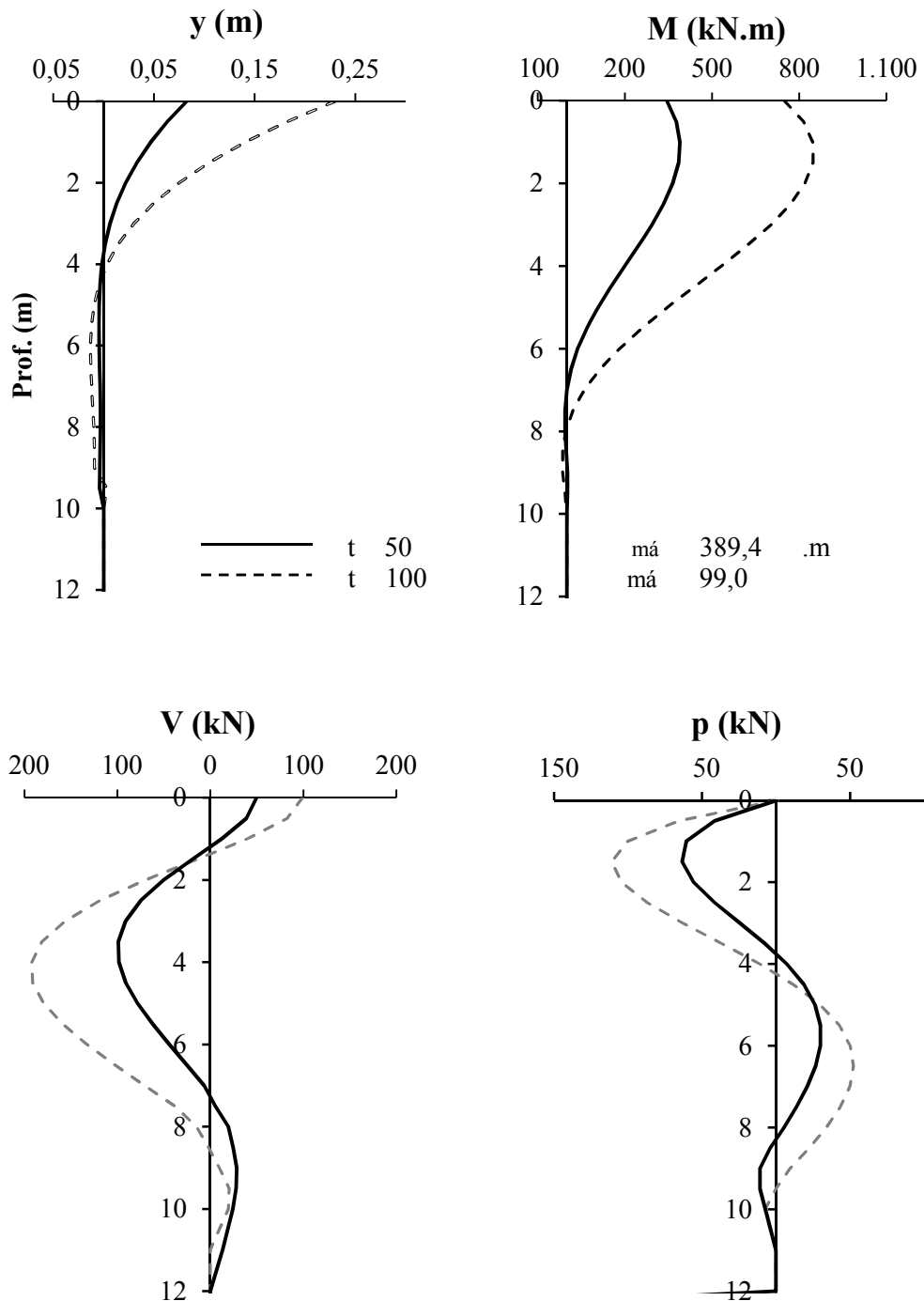
Então, com os dois pares de resultados, T converge para a profundidade de 1,97 m e  $k_{py}$  é igual a 1280 kN/m<sup>3</sup>, figura 4.8 (b).

Com os valores de T, M<sub>t</sub>, P<sub>t</sub> e E<sub>p</sub>I<sub>p</sub> e através das equações 2.34 a 2.36, os valores para momento, cortante, deflexão e reação do solo são plotados ao longo de uma estaca com comprimento de 12m, conforme figura 4.9. A tabela com os valores não dimensionais (A<sub>m</sub>, A<sub>v</sub>, A<sub>y</sub>, A<sub>p</sub>, B<sub>m</sub>, B<sub>v</sub>, B<sub>y</sub>, B<sub>p</sub>) é apresentada no Anexo A.

Utilizando o mesmo procedimento, o gráfico também apresenta resultados para valores majorados (FS = 2) da carga lateral (P<sub>t</sub> = 100 kN) e do momento (M<sub>t</sub> = 760 kN.m). Neste caso o valor de T é igual a 2,22 (Z<sub>máx</sub> ≥ 5) e  $k_{py}$  é igual a 705 kN/m<sup>3</sup>. As planilhas são apresentadas no Apêndice A.



Figura 4.9 - Resultados para  $E_s = k.x$



Fonte: O Autor.

### 4.3.3. Discussão

A não linearidade da resposta do solo para a carga da estaca é evidenciada nas curvas  $p$ - $y$ . Este efeito é reforçado pelos resultados de deflexão máxima para  $P_t$  e  $P_t$  majorado, 0,0825 m e 0,2300 m, respectivamente. Os momento máximos obtidos são de 389,4 kN.m e

846,9 kN.m, para  $P_t$  e  $P_t$  majorado, respectivamente. A majoração dos esforços por um fator igual a 2 resultou uma deflexão 2,8 vezes maior e um momento 2,2 vezes superior.

Ao aumentar a profundidade da estaca, o valor da reação do solo e dos outros resultados, é zero ou muito próxima de zero, conforme figura 4.9. Observa-se, que, na profundidade 12,0 metros não há interferência da carga no comportamento do conjunto solo-estrutura. Este fato é importante para dar ênfase a não influência do maciço rochoso no desempenho da reação do solo.

Por fim, a deflexão máxima obtida pelos valores de  $P_t$  e  $P_t$  majorado são, respectivamente, 0,0825 m e 0,2300 m. São valores significativos que podem provocar fissuras na superestrutura. No entanto, a solução não deve ser descartada ante uma análise de deslocamentos em conjunto ao projetista estrutural, pois a estaca raiz possui vantagens técnicas pertinentes, conforme apresentadas na seção 3.6, capítulo 3.

No caso de adotar-se outro tipo de estaca os fatores que podem influenciar a interação solo-estrutura, para uma determinada carga, são: o diâmetro e o módulo de rigidez ( $E_p I_p$ ) da estaca. Admitindo a aprovação da solução proposta, o cálculo da armadura prossegue para os valores máximos de Momento e Cortante ao longo da estaca.

#### 4.4. CARREGAMENTO PASSIVO

##### 4.4.1. Método de Beer-Wallays

É admitido o peso específico de  $19 \text{ kN/m}^3$  para o talude e  $\phi/2 = 0^\circ$ . A representação está esquematizada na figura 4.10.

Desta forma, o cálculo prossegue de acordo com o procedimento abaixo, anteriormente descrito na seção 2.7, capítulo 2.

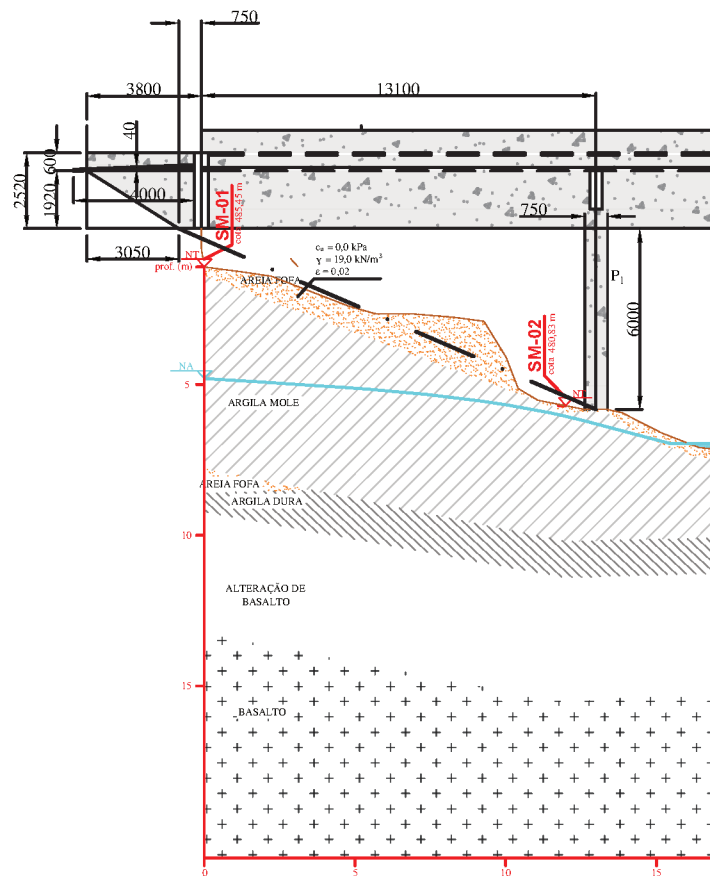
$$h_f = 6 \frac{19}{18} = 6,33m$$

$$f = \frac{23,5^\circ - 0^\circ}{45^\circ - 0^\circ} = 0,522$$

$$p_h = 0,522 \cdot 6 \cdot 19 = 59,53 \text{ kN/m}^2$$

$$q = p_h \cdot d = 59,53 \cdot 0,41 = 24,41 \text{ kN/m}$$

Figura 4.10 - Representação do talude para carregamento passivo.



