

**INSTITUTO  
FEDERAL**  
Santa Catarina

**CÂMPUS FLORIANÓPOLIS  
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DA CONSTRUÇÃO CIVIL  
CURSO SUPERIOR EM ENGENHARIA CIVIL**

**GUSTAVO DE SOUZA DA ROSA E JÚLIA ROSA SCHLEMPER**

**ESTACAS PRÉ-MOLDADAS EM SOLOS MOLES DE  
FLORIANÓPOLIS:  
Interação Solo-Estrutura e os Efeitos sobre seu Dimensionamento**

**FLORIANÓPOLIS, 2021.**

**INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SANTA  
CATARINA**

**CÂMPUS FLORIANÓPOLIS  
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DA CONSTRUÇÃO CIVIL  
CURSO SUPERIOR EM ENGENHARIA CIVIL**

**GUSTAVO DE SOUZA DA ROSA E JÚLIA ROSA SCHLEMPER**

**ESTACAS PRÉ-MOLDADAS EM SOLOS MOLES DE  
FLORIANÓPOLIS:**

**Interação Solo-Estrutura e os Efeitos sobre seu Dimensionamento**

Trabalho de Conclusão de  
Curso submetido ao Instituto Federal  
de Educação, Ciência e Tecnologia de  
Santa Catarina como parte dos  
requisitos para a obtenção do título de  
Engenheiros Civis.

Orientador: Prof. Dr. Fábio  
Krueger da Silva

**FLORIANÓPOLIS, 2021.**

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor.

Rosa, Rosa, Gustavo; Julia  
ESTACAS PRÉ-MOLDADAS EM SOLOS MOLES DE FLORIANÓPOLIS:  
: interação Solo-Estrutura e os Efeitos sobre seu Dimensionamento  
/ Gustavo, Rosa e Julia, Rosa; orientação  
de Fábio Krueger da Silva. - Florianópolis, SC, 2021.  
85 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) - Instituto Federal  
de Santa Catarina, Câmpus Florianópolis. Bacharelado  
em Engenharia Civil. Departamento Acadêmico  
de Construção Civil.  
Inclui Referências.

1. Fundações. 2. Solos Moles. 3. Estacas. I. Krueger  
da Silva, Fábio. II. Instituto Federal de Santa Catarina.  
III. ESTACAS PRÉ-MOLDADAS EM SOLOS MOLES DE FLORIANÓPOLIS:  
Interação Solo-Estrutura e os Efeitos sobre seu Dimensionamento.

# ESTACAS PRÉ-MOLDADAS EM SOLOS MOLES DE FLORIANÓPOLIS:

## Interação Solo-Estrutura e os Efeitos sobre seu Dimensionamento

GUSTAVO DE SOUZA DA ROSA E JÚLIA ROSA SCHLEMPER

Este trabalho foi julgado adequado para a obtenção do título de Engenheiro (a) em 16 de setembro de 2021 e aprovado em sua forma final pela banca examinadora do curso de Engenharia Civil do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Santa Catarina.

Florianópolis, 06 de outubro de 2021.

Banca Examinadora:

  
Fábio Krueger da Silva  
PROFESSOR  
SIAPE 1695463  
IFSC - Campus Florianópolis

---

Fábio Krueger da Silva, Prof. Dr. Eng.

Documento assinado digitalmente



Fernanda Simoni Schuch

Data: 05/10/2021 21:05:37-0300

Verifique em <https://verificador.iti.br>

---

Fernanda Simoni Schuch, Profa. Dra. Enga.

MARCIA MARIA MACHADO  
STEIL:01668155940

Assinado de forma digital por MARCIA  
MARIA MACHADO STEIL:01668155940  
Dados: 2021.10.06 14:56:13 -03'00'

---

Márcia Maria Machado Steil, Profa. Me. Eng.

## RESUMO

Com o intuito de aprofundar os estudos de fundações profundas instaladas em solos moles e a importância de verificar os efeitos que ocorrem nessa interação, é proposta uma análise geotécnica do sistema solo-fundação nestas condições. A pesquisa foi feita num consagrado depósito da cidade de Florianópolis formado por argilas moles da região da Costeira do Pirajubaé. Quando o sistema não é bem concebido podem acontecer patologias e problemas estruturais nas construções que utilizam esta interação. Para condução do trabalho teve-se acesso a um ensaio de SPT realizado na região que possibilitou a realização do perfil stratigráfico dos solos. Assim, foi adotada como fundação profunda, buscando avaliar os esforços envolvidos na interação solo-estrutura, a estaca pré-moldada de seção quadrada. A fim de se obter dados para avaliação dos efeitos particulares que o solo mole causa nas fundações profundas foram arbitradas três cargas hipotéticas. Os valores das três cargas verticais aplicadas à estaca estudada são: 300kN, 500kN e 900kN. As três seções de estaca pré-moldada definidas para os cálculos são: 18x18cm, 23x23cm e 30x30cm, respectivamente, gerando três situações hipotéticas para comparação nos cálculos. No início dos cálculos foi utilizado o método de Aoki Velloso para o cálculo da capacidade de carga do sistema e determinação do comprimento de cada estaca. Posteriormente, foram estimados pelos métodos consagrados os principais efeitos que ocorrem em estacas quando instaladas em solos moles, dentre eles: efeito Set Up, falsa nega, atrito negativo, recalque, e por fim, o efeito Tschebotarioff. Ao final dos cálculos e análises, obtiveram-se como resultados recalques expressivos, grandes deslocamentos horizontais decorrentes do efeito Tschebotarioff e verificada a contribuição de carga adicional oriunda do atrito negativo. Além disso, foram discutidas na pesquisa, as outras situações geotécnicas já citadas, que podem ocorrer nestes tipos de solos moles, como o efeito setup e a falsa nega. Com a conclusão do trabalho, ficou comprovada a importância da verificação dos efeitos que o ocorrem na interação solo-estrutura na etapa de dimensionamento.