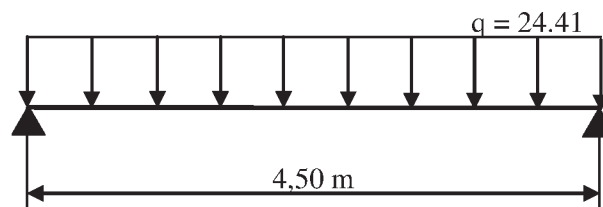
Fonte: O Autor

Profundidade  $z_d$  :

$$(15 - 10) \cdot z_d = 6.19$$

$$z_d = 22,8m > 4,5, \text{ adotado } 4,5 \text{ m}$$

Figura 4.11 - Representação da reação do solo na estaca



Fonte: O Autor.

Assim, o momento máximo é calculado pela expressão:

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{ql^2}{8} \cong 61,79kN.m$$

#### 4.4.2. Discussão

Alonso (2012) compara os quatro métodos recorrentes para carregamento passivo (Tschebotarioff, De Beer-Wallays, Oteo, Ratton). Segundo o autor o método de De Beer-Wallays resulta em valores de momento máximo, no mínimo, duas vezes maior que qualquer outro método.

O valor obtido para o momento máximo ao longo da estaca é 61,79 kN.m. Este valor é pequeno, comparado ao obtido pelo método de Reese e Matlock para estaca ativa, (61,79/389,4 =15%). Desta forma, para o cálculo da armadura será considerado apenas o valor obtido por Reese e Matlock.

### 4.5. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

#### 4.5.1. Flexão composta

O dimensionamento da estaca raiz circular maciça de 41 cm de diâmetro é realizado para flexão composta. A força normal ( $N_k$ ) é o maior valor das reações das estacas,  $R_3 = 746$  kN. No entanto, para a força cortante ( $V$ ) e momento ( $M$ ), são utilizados os valores máximos obtidos pelo método de Reese e Matlock nas profundidades 3,50 m e 1,00 m, respectivamente. Estas cargas são majoradas com  $\gamma_f = 1,4$ :

$$N_d = 1,4 \cdot 746,0 = 1044,0 \text{ kN} ; \quad M_d = 1,4 \cdot 389,4 = 545,2 \text{ kN.m} ; \quad V_d = 1,4 \cdot 99,0 = 138,6 \text{ kN}$$

#### 4.5.2. Armadura Principal

A relação  $d_a/d_b = 0,80$ , assim adota-se o gráfico 1 do Anexo B para cálculo da armadura principal.

$$n = \frac{N_d}{d_b^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1044,0}{0,41^2 \cdot 21,4 \times 10^3} = 0,29$$
$$m = \frac{M_d}{d_b^3 \cdot f_{cd}} = \frac{545,2}{0,41^3 \cdot 21,4 \times 10^3} = 0,37$$

Do gráfico para a relação  $d_a/d_b = 0,80$ , Anexo B, é obtido o parâmetro  $p = 1,57$ .

Assim, a área  $A_s$  é obtida pela seguinte expressão:

$$A_s = p \frac{A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 1,57 \frac{0,13 \cdot 21,4}{420} = 0,01041 \text{cm}^2 = 104,1 \text{cm}^2 \rightarrow (13\phi 32 \text{mm} = 104,00 \text{cm}^2)$$

$$\text{Onde, } A_c = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{\pi \cdot 0,41^2}{4} = 0,13 \text{m}^2$$

- Armadura mínima  $A_{s,\text{mín}}$ :

$$A_{s,\text{mín}} = 0,15\% \cdot A_c = 2,0 \text{cm}_2$$

### 4.5.3. Estribos

$$\text{Lado do quadrado inscrito } a = 0,41 \frac{\sqrt{2}}{2} = 0,29 \text{m} = 29,0 \text{cm}$$

$$\tau_{wd} = \frac{138,6 \times 10^{-3}}{0,29^2} = 1,65 \text{MPa}$$

$$\sigma_{cd} = 0,8 f_{cd} = 17,1 \text{MPa}$$

$$\mu = \frac{545,2 \times 10^{-3}}{17,1 \cdot 0,13 \cdot 0,41} = 0,598$$

Para obter a igualdade  $|\Omega| = \mu$  é utilizada o gráfico 2 do anexo B.

$$\beta = 0,414 \text{ e } \beta' = 0,025$$

$$K = 1,502 \text{ e } \beta_x = 0,341$$

$$\Omega = 0,025 - 1,502 \cdot 0,414 = -0,597 \cong 0,598$$

$$x = 0,341 \times 41 = 14 \text{cm}$$

A porcentagem de barras tracionadas:

$$\cos \alpha = \frac{14}{41} \rightarrow \alpha \cong 70^\circ$$

$$\frac{360^\circ - 2 \cdot 70}{360} \cdot 13 \text{barras} \cong 8 \text{barras}$$

Assim,

$$\rho = \frac{8 \cdot 8}{0,13 \times 10^4} = 0,049 > 1,5\% \rightarrow \psi_1 = 0,14$$

$$\tau_c = 0,14 \sqrt{30} = 0,77 \text{MPa}$$

$$\tau_d = 1,15 \cdot 1,65 - 0,77 = 1,13 \text{ MPa}$$

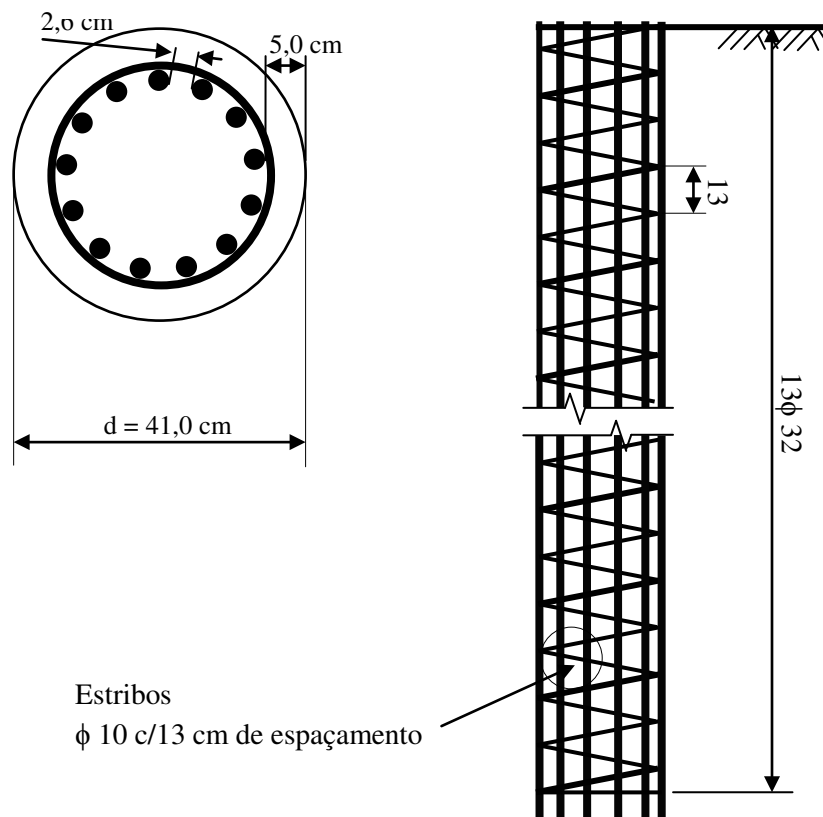
Por fim,  $A_{sw}$ :

$$A_{sw} = \frac{100}{420} \cdot 29,0 \cdot 1,13 = 7,57 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow (\phi 10 \text{ mm}, c = 13 \text{ cm} = 14,00 \text{ cm}^2)$$

$$A_{sw, \text{mín}} = 0,14 \cdot 29,0 = 4,06 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

#### 4.5.4. Detalhamento

Figura 4.12 - Detalhamento da armadura da estaca.



Fonte: O Autor

#### 4.5.5. Discussão

Como aspecto inerente à solução, estacas raiz são totalmente armadas. Neste caso, considerando os esforços envolvidos, a relação entre a área da armadura principal e do concreto ( $A_s/A_c$ ) é 0,092.

Independentemente de que nem todas as estacas irão sofrer estes esforços, calculados para a estaca mais carregada ( $R_3$ ), a armadura calculada deve ser padronizada para facilitar a etapa construtiva e aumentar a segurança.

## 5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

### 5.1. CONCLUSÕES GERAIS

Este estudo foi realizado para a concepção de um projeto de fundações, com ênfase na interação solo-estrutura. Para este estudo tomou-se o caso da ponte sobre o Rio Anhanduí, na BR 262/MS. A proposta apresentada sugere o emprego de estaca raiz embutida em rocha. Esta solução foi proposta tendo sido considerados os carregamentos axiais e laterais atuantes sobre a estaca e sobre o solo argiloso local.

A abordagem foi realizada separadamente para carregamento axial e lateral. A capacidade de carga axial apresentou valores similares se empregados os métodos de Terzaghi e Kulhawy e Carter. Contudo, são valores conservadores comparados aos dados presentes na literatura, expostos por Prakash e Sharma. Por meio das curvas carga-recalque do método de Kulhawy e Carter, foi admitido um engastamento em rocha de 1,5 metros para assegurar um recalque menor que 10 mm.

A análise paramétrica para a resistência axial tratou do embutimento da estaca na rocha. O método de Kulhawy e Carter (1992) apresentou uma variação ascendente da resistência com o aumento do comprimento do embutimento, conforme o esperado. Entretanto, para valores de engaste até 2 metros, a porcentagem de resistência lateral representa menos de 10 % da resistência total. No método de Terzaghi o engaste não gerou aumento de resistência pois a parcela de sobrecarga, que considera o embutimento, é pouco significativa. Contudo, a capacidade de carga em rocha resultou um valor muito superior a capacidade estrutural da estaca de concreto. Desta forma, a capacidade considerada foi a do elemento estrutural.

Na análise do carregamento lateral as curvas p-y evidenciaram o comportamento não linear do solo. A partir das curvas, foi encontrado o comprimento característico (T). Este apresentou um valor aproximado de cinco diâmetros, profundidade. O modelo de obtenção das curvas p-y mostra que o comportamento do solo em relação à estaca depende da geometria da estaca. Logo, a resposta do maciço de solo, essencialmente, depende da carga aplicada e do diâmetro da estaca.