Palavras chaves: Solo Mole, Estaca pré-moldada, Fundações, Efeitos do solo.

## **ABSTRACT**

In order to deepen the studies of deep foundations installed in soft soils and the importance of verifying the effects that occur in this interaction, for reasons of causing pathologies and structural problems in the constructions that use this interaction, a renowned deposit in the city of Florianópolis was chosen which contains soft clays from the Costeira do Pirajubaé. To conduct the work, we had access to a SPT test carried out at Costeira do Pirajubaé in 2018 to carry out the soil profile, with emphasis on the thick layer of soft soil. Thus, it was chosen as a deep foundation, to evaluate the efforts involved in the soil-structure interaction, the square section precast pile. In order to obtain data comparing the effects that soft soil causes on deep foundations, three vertical loads were determined to be applied to a pile, which are of value: 300kN, 500kN and 900kN, applied to the three sections of precast pile: 18x18cm, 23x23cm and 30x30cm respectively, generating three situations for comparison in calculations. At the beginning of the calculations, Aoki Velloso's method was used to calculate the load capacity of the structure and determine the size of each pile. Subsequently, the main effects that occur in piles for being installed in soft soils were determined, among them: set-up effect, false negation, negative friction that will be calculated by the traditional method of negative friction, settlement that will be calculated by the method of Cintra and Aoki, and finally, the Tschebotarioff effect calculated by the Tschebotarioff method. At the end of the calculations, the expected results of large settlements in the foundations, the complications that can cause the set-up effect and the false negation, the large horizontal displacement that occurs in the Tschebotarioff Effect and finally the harmful addition of load that can be obtained were obtained. the negative friction causes deep foundations installed in soft soils. Proving the importance of verifying the effects that occur in the soil-structure interaction in the design step.

Keywords: Soft Soil, Precast Pile, Foundations, Soil Effects.

## Sumário

<b>RESUMO</b>	5
<b>ABSTRACT</b>	6
<b>1 INTRODUÇÃO</b>	9
<b>1.1 JUSTIFICATIVA</b>	10
<b>1.2 OBJETIVO GERAL</b>	11
<b>1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS</b>	11
<b>1.4 ESTRUTURA DO TCC</b>	11
<b>2. ORIGEM, FORMAÇÃO PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DOS SOLOS MOLES</b>	14
<b>2.1 SOLOS MOLES</b>	14
2.1.1 ORIGEM E FORMAÇÃO	14
2.1.2 PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS	14
2.1.3 ENSAIOS DE LABORATÓRIO	18
<b>2.2 CASOS HISTÓRICOS DE OBRAS NAS ARGILAS LITORANEAS DE FLORIANOPOLIS</b>	19
2.2.1 CONSTRUÇÃO DO ATERRO HIDRAULICO DA BAÍA SUL	19
2.2.2 ESTÁDIO DE REMO	20
2.2.3 ESCOLA EEB JÚLIO DA COSTA NEVES	22
<b>3. FUNDAÇÕES PROFUNDAS</b>	24
<b>3.1 PRÉ MOLDADAS</b>	28
<b>3.2 CAPACIDADE DE CARGA DE UMA ESTACA</b>	33
<b>4. EFEITOS DO SOLO MOLE SOBRE A EDIFICAÇÃO</b>	35
<b>4.1 RECALQUE POR ADENSAMENTO</b>	35
<b>4.2 ATRITO NEGATIVO</b>	36
<b>4.3 EFEITO TSCHEBOTARIOFF</b>	38
<b>4.4 SET-UP</b>	39
<b>4.5 FALSA NEGA</b>	41
<b>5. CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL DA PESQUISA</b>	43
<b>6. MÉTODO DA PESQUISA</b>	45
<b>6.1 PROCEDIMENTO DO MÉTODO</b>	45
6.1.1 CAPACIDADE DE CARGA	48
6.1.2 RECALQUE	50
6.1.3 EFEITO TSCHEBOTARIOFF	54
6.1.3.1 SOFTWARE FTOOL	56
6.1.4 ATRITO NEGATIVO	56