A aplicação da solução de Reese e Matlock, através dos coeficientes não dimensionais, demonstrou que o maior momento e cortante não ocorrem no topo da estaca, mas em profundidade. Estes valores foram utilizados para dimensionar a armadura da estaca. O método também evidenciou o comportamento dos esforços ao longo do fuste. A redução dos esforços com o aumento da profundidade infere em duas situações. Na primeira, a armadura não seria necessária para todo o comprimento, mas tradicionalmente estaca raiz é totalmente armada. E

a segunda mostra que o embutimento na rocha não influencia na interação solo-estrutura. Assim, a aproximação da alteração de basalto para argila dura é aceitável, pois tem pouca ou nenhuma influência na resposta do solo.

Por fim, os valores obtidos para deflexão no topo demonstraram-se significativos. Como visto, a solução depende dos fatores: comprimento característico ( $T$ ), módulo de rigidez ( $E_p I_p$ ) e das cargas atuantes ( $M_t$  e  $P_t$ ). Desta forma, a resposta para deflexão é dependente das cargas atuantes. Ao diminuir as cargas, os valores irão alterar significativamente. Todavia, o módulo de rigidez é o fator que deve ser alterado no projeto de engenharia, uma vez que, as cargas atuantes e o comprimento característico, que depende do solo, são de difícil alteração.

A aplicação destes métodos não descarta a utilização de provas de cargas laterais em estacas, pois, a obtenção das curvas p-y é fundamentada em correlações com ensaios em escala real com limites de aplicação. A generalização destas soluções para determinação das curvas p-y poderá resultar em grandes erros de interpretação. O ideal é trabalhar com a curva obtida no local da obra para modelar o comportamento da interação solo-estrutura.

Ademais, a obtenção dos parâmetros geotécnicos para utilizar nos modelos é a principal dificuldade para assegurar um projeto de fundações. Neste estudo, para a análise do comportamento do solo foram utilizados parâmetros correlacionados a partir do  $N_{SPT}$ , ou seja, de forma indireta. Para o dimensionamento de estacas não há uma maneira muito confiável de obter estas medidas e, conforme Bowles (1996, p. 885), “em muitos casos se houver uma razoável correlação entre a previsão e os dados reais, a partir de provas de carga, trata-se de uma feliz coincidência”.

Finalmente, o avanço das ferramentas computacionais correlacionado às provas de cargas, em escala real, é o estado da arte para análise da interação solo-estrutura. Pode-se citar a modelagem por elementos finitos admitindo o solo como meio contínuo, ou seja, uma aproximação mais real que a proposta por Winkler. Desta forma, há um campo abrangente para pesquisa e modelagem.

## 5.2. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Como sugestões para novos estudos e pesquisas para implementar e melhorar os resultados obtidos neste trabalho, sugere-se:

- Realizar o estudo da interação solo-estaca adotando a análise do meio contínuo;
- Estudar casos de interação solo-estaca incluindo a superestrutura na análise;
- Avaliar a solução por estacas inclinadas;
- Realizar provas de carga em escala real para confrontar os resultados obtidos.



## REFERÊNCIAS

ABREU, J. A. **Avaliação do Comportamento de Grupos de Fundação Carregados Lateralmente em Solo Poroso colapsível e Tropical do Distrito Federal**. 177 f. Dissertação (Mestrado). Universidade de Brasília, Brasília, 2014.

ALONSO, U. R. **Dimensionamento de fundações profundas**. São Paulo: Editora Edgard Blücher LTDA, 2012.

\_\_\_\_\_. **Exercícios de fundações**. São Paulo: Editora Edgard Blücher LTDA, 2011.

\_\_\_\_\_. **Previsão e controle das fundações**. São Paulo: Editora Edgard Blücher LTDA, 2010.

ARAUJO, A. G. D. **Provas de carga estática com carregamento lateral em estacas escavadas hélice contínua e cravadas metálicas em areia**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Norte – UFRN, Natal, RN, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

\_\_\_\_\_. **NBR 6122**: Projeto e Execução de Fundações - Procedimento. Rio de Janeiro, 2010.

\_\_\_\_\_. **NBR-6484**: Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

\_\_\_\_\_. **NBR 7187**: Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

\_\_\_\_\_. **NBR 7188**: Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre. Rio de Janeiro, 2012.

BASTOS, P.S.S. **Blocos de Fundação: Notas de aula da disciplina de Estruturas de Concreto III**. UNESP, Bauru, 82p. 2013.

BOWLES, Joseph. E. **Foundation Analysis and Design**. McGraw-Hill, Inc. Fifth Edition. International Edition, 1996.

BUDHU, M.. **Soil Mechanics and Foundations**. 3. ed. Arizona: John Wiley & Sons, Inc., 2011.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações profundas**. São Carlos: EESC/USP, 2011. 120p.

CHRISTAN, P. de. **Estudo da interação solo-estaca sujeito a carregamento horizontal em ambientes submersos**. Dissertação (Mestrado), Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UFTPR, Curitiba, PR, 2012.

ELSON, W. K.. **Design of laterally-loaded piles**. University Of Cambridge: Ciria Report 103, 1984.

FAN, C.C.; LONG, J.H. **Assessment of Existing Methods for Predicting Soil Response of The Laterally Loaded Piles in Sand**. *Computers and Geotechnics*. 2005. p.274-289

GANNON, J. A. et al. **Piled foundations in weak rock**. London: Ciria Report 181, 1999.

HACHICH, W. et al. **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini Ltda, 1998. 751 p.

HETENYI, M. **Beams on elastic foundation**. Ann Arbor. The University of Michigan Press. 1946.

LACERDA FILHO, J.V. et al. **Geologia e Recursos Minerais do Estado de Mato Grosso do Sul**. Esc. 1:1.000.000. Campo Grande. CPRM (Convênio CPRM/SICME), 2006.

MARCHETTI, O. **Pontes de concreto armado**. Editora Edgard Blucher. São Paulo-SP, 2008.

MATLOCK, H. **Correlation for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay**. Proc., 2nd Offshore Technol. Conf., Offshore Technology Conference, Dallas, Tex. 1970.

POULOS, H. G. and DAVIS, E. H. **Pile Foundation Analysis and Design**. New York: John Wiley, 1980.

PRAKASH, S.; SHARMA, H. D. **Pile Foundations in Engineering Practice**. New York: A Wiley Interscience Publication, 1990.

REESE, L. C.; COX, W. R.; KOOP, F. D.. **Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand**. *Proceedings Of The Sixth Annual Oshore Technology Conference*. Houston, 1974.

REESE, L. C.; IMPE, W. F. **Single piles and pile groups under lateral loading**. New York: A. A. Balkema Publishers, 2001.

REESE, L. C.; MATLOCK, H. **Nondimensional Solutions for Laterally Loaded Piles with Soil Modulus Assumed Proportional to Depth – Proceedings**. Eighth Texas Conference on Soil Modulus and Foundation Engineering, Special Publication No. 29, Bureau of Engineering Research, The University of Texas, Austin, 1956.

ROSA, A. K. **Estudo comparativo de formulações do MEC para análise da interação estaca-solo**. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2013.

SCHNAID, F. **In situ testing in geomechanics**. 1. Ed. Oxon: Taylor & Francis, 2009, 329p.

SCHNAID, F; ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo e suas aplicações a engenharia de fundações**. Oficina de Textos: São Paulo, 2012.

SANTOS, Jaime A. **Fundações por estacas ações horizontais: elementos teóricos**. Instituto Superior Técnico. Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura. Mestrado em Engenharia Civil. Obras Geotécnicas. Lisboa, 2008.

SOUSA, C.T. **Ensaio e Análise de Resposta de Estacas em Solo Residual do Granito Sob Ações Horizontais**. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia do Porto, Portugal, 2006, 266p.

TOMLINSON, M.; WOODWARD, J.. **Pile Design and Construction Practice**. 5. ed. New York: Taylor & Francis Group, 2007.

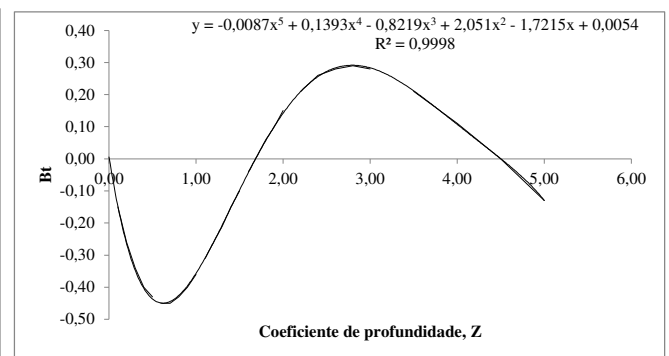
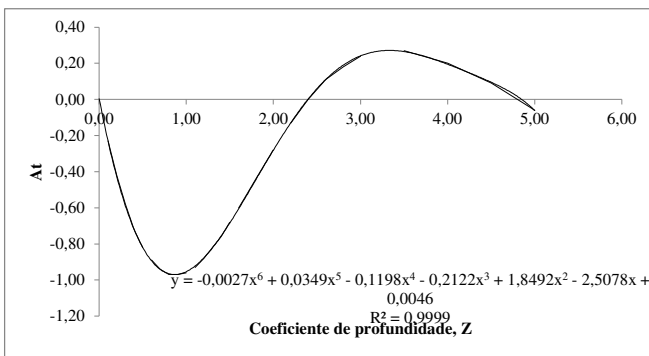
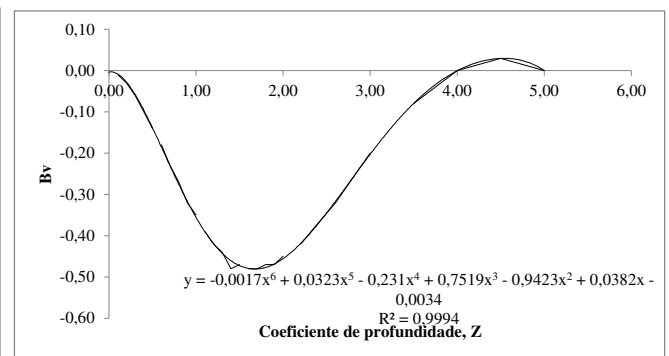
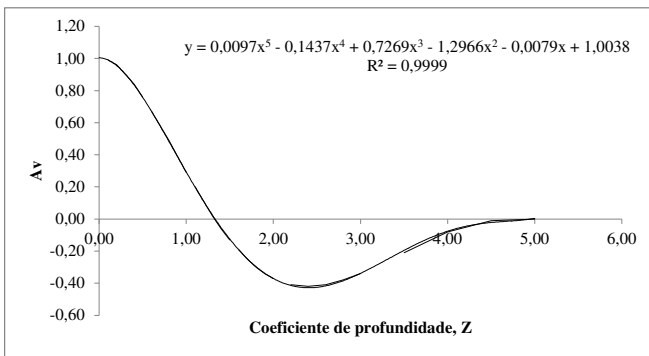
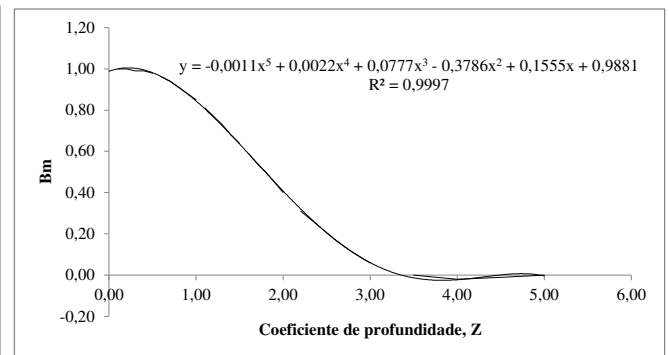
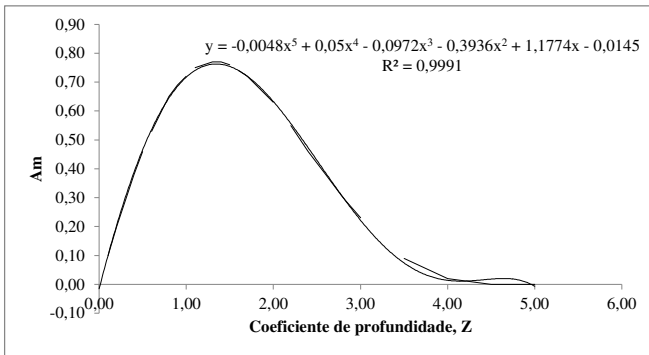
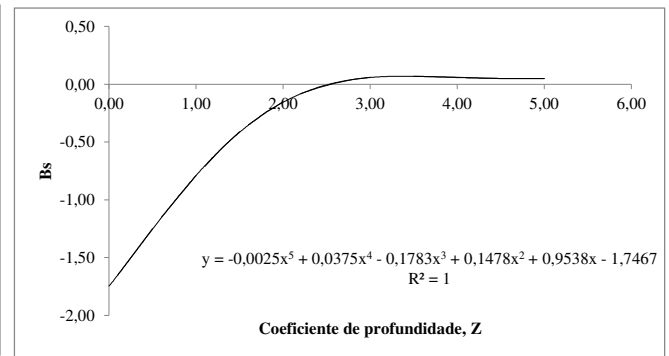
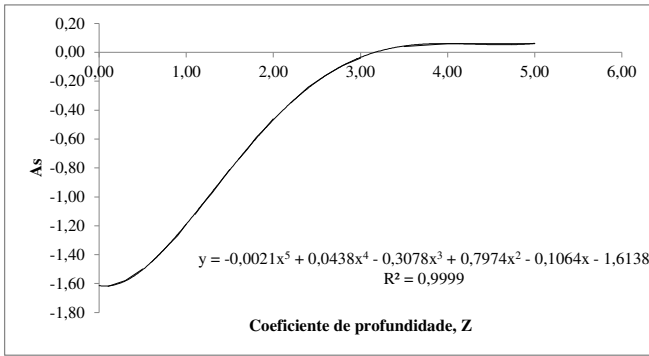
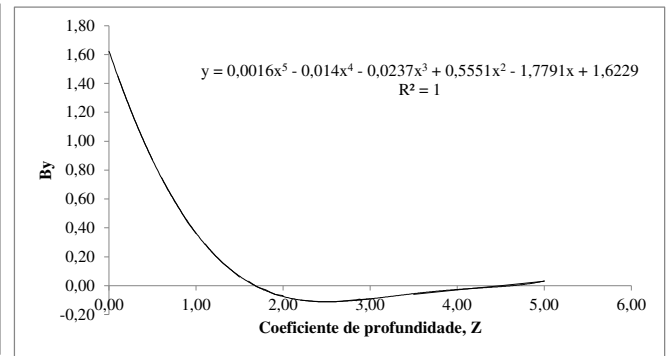
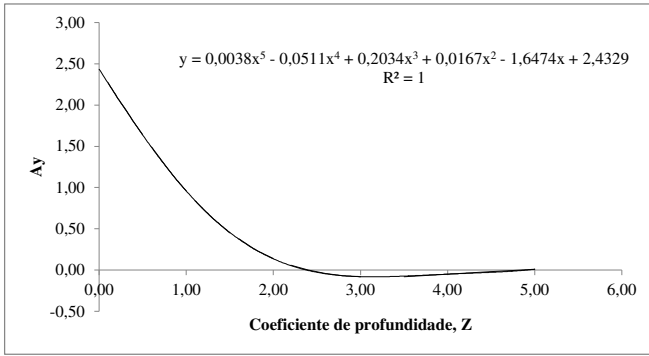
U.S. Army Corps of Engineers (USACE). **Design of Pile Foundations**. Engineer Manual, Washington, DC, 2000.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações Profundas**. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 2010, 472p.

## ANEXO A – COEFICIENTES NÃO DIMENSIONAIS DE REESE E MATLOCK

Z<sub>máx</sub> = 5

Z	Ay	As	Am	Av	At	By	Bs	Bm	Bv	Bt
0,00	2,43	-1,62	0,00	1,00	0,00	1,62	-1,75	1,00	0,00	0,00
0,10	2,27	-1,62	0,10	0,99	-0,23	1,45	-1,65	1,00	-0,01	-0,15
0,20	2,10	-1,60	0,20	0,96	-0,42	1,29	-1,55	1,00	-0,03	-0,26
0,30	1,95	-1,58	0,29	0,90	-0,58	1,14	-1,45	0,99	-0,06	-0,34
0,40	1,79	-1,54	0,38	0,84	-0,72	1,00	-1,35	0,99	-0,10	-0,40
0,50	1,64	-1,50	0,46	0,76	-0,82	0,87	-1,25	0,98	-0,14	-0,43
0,60	1,49	-1,45	0,53	0,67	-0,89	0,75	-1,15	0,96	-0,18	-0,45
0,70	1,35	-1,39	0,59	0,58	-0,94	0,64	-1,06	0,94	-0,23	-0,45
0,80	1,21	-1,33	0,65	0,49	-0,97	0,54	-0,97	0,91	-0,27	-0,43
0,90	1,08	-1,27	0,69	0,39	-0,97	0,44	-0,88	0,88	-0,32	-0,40
1,00	0,96	-1,19	0,72	0,29	-0,96	0,36	-0,79	0,85	-0,35	-0,36
1,10	0,84	-1,12	0,75	0,20	-0,93	0,29	-0,71	0,81	-0,39	-0,31
1,20	0,73	-1,04	0,76	0,11	-0,88	0,22	-0,63	0,77	-0,42	-0,26
1,30	0,63	-0,97	0,77	0,02	-0,82	0,16	-0,55	0,73	-0,44	-0,21
1,40	0,54	-0,89	0,77	-0,06	-0,76	0,11	-0,48	0,68	-0,48	-0,15
1,50	0,45	-0,81	0,76	-0,13	-0,68	0,06	-0,41	0,64	-0,47	-0,10
1,60	0,38	-0,74	0,74	-0,19	-0,60	0,03	-0,35	0,59	-0,48	-0,04
1,70	0,31	-0,67	0,72	-0,25	-0,52	-0,01	-0,30	0,54	-0,48	0,01
1,80	0,24	-0,59	0,69	-0,30	-0,44	-0,03	-0,24	0,50	-0,47	0,06
1,90	0,19	-0,53	0,66	-0,34	-0,36	-0,06	-0,20	0,45	-0,47	0,10
2,00	0,14	-0,46	0,63	-0,37	-0,28	-0,07	-0,15	0,40	-0,45	0,15
2,20	0,06	-0,35	0,55	-0,41	-0,13	-0,10	-0,08	0,31	-0,42	0,21
2,40	0,00	-0,24	0,46	-0,42	0,00	-0,11	-0,03	0,24	-0,37	0,26
2,60	-0,04	-0,16	0,38	-0,41	0,11	-0,11	0,01	0,17	-0,32	0,28
2,80	-0,07	-0,09	0,30	-0,38	0,18	-0,10	0,04	0,11	-0,26	0,29
3,00	-0,08	-0,04	0,23	-0,34	0,24	-0,09	0,06	0,06	-0,20	0,28
3,50	-0,08	0,04	0,09	-0,21	0,27	-0,06	0,07	0,00	-0,08	0,21
4,00	-0,05	0,06	0,02	-0,08	0,20	-0,03	0,06	-0,02	0,00	0,11
4,50	-0,02	0,06	0,00	-0,01	0,09	0,00	0,05	-0,01	0,03	0,00
5,00	0,01	0,06	0,00	0,00	-0,06	0,03	0,05	0,00	0,00	-0,13