<b>7. RESULTADOS E DISCUSSÕES</b>	58
<b>7.1 CAPACIDADE DE CARGA</b>	58
<b>7.2 RECALQUE</b>	63
<b>7.3 TSCHEBOTARIOFF</b>	65
<b>7.4 ATRITO NEGATIVO</b>	68
<b>7.5 ANÁLISE GLOBAL</b>	69
<b>8 CONCLUSÃO</b>	73
<b>ANEXOS</b>	81
<b>ANEXO A - Parâmetros Geotécnicos de Argilas Moles Brasileiras</b>	81
<b>ANEXO B – Perfil de Sondagem SP-02</b>	82
<b>ANEXO C - Perfil de Sondagem SP-03</b>	84

# 1 INTRODUÇÃO

As fundações são parte essencial de uma edificação, pois são elas que irão receber as cargas da superestrutura e descarregar no solo onde se encontram. Portanto, para um bom desempenho de sua função, é necessário o conhecimento do tipo de solo e o seu comportamento geotécnico para, posteriormente, escolher o tipo de fundação a ser utilizada no solo.

Em um perfil de solo classificado como solo mole de grande espessura, geralmente são utilizadas fundações profundas como elemento estrutural de fundação. Devido ao solo mole ter baixa capacidade de suporte e alto adensamento, propriedades que as fundações profundas conseguem equilibrar pelo seu comprimento e capacidade de carga.

Assim com a execução da fundação profunda no solo mole, há uma interação solo-estrutura onde ocorrem efeitos, ligados às propriedades e características do solo e à forma como a fundação é executada, essas interações refletem na superestrutura, originando patologias que podem ser preocupantes, por serem ocasionadas por pequenas deformações que levam a defeitos visuais até grandes deformações que podem provocar a ruptura do sistema solo-estrutura, levando ao colapso total da obra. Assim, se enfatiza a importância de um estudo prévio de como ocorrem esses efeitos para prevenir ou minimizar seus impactos na estrutura de fundação.

Por esse motivo, o presente trabalho tem como enfoque o estudo do solo classificado como solo orgânico mole e um elemento estrutural de fundação profunda do tipo estaca pré-moldada de seção quadrada. A pesquisa foi produzida através de três situações hipotéticas de dimensionamento de uma estaca cravada num perfil espesso de solo mole.

Com o intuito de delimitar a área de estudo foram obtidos resultados de ensaio de SPT efetuados na região da Costeira do Pirajubaé em Florianópolis/SC, que permitiu que fosse produzido o perfil geotécnico do local.

A fim de se obter dados para avaliação dos efeitos particulares que o solo mole causa nas fundações profundas foram arbitradas três cargas hipotéticas. Os valores das três cargas verticais aplicadas às estacas estudadas são: 300 kN, 500 kN e 900 kN. As três seções de estaca pré-moldada definidas para os cálculos são: 18x18cm, 23x23cm e 30x30cm, respectivamente, gerando três situações hipotéticas para comparação nos cálculos. No início dos cálculos foi utilizado o método de Aoki Velloso para o cálculo da capacidade de carga do sistema e determinação do comprimento de cada estaca.

Posteriormente, foram estimados pelos métodos consagrados os principais efeitos que ocorrem em estacas quando instaladas em solos moles, dentre eles: efeito Set Up, falsa nega, atrito negativo, recalque, e por fim, o efeito Tschebotarioff. Ao final dos cálculos e análises, obtiveram-se como resultados recalques expressivos, grandes deslocamentos horizontais decorrentes do efeito Tschebotarioff e verificado a contribuição de carga adicional oriunda do atrito negativo.

Além disso, foram discutidas na pesquisa outras situações geotécnicas que podem ocorrer nestes tipos de solos moles, como o efeito setup e a falsa nega. Com a conclusão do trabalho ficou comprovado a importância da verificação dos efeitos que ocorrem na interação solo-estrutura na etapa de dimensionamento.

## 1.1 JUSTIFICATIVA

Em locais onde se encontra, no perfil geotécnico, uma camada de solo mole com grande espessura, é comumente utilizadas fundações profundas para o suporte da edificação. De acordo com Nakamura (2021), que diferentemente das fundações rasas que é possível ter acesso visual do terreno e um controle tecnológico da construção do elemento estrutural, as fundações profundas atuam em diferentes materiais e profundidades onde o desconhecido e imprevisível podem trazer obstáculos à engenharia. Regiões com solo mole tem condições características de baixa capacidade de carga e alta compressibilidade representando um desafio tanto no projeto como na execução das fundações (NAKAMURA, 2021). Portanto, a estaca pré-moldada é uma das opções a serem utilizadas nesta situação sendo normalmente instalada