## ANEXO B – GRÁFICOS E TABELAS PARA CÁLCULO DA ARMADURA

Gráfico 1 - Dimensionamento de seção circular

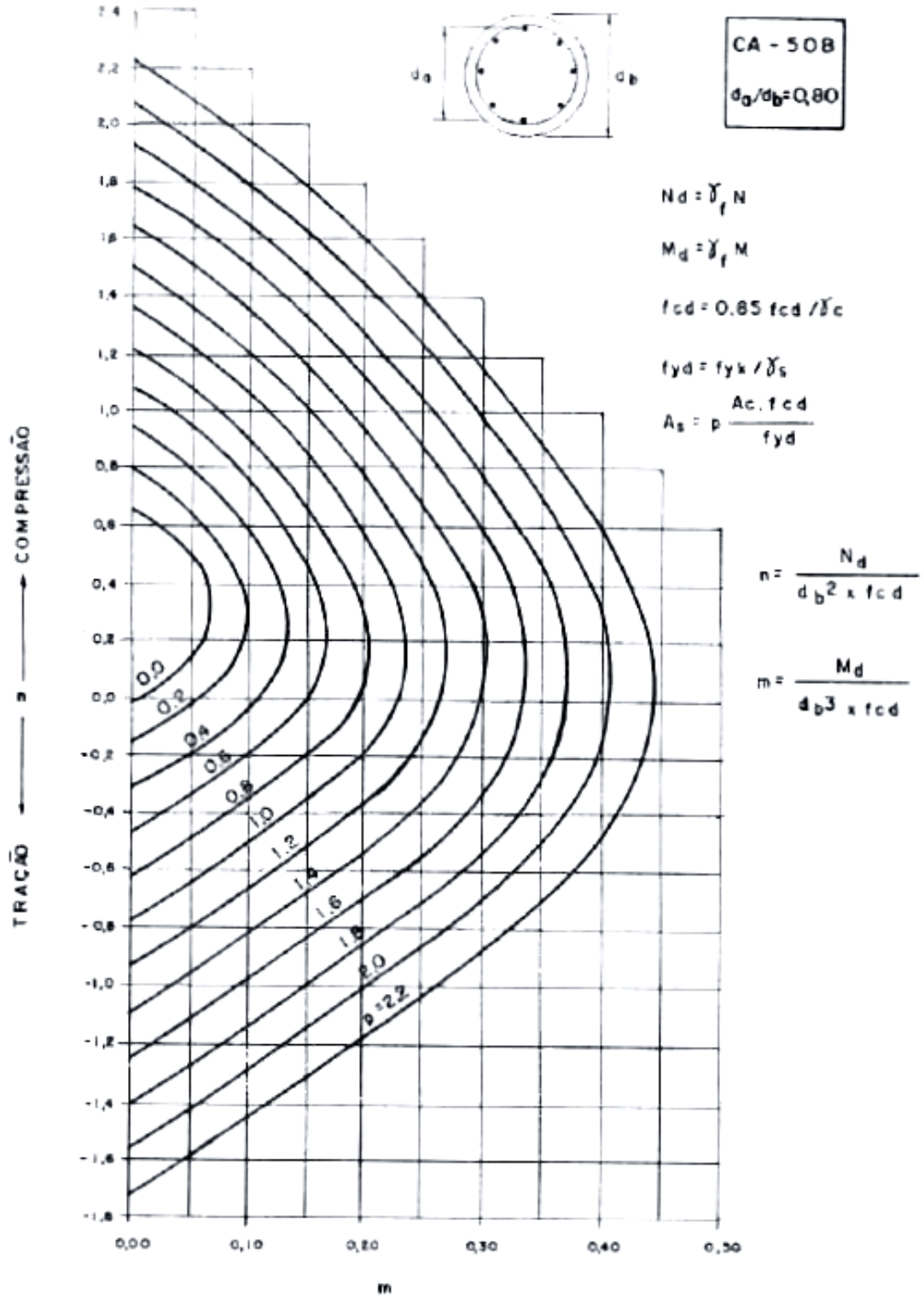


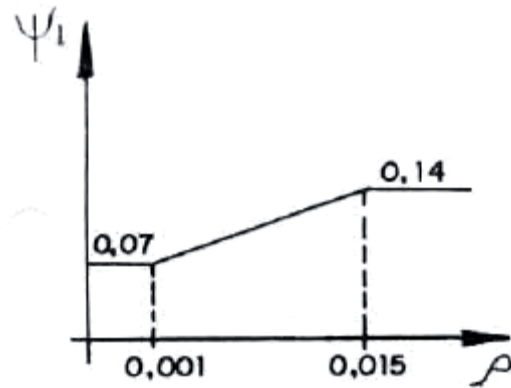
Tabela 1 - Valores de  $A_s$  em  $\text{cm}^2/\text{m}$  para estribos

$$\tau_{wd} = \frac{V_d}{b_w \cdot d} \leq \begin{cases} 0,25 f_{ctd} \\ 4,5 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\tau_d = 1,15 \tau_{wd} - \tau_c$$

$$\tau_c = \psi_1 \sqrt{f_{ck}}, \text{ em que } \psi_1 \text{ é dado ao lado}$$

$$A_{sw} = \frac{100}{f_{yd}} \times b_w \times \tau_d \text{ (com } b_w \text{ em cm)}$$



Espaçamento (cm)	Diâmetro (mm)				
	5	6,3	8	10	12,5
5	7,12	12,68	—	—	—
6	5,94	10,60	16,50	23,80	42,20
7	5,08	9,05	14,10	20,40	36,20
8	4,44	7,92	12,40	17,80	31,70
9	3,96	7,04	11,00	15,80	28,20
10	3,56	6,33	9,90	14,30	25,30
11	3,24	5,76	9,00	13,00	23,00
12	2,96	5,28	8,25	11,90	21,10
13	2,74	4,87	7,61	11,00	19,50
14	2,54	4,52	7,07	10,20	18,10
15	2,38	4,22	6,60	9,50	16,90
16	2,22	3,96	6,19	8,91	15,80
17	2,10	3,73	5,82	8,38	14,90
18	1,98	3,52	5,50	7,92	14,10
19	1,88	3,33	5,21	7,50	13,30
20	1,78	3,17	4,95	7,13	12,70
25	1,42	2,53	3,96	5,70	10,10
30	1,18	2,11	3,30	4,75	8,45
35	1,00	1,81	2,83	4,07	7,24

Tabela 2 - Área de aço e largura  $b_w$  mínima

Diâm. (mm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> ) $b_w$ (cm)	Número de barras										
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
4,2	As	0,14	0,28	0,42	0,56	0,70	0,84	0,98	1,12	1,26	1,40	
	$b_w$	Br. 1	-	8	11	14	16	19	22	25	27	30
		Br. 2	-	9	13	16	19	23	26	30	33	36
5	As	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00	
	$b_w$	Br. 1	-	9	11	14	17	20	22	25	28	31
		Br. 2	-	9	13	16	20	23	27	30	34	37
6,3	As	0,31	0,62	0,93	1,24	1,55	1,86	2,17	2,48	2,79	3,10	
	$b_w$	Br. 1	-	9	12	15	18	20	23	26	29	32
		Br. 2	-	10	13	17	20	24	28	31	35	39
8	As	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	
	$b_w$	Br. 1	-	9	12	15	18	21	25	28	31	34
		Br. 2	-	10	14	17	21	25	29	33	36	40
10	As	0,80	1,60	2,40	3,20	4,00	4,80	5,60	6,40	7,20	8,00	
	$b_w$	Br. 1	-	10	13	16	19	23	26	29	33	36
		Br. 2	-	10	14	18	22	26	30	34	38	42
12,5	As	1,25	2,50	3,75	5,00	6,25	7,50	8,75	10,00	11,25	12,50	
	$b_w$	Br. 1	-	10	14	17	21	24	28	31	35	38
		Br. 2	-	11	15	19	24	28	32	36	41	45
16	As	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00	16,00	18,00	20,00	
	$b_w$	Br. 1	-	11	15	19	22	26	30	34	38	42
		Br. 2	-	11	16	21	25	30	34	39	44	48
20	As	3,15	6,30	9,45	12,60	15,75	18,90	22,05	25,20	28,35	31,50	
	$b_w$	Br. 1	-	12	16	20	24	29	33	37	42	46
		Br. 2	-	12	17	22	27	32	37	42	47	52
22	As	3,80	7,60	11,40	15,20	19,00	22,80	26,60	30,40	34,20	38,00	
	$b_w$	Br. 1	-	12	16	21	25	30	34	39	43	48
		Br. 2	-	13	18	23	28	33	39	44	49	54
25	As	4,90	9,80	14,70	19,60	24,50	29,40	34,30	39,20	44,10	49,00	
	$b_w$	Br. 1	-	13	18	23	28	33	38	43	48	53
		Br. 2	-	13	19	24	30	35	41	46	52	57
32	As	8,05	16,10	24,15	32,20	40,25	48,30	56,35	64,40	72,45	80,50	
	$b_w$	Br. 1	-	15	21	28	34	40	47	53	60	66
		Br. 2	-	15	21	28	34	40	47	53	60	66
40	As	12,60	25,20	37,80	50,40	63,00	75,60	88,20	100,80	113,40	126,00	
	$b_w$	Br. 1	-	17	25	33	41	49	57	65	73	81
		Br. 2	-	17	25	33	41	49	57	65	73	81

largura  $b_w$  mínima:

$$b_{w,\text{mín}} = 2(c + \phi_t) + n^{\circ} \text{ barras} \cdot \phi_{\ell} + e_{h,\text{mín}} (n^{\circ} \text{ barras} - 1)$$

Br. 1 = brita 1 ( $d_{\text{máx}} = 19 \text{ mm}$ ) ; Br. 2 = brita 2 ( $d_{\text{máx}} = 25 \text{ mm}$ )

Valores adotados:  $\phi_t = 6,3 \text{ mm}$  ;  $c_{\text{nom}} = 2,0 \text{ cm}$

Para  $c_{\text{nom}} \neq 2,0 \text{ cm}$ , aumentar  $b_{w,\text{mín}}$  conforme:

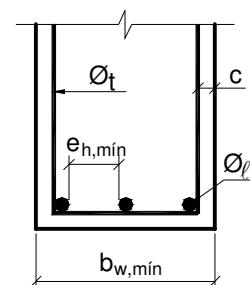
$c_{\text{nom}} = 2,5 \text{ cm} \rightarrow + 1,0 \text{ cm}$

$c_{\text{nom}} = 3,0 \text{ cm} \rightarrow + 2,0 \text{ cm}$

$c_{\text{nom}} = 3,5 \text{ cm} \rightarrow + 3,0 \text{ cm}$

$c_{\text{nom}} = 4,0 \text{ cm} \rightarrow + 4,0 \text{ cm}$

$$e_{h,\text{mín}} \geq \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \phi_{\ell} \\ 1,2d_{\text{máx,agr}} \end{cases}$$






## **ANEXO C – PERFIS DE SONDAGEM**

<b>PROSUL</b> - Projetos, Supervisão e Planejamento LTDA										<b>SONDAGEM À PERCUSSÃO</b>					Início: 19/01/2015    Término: 27/01/2015 Responsável: Lucas A. Oshiro									
<b>Local:</b> BR-262/MS - Ponte Sobre o Rio Anhanduí										NBR 6484/2001 - Sondagem SPT DNER-PRO 102/97 - Sondagem rotativa					SPT <sub>amostrador</sub> Ø <sub>int</sub> 34,9 mm Ø <sub>ext</sub> 50,8 mm Rotativ <sub>barilete</sub> Ø <sub>int</sub> 43,6 mm Ø <sub>ext</sub> 57,9 mm (W) Revestimento [m]: 4,00									
<b>Ciente:</b> DNIT										<b>Descrição do Material</b>					<b>ROD (%)</b>		<b>Coerência</b>		<b>Grau de Alteração</b>		<b>Grau de Fraturamento</b>		<b>Número de Fraturas (n)/m</b>	
<b>Sondagem nº:</b> SM-01 <b>Folha:</b> 01 / 01 <b>Inclinação:</b> 0° <b>Cota:</b> 485,451																								
<b>Coordenadas:</b> <b>Long:</b> -54.66386 <b>N.A. (m):</b> 4,10    19/01/2015 <b>Lat.:</b> -20.55709    3,72    28/01/2015										<b>Avanço</b> Profundidade (m) Diâmetro do Furo Perfil Geológico					<b>ROD (%)</b>		<b>Coerência</b>		<b>Grau de Alteração</b>		<b>Grau de Fraturamento</b>		<b>Número de Fraturas (n)/m</b>	
<b>Cota da camada / manobra (m)</b> <b>Prof. da camada (m)</b> Recuperação (%) N Golpes    NSPT 1 cm 2 cm 3 cm 2+3 cm    0 10 20 30 40 50 60 Iniciais N SPT finais																								
485,15	0,30										TC	1		AREIA FINA SILTOSA, FOFA, AVERMELHADA										
		2	15	3	15	3	15	6	30			2		ARGILA ARENOSA SILTOSA, MOLE À MÉDIA, AVERMELHADA										
		2	15	2	15	2	15	4	30		TH	3												
	3,72	2	15	3	15	3	15	6	30			4												
481,50	3,95										H	5		ARGILA ARENOSA SILTOSA, MUITO MOLE À MOLE, CINZA AMARELADA										
		1	15	1	15	1	15	2	30			6		ARGILA ARENOSA SILTOSA, MUITO MOLE À MOLE, CINZA AMARELADA										
478,75	6,70										CA	7		AREIA FINA SILTOSA, FOFA, CINZA AMARELADA										
		1	15	2	15	2	15	4	30			8		AMOSTRA NÃO RECUPERADA										
477,95	7,50											9		SAPROLITO, ALTERAÇÃO DE FRAGMENTO DE BASALTO MUITO DURO, MARRROM										
477,31	8,14	50	14								R	10		ROCHA DE COMPOSIÇÃO BASÁLTICA, FRAGMENTADA, COM PRESENÇA DE ARGILÓ MINERAIS ESVERDEADOS, TEXTURA AFANÍTICA, COLORAÇÃO MARRROM	41	C2	A2	F5						
476,26	9,19							27%				11												
								45%				12		ROCHA DE COMPOSIÇÃO BASÁLTICA, FRATURADA, COM PRESENÇA DE ARGILÓ MINERAIS ESVERDEADOS, TEXTURA AFANÍTICA, COLORAÇÃO CINZA	35	C2	A2	F4		>20				
474,76	10,69							68%				13												
								64%				14												
473,26	12,19							64%				15		ROCHA DE COMPOSIÇÃO BASÁLTICA, COM PRESENÇA DE NONTRONITA, TEXTURA AFANÍTICA, COLORAÇÃO CINZA	30	C2	A2	F3		17				
								100%																
471,71	13,74							100%																
470,16	15,29							100%																
<b>GRAU DE ALTERAÇÃO</b>										<b>COERÊNCIA</b>					<b>AVANÇO</b>					<b>GRAU DE FATURAMENTO</b>				
A0 - ROCHA Sã OU PRATICAMENTE Sã										C1 - MUITO COERENTE					TC - Trado concha					F1 - POUCO FRATURADA (1 A 5)				
A1 - ROCHA POUCO ALTERADA										C2 - COERENTE					TH - Trado helicoidal					F2 - MEDIAMENTE FRATURADA (6 A 10)				
A2 - ROCHA MEDIAMENTE ALTERADA										C3 - POUCO COERENTE					CA - Circulação d'água					F3 - MUITO FRATURADA (11 A 20)				
A3 - ROCHA MUITO ALTERADA										C4 - FRIÁVEL					L - Lavagem					F4 - EXTERMAMENTE FRATURADA (>20)				
A4 - ROCHA EXTREMAMENTE ALTERADA															R - Rotativa					F5 - FRAGMENTADA (TORRÕES COM TAMANHO VARIADO)				

PROSUL - PROJETOS, SUPERVISÃO E PLANEJAMENTO LTDA										SONDAGEM À PERCUSSÃO										Início 19/01/2015		Termo: 28/01/2015		
Local: BR-262/MS - Ponte Sobre o Rio Anhanduí										NBR 6484/2001 - Sondagem SPT DNER-PRO 102/97 - Sondagem rotativa										Responsável: Lucas A. Oshiro		SPT <sub>amostrador</sub> Ø <sub>int.</sub> 34,9 mm Ø <sub>ext.</sub> 50,8 mm		
Cliente: DNIT																				Rotativo Ø <sub>barilete</sub> Ø <sub>int.</sub> 43,6 mm Ø <sub>ext.</sub> 57,9 mm (W)		Revestimento [m]: 2,00		
Sondagem nº: SM-02										Folha: 01/01										ROD (%)	Coerência	Grau de Alteração	Grau de Fraturamento	Número de Fraturas (n)/m
Inclinação: 0°										Cota: 480,827														
Coordenadas:										Long: -54.66403		N.A. (m)		0,40		19/01/2015								
										Lat: -20.5571		0,35		29/01/2015										
Cota da camada / manobra (m)	Prof. da camada (m)	Recuperação (%)						Recuperação (%)				Avanço	Profundidade (m)	Diâmetro do Furo	Perfil Geológico	Descrição do Material	R	C	A	F				
		N Golpes			NSPT			Iniciais		N SPT											Finais			
		1 cm	2 cm	3 cm	2+3 cm			0	10	20	30	40	50	60										
480,63	0,20													TC	1	ARGILA ARENOSA SILTOSA, MUITO MOLE, MARROM AVERMELHADA.								
	0,35													2	ARGILA ARENOSA SILTOSA, MUITO MOLE À MOLE, CINZA ESCURA AMARRONZADA.									
		1	20	1	15	1	10	2	25					3	H									
		1	15	1	15	2	15	3	30					4	CA	AMOSTRA NÃO RECUPERADA								
		1	15	2	15	2	15	4	30					5		ARGILA ARENOSA SILTOSA, MUITO MOLE A MOLE, CINZA ESCURA SAPROLITO, ALTERAÇÃO DE BASALTO FRAGMENTADO, MUITO DURO, ACINZENTADA								
476,33	4,50													6		AMOSTRA NÃO RECUPERADA								
		50	3											7	R	ROCHA DE COMPOSIÇÃO BASÁLTICA, FRAGMENTADA, COM PRESENÇA DE ARGILÓ MINERAIS ESVERDEADOS, TEXTURA AFANÍTICA, COLORAÇÃO MARROM À VARIEGADA	0	C3	A3	F5				
475,13	5,70													8			21	C2	A3	F5				
474,03	6,80								35%					9			30	C3	A2	F4				
472,53	8,30													10	B	ROCHA DE COMPOSIÇÃO BASÁLTICA, FRATURADA, COM PRESENÇA DE ARGILÓ MINERAIS, TEXTURA AFANÍTICA, COLORAÇÃO CINZA	26	C3	A2	F4				
470,93	9,90													11			100	C2	A1	F1				
469,33	11,50													12			77%	C3	A2	F4				
467,93	12,90													13			71%	C3	A2	F4				
466,43	14,40													14			100%	C2	A1	F1				
														15			100%	C2	A1	F1				

GRAU DE ALTERAÇÃO				COERÊNCIA				AVANÇO				GRAU DE FATURAMENTO			
A0 - ROCHA SÁ OU PRATICAMENTE SÁ				C1 - MUITO COERENTE				TC - Trado concha				F1 - POUCO FRATURADA (1 A 5)			
A1 - ROCHA POUCO ALTERADA				C2 - COERENTE				TH - Trado helicoidal				F2 - MEDIAMENTE FRATURADA (6 A 10)			
A2 - ROCHA MEDIAMENTE ALTERADA				C3 - POUCO COERENTE				CA - Circulação d'água				F3 - MUITO FRATURADA (11 A 20)			
A3 - ROCHA MUITO ALTERADA				C4 - FRIÁVEL				L - Lavagem				F4 - EXTERMINAMENTE FRATURADA (>20)			
A4 - ROCHA EXTREMAMENTE ALTERADA								R - Rotativa				F5 - FRAGMENTADA (TORRÕES COM TAMANHO VARIADO)			

 <b>PROSUL</b> - Projetos, Supervisão e Planejamento LTDA										<b>SONDAGEM À PERCUSSÃO</b>					Início: 21/01/2015    Término: 30/01/2015 Responsável: Lucas A. Oshiro			
<b>Local:</b> BR-262/MS – Ponte Sobre o Rio Anhanduí										NBR 6484/2001 - Sondagem SPT DNER-PRO 102/97 - Sondagem rotativa					SPT <sub>amostrador</sub> Ø <sub>int</sub> 34,9 mm Ø <sub>ext</sub> 50,8 mm Rotativo Ø <sub>hamlete</sub> Ø <sub>int</sub> 43,6 mm Ø <sub>ext</sub> 57,9 mm (W) Revestimento [m]: 1,00			
<b>Ciente:</b> DNIT										<b>Avanço</b> Profundidade (m) Diâmetro do Furo Perfil Geológico					<b>ROD (%)</b> <b>Coerência</b> <b>Grau de Alteração</b> <b>Grau de Fraturamento</b> <b>Número de Fraturas (n)/m</b>			
<b>Sondagem nº:</b> SM-03 <b>Folha:</b> 01 / 01 <b>Inclinação:</b> 0° <b>Cota:</b> 479,805																		
<b>Coordenadas:</b> <b>Long:</b> -54.66421 <b>N.A. (m):</b> 0,70    21/01/2015 <b>Lat.:</b> -20.55692    0,22    31/01/2015										<b>Descrição do Material</b>					<b>ROD (%)</b> <b>Coerência</b> <b>Grau de Alteração</b> <b>Grau de Fraturamento</b> <b>Número de Fraturas (n)/m</b>			
<b>Cota da camada / manobra (m):</b> 0,22 <b>Prof. da camada (m):</b> 0,40 <b>Recuperação (%)</b> N Golpes: 1 cm, 2 cm, 3 cm, 2+3 cm    NSPT: 0, 10, 20, 30, 40, 50, 60 Recuperação (%): 20, 40, 60, 80 Iniciais N SPT finais																		
479,41    0,40 1 25 1 20    1 20 1 20 1 15 1 10    2 25 477,01    2,80 50 4    - - 475,96    3,85										TC 1 2 H CA 3 4					Obs.: Na amostra 03 não houve recuperação no amostrador padrão. Descrição obtida na Bica de CA.  Obs.: Impenetrável de acordo com o item 6.4.3.3. da NBR 6484/2001. I) 35,00cm (10') 27,00 cm (20') e 12,00 (30') II) 4,00cm (10') 2,00 cm (20') e 1,00 (30')			
474,76    5,05 33%										5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15					0    C3    A2    F5    - 0    C3    A2    F5    - 0    C3    A2    F5    - 35    C2    A1    F1    4 100    C2    A1    F1    3 100    C2    A1    F1    5			
473,26    6,55 47%										R    B					0    C3    A2    F5    - 35    C2    A1    F1    4 100    C2    A1    F1    3 100    C2    A1    F1    5			
471,71    8,10 55%										11 12					0    C3    A2    F5    - 35    C2    A1    F1    4 100    C2    A1    F1    3 100    C2    A1    F1    5			
470,16    9,65 68%										13 14 15					0    C3    A2    F5    - 35    C2    A1    F1    4 100    C2    A1    F1    3 100    C2    A1    F1    5			
468,66    11,15 100%										15					0    C3    A2    F5    - 35    C2    A1    F1    4 100    C2    A1    F1    3 100    C2    A1    F1    5			
467,11    12,70 100%																		
<b>GRAU DE ALTERAÇÃO</b> A0 - ROCHA SÁ OU PRATICAMENTE SÁ A1 - ROCHA POUCO ALTERADA A2 - ROCHA MEDIAMENTE ALTERADA A3 - ROCHA MUITO ALTERADA A4 - ROCHA EXTREMAMENTE ALTERADA										<b>COERÊNCIA</b> C1 - MUITO COERENTE C2 - COERENTE C3 - POUCO COERENTE C4 - FRIÁVEL					<b>AVANÇO</b> TC - Trado concha TH - Trado helicoidal CA - Circulação d'água L - Lavagem R - Rotativa		<b>GRAU DE FATURAMENTO</b> F1 - POUCO FRATURADA (1 A 5) F2 - MEDIAMENTE FRATURADA (6 A 10) F3 - MUITO FRATURADA (11 A 20) F4 - EXTERMAMENTE FRATURADA (>20) F5 - FRAGMENTADA (TORRÕES COM TAMANHO VARIADO)	

<b>PROSUL</b> - Projetos, Supervisão e Planejamento LTDA										<b>SONDAGEM À PERCUSSÃO</b>					Início: 21/01/2015    Término: 02/02/2015 Responsável: Lucas A. Oshiro											
<b>Local:</b> BR-262/MS – Ponte Sobre o Rio Anhanduí										NBR 6484/2001 - Sondagem SPT DNER-PRO 102/97 - Sondagem rotativa					SPT <sub>amostrador</sub> Ø <sub>int</sub> 34,9 mm Ø <sub>ext</sub> 50,8 mm Rotativ Ø <sub>barilete</sub> Ø <sub>int</sub> 43,6 mm Ø <sub>ext</sub> 57,9 mm (W) Revestimento [m]: 1,00											
<b>Cliente:</b> DNIT																										
<b>Sondagem nº:</b> SM-04 <b>Folha:</b> 01 / 01																										
<b>Inclinação:</b> 0° <b>Cota:</b> 484,940																										
<b>Coordenadas:</b> <b>Long:</b> -54.66439 <b>N.A. (m):</b> 3,80    21/01/2015 <b>Lat.:</b> -20.55694    3,34    03/02/2015																										
Cota da camada / manobra (m)	Prof. da camada (m)	Recuperação (%)						Recuperação (%)						Avanço	Profundidade (m)	Diâmetro do Furo	Perfil Geológico	Descrição do Material	ROD (%)	Coerência	Grau de Alteração	Grau de Fraturamento	Número de Fraturas (n)/m			
		N Golpes						N SPT																		
		1	2	3	cm	2+3	cm	0	10	20	30	40	50											60		
483,34	1,60	1	15	1	15	2	15	3	30	0	10	20	30	40	50	60	TC	1		MATERIAIS DEPOSITADOS PELO RIO: AREIA FINA, FOFA, AVERMELHADA						
		2	15	2	15	3	15	5	30									2								
	<u>3,34</u>	3	15	3	15	2	15	5	30									3								
		3	15	3	15	3	15	6	30								CA	4	H	ARGILA ARENOSA SILTOSA, MOLE À MÉDIA, AVERMELHADA						
480,04	4,90	3	15	4	15	5	15	9	30									5								
		3	15	4	15	5	15	9	30									6								
		3	15	6	15	8	15	14	30									7								
477,04	7,90																R	8		ALTERAÇÃO DE BASALTO, ARGILOSA ARENOSA, MÉDIA À RIJA, MARROM						
																		9		ROCHA DE COMPOSIÇÃO BASÁLTICA, COM PRESENÇA DE ÓXIDO DE FERRO, TEXTURA AFANÍTICA, COLORAÇÃO MARROM	0	C3	A3	F5		
475,84	9,10																	10		ROCHA DE COMPOSIÇÃO BASÁLTICA, COM PRESENÇA DE ARGILÓ MINERAIS ESVERDEADOS, TEXTURA AFANÍTICA, COLORAÇÃO MARROM ACINZENTADO	0	C3	A2	F3	18	
474,29	10,65																	11		ROCHA DE COMPOSIÇÃO BASÁLTICA, TEXTURA AFANÍTICA, COLORAÇÃO CINZA	55	C3	A2	F3	15	
472,74	12,20																	12								
																		13		ROCHA DE COMPOSIÇÃO BASÁLTICA, COM PRESENÇA DE NONTRONITA, TEXTURA AFANÍTICA, COLORAÇÃO CINZA	100	C2	A1	F1	4	
471,24	13,70																	14								
																		15								
469,84	15,10																									
GRAU DE ALTERAÇÃO										COERÊNCIA						AVANÇO		GRAU DE FATURAMENTO								
A0 - ROCHA Sã OU PRATICAMENTE Sã										C1 - MUITO COERENTE						TC - Trado concha		F1 - POUCO FRATURADA (1 A 5)								
A1 - ROCHA POUCO ALTERADA										C2 - COERENTE						TH - Trado helicoidal		F2 - MEDIAMENTE FRATURADA (6 A 10)								
A2 - ROCHA MEDIAMENTE ALTERADA										C3 - POUCO COERENTE						CA - Circulação d'água		F3 - MUITO FRATURADA (11 A 20)								
A3 - ROCHA MUITO ALTERADA										C4 - FRIÁVEL						L - Lavagem		F4 - EXTERAMENTE FRATURADA (>20)								
A4 - ROCHA EXTREMAMENTE ALTERADA																R - Rotativa		F5 - FRAGMENTADA (TORRÕES COM TAMANHO VARIADO)								

## APÊNDICE A - PLANILHAS DE CÁLCULO MÉTODO REESE E MATLOCK

**Pt =** 50 kN  
**Mt =** 350 kN.m  
**Eplp =** 38000 m<sup>2</sup>kN  
**T =** 1,97 m

x (m)	Z	y <sub>A</sub> (m)	y <sub>B</sub> (m)	y (m)	M <sub>A</sub> (kN.m)	M <sub>B</sub> (kN.m)	M (kN.m)	V <sub>A</sub> (kN)	V <sub>B</sub> (kN)	V (kN)	p <sub>A</sub> (kN)	p <sub>B</sub> (kN)	p (kN)
0	-	0,024	0,058	<b>0,082</b>	-1,43	345,84	<b>344,41</b>	50,19	-0,60	<b>49,59</b>	0,12	0,49	<b>0,60</b>
<b>0,50</b>	0,23	0,020	0,043	<b>0,063</b>	25,37	351,56	<b>376,93</b>	46,48	-7,65	<b>38,83</b>	-13,11	-28,16	<b>-41,28</b>
<b>1,00</b>	0,45	0,016	0,031	<b>0,047</b>	46,51	342,91	<b>389,42</b>	37,58	-25,36	<b>12,22</b>	-20,98	-39,55	<b>-60,52</b>
<b>1,50</b>	0,68	0,013	0,021	<b>0,033</b>	61,71	322,62	<b>384,32</b>	26,06	-45,91	<b>-19,85</b>	-24,32	-39,19	<b>-63,51</b>
<b>2,00</b>	0,90	0,009	0,013	<b>0,022</b>	71,06	293,37	<b>364,43</b>	13,89	-64,22	<b>-50,33</b>	-24,11	-31,55	<b>-55,66</b>
<b>2,50</b>	1,13	0,007	0,006	<b>0,013</b>	74,96	257,81	<b>332,77</b>	2,52	-77,41	<b>-74,88</b>	-21,34	-20,14	<b>-41,47</b>
<b>3,00</b>	1,35	0,004	0,002	<b>0,006</b>	74,08	218,45	<b>292,52</b>	-7,07	-84,23	<b>-91,30</b>	-16,94	-7,62	<b>-24,56</b>
<b>3,50</b>	1,58	0,003	-0,001	<b>0,002</b>	69,25	177,63	<b>246,88</b>	-14,33	-84,66	<b>-98,99</b>	-11,79	4,11	<b>-7,69</b>
<b>4,00</b>	1,80	0,001	-0,003	<b>-0,002</b>	61,46	137,49	<b>198,95</b>	-19,03	-79,46	<b>-98,49</b>	-6,62	13,80	<b>7,18</b>
<b>4,50</b>	2,03	0,000	-0,004	<b>-0,004</b>	51,76	99,89	<b>151,66</b>	-21,25	-69,82	<b>-91,07</b>	-2,00	20,76	<b>18,76</b>
<b>5,00</b>	2,25	0,000	-0,004	<b>-0,005</b>	41,22	66,40	<b>107,62</b>	-21,28	-57,12	<b>-78,39</b>	1,65	24,76	<b>26,42</b>
<b>5,50</b>	2,48	-0,001	-0,004	<b>-0,005</b>	30,84	38,20	<b>69,04</b>	-19,57	-42,62	<b>-62,19</b>	4,11	25,94	<b>30,04</b>
<b>6,00</b>	2,70	-0,001	-0,004	<b>-0,004</b>	21,54	16,09	<b>37,63</b>	-16,70	-27,37	<b>-44,07</b>	5,27	24,67	<b>29,94</b>
<b>6,50</b>	2,93	-0,001	-0,003	<b>-0,004</b>	14,06	0,38	<b>14,44</b>	-13,27	-12,02	<b>-25,29</b>	5,20	21,50	<b>26,70</b>
<b>7,00</b>	3,15	-0,001	-0,003	<b>-0,004</b>	8,92	-9,10	<b>-0,18</b>	-9,85	3,16	<b>-6,68</b>	4,01	17,05	<b>21,06</b>
<b>7,50</b>	3,38	-0,001	-0,003	<b>-0,003</b>	6,35	-13,10	<b>-6,75</b>	-6,94	12,30	<b>5,36</b>	1,89	11,87	<b>13,76</b>
<b>8,00</b>	3,60	-0,001	-0,003	<b>-0,003</b>	6,23	-12,95	<b>-6,71</b>	-4,92	24,20	<b>19,28</b>	1,04	6,42	<b>5,38</b>
<b>8,50</b>	3,83	-0,001	-0,003	<b>-0,003</b>	8,04	-10,64	<b>-2,60</b>	-3,92	28,50	<b>24,58</b>	-4,75	0,88	<b>-3,87</b>
<b>9,00</b>	4,05	0,000	-0,003	<b>-0,004</b>	10,79	-8,88	<b>1,91</b>	-3,85	32,10	<b>28,25</b>	-6,00	-4,89	<b>-10,89</b>
<b>9,50</b>	4,28	-0,002	0,005	<b>-0,004</b>	12,97	-11,11	<b>1,85</b>	-4,26	32,10	<b>27,84</b>	-7,00	-3,80	<b>-10,80</b>
<b>10,00</b>	4,50	0,000	0,000	<b>0,000</b>	0,00	0,00	<b>0,00</b>	-6,00	30,00	<b>24,00</b>	-4,00	-3,20	<b>-7,20</b>
<b>11,00</b>	4,95	0,000	0,000	<b>0,000</b>	0,00	0,00	<b>0,00</b>	-3,00	16,00	<b>13,00</b>	0,00	0,00	<b>0,00</b>
<b>12,00</b>	5,41	0,000	0,000	<b>0,000</b>	0,00	0,00	<b>0,00</b>	0,00	0,00	<b>0,00</b>	0,00	0,00	<b>0,00</b>

**Pt =** 100 kN  
**Mt =** 760 kN.m  
**Eplp =** 38000 m<sup>2</sup>kN  
**T =** 2,22 m

x (m)	Z	y <sub>A</sub> (m)	y <sub>B</sub> (m)	y (m)	M <sub>A</sub> (kN.m)	M <sub>B</sub> (kN.m)	M (kN.m)	V <sub>A</sub> (kN)	V <sub>B</sub> (kN)	V (kN)	p <sub>A</sub> (kN)	p <sub>B</sub> (kN)	p (kN)
0	-	0,070	0,160	<b>0,230</b>	-3,22	750,96	<b>747,74</b>	100,38	-1,16	<b>99,22</b>	0,21	0,83	<b>1,04</b>
<b>0,50</b>	0,23	0,059	0,123	<b>0,183</b>	51,00	763,66	<b>814,66</b>	94,42	-11,84	<b>82,58</b>	-21,13	-44,31	<b>-65,44</b>
<b>1,00</b>	0,45	0,049	0,092	<b>0,141</b>	95,26	751,26	<b>846,51</b>	79,79	-40,26	<b>39,53</b>	-34,84	-65,30	<b>-100,14</b>
<b>1,50</b>	0,68	0,040	0,065	<b>0,105</b>	129,01	717,89	<b>846,90</b>	60,22	-75,18	<b>-14,96</b>	-41,95	-68,95	<b>-110,91</b>
<b>2,00</b>	0,90	0,031	0,044	<b>0,075</b>	152,24	667,68	<b>819,92</b>	38,69	-108,83	<b>-70,14</b>	-43,63	-60,95	<b>-104,58</b>
<b>2,50</b>	1,13	0,023	0,027	<b>0,050</b>	165,43	604,65	<b>770,08</b>	17,52	-136,27	<b>-118,75</b>	-41,10	-45,91	<b>-87,01</b>
<b>3,00</b>	1,35	0,017	0,013	<b>0,030</b>	169,40	532,74	<b>702,14</b>	-1,63	-154,80	<b>-156,43</b>	-35,57	-27,52	<b>-63,09</b>
<b>3,50</b>	1,58	0,011	0,003	<b>0,015</b>	165,32	455,68	<b>621,00</b>	-17,63	-163,47	<b>-181,10</b>	-28,20	-8,58	<b>-36,78</b>
<b>4,00</b>	1,80	0,007	-0,004	<b>0,003</b>	154,60	376,93	<b>531,53</b>	-29,82	-162,59	<b>-192,40</b>	-20,00	8,85	<b>-11,16</b>
<b>4,50</b>	2,03	0,004	-0,008	<b>-0,004</b>	138,79	299,70	<b>438,49</b>	-37,97	-153,30	<b>-191,27</b>	-11,87	23,40	<b>11,53</b>
<b>5,00</b>	2,25	0,001	-0,011	<b>-0,009</b>	119,57	226,78	<b>346,35</b>	-42,19	-137,26	<b>-179,45</b>	-4,51	34,27	<b>29,76</b>
<b>5,50</b>	2,48	-0,001	-0,011	<b>-0,012</b>	98,61	160,59	<b>259,20</b>	-42,89	-116,30	<b>-159,20</b>	1,56	41,17	<b>42,73</b>
<b>6,00</b>	2,70	-0,002	-0,011	<b>-0,013</b>	77,54	103,03	<b>180,58</b>	-40,67	-92,19	<b>-132,87</b>	6,01	44,16	<b>50,18</b>
<b>6,50</b>	2,93	-0,002	-0,011	<b>-0,013</b>	57,85	55,51	<b>113,36</b>	-36,29	-66,45	<b>-102,74</b>	8,68	43,65	<b>52,33</b>
<b>7,00</b>	3,15	-0,002	-0,009	<b>-0,012</b>	40,83	18,79	<b>59,62</b>	-30,57	-40,19	<b>-70,75</b>	9,56	40,22	<b>49,78</b>
<b>7,50</b>	3,38	-0,002	-0,008	<b>-0,011</b>	27,49	-6,97	<b>20,52</b>	-24,35	-14,04	<b>-38,39</b>	8,77	34,58	<b>43,35</b>
<b>8,00</b>	3,60	-0,002	-0,008	<b>-0,010</b>	18,50	-22,36	<b>-3,86</b>	-18,43	3,56	<b>-14,87</b>	6,50	27,46	<b>33,96</b>
<b>8,50</b>	3,83	-0,002	-0,007	<b>-0,009</b>	14,09	-28,71	<b>-14,63</b>	-13,46	11,38	<b>-2,09</b>	2,96	19,52	<b>22,48</b>
<b>9,00</b>	4,05	-0,002	-0,007	<b>-0,009</b>	13,99	-28,20	<b>-14,22</b>	-9,91	19,46	<b>9,55</b>	-1,69	11,23	<b>9,54</b>
<b>9,50</b>	4,28	-0,002	0,005	<b>0,003</b>	17,36	-23,88	<b>-6,52</b>	-8,00	28,14	<b>20,14</b>	-2,97	2,83	<b>-0,14</b>
<b>10,00</b>	4,50	0,000	0,000	<b>0,000</b>	0,00	0,00	<b>0,00</b>	-7,59	27,00	<b>19,41</b>	-5,76	-1,74	<b>-7,50</b>
<b>11,00</b>	4,95	0,000	0,000	<b>0,000</b>	0,00	0,00	<b>0,00</b>	0,00	0,00	<b>0,00</b>	0,00	0,00	<b>0,00</b>
<b>12,00</b>	5,41	0,000	0,000	<b>0,000</b>	0,00	0,00	<b>0,00</b>	0,00	0,00	<b>0,00</b>	0,00	0,00	<b>0,00</b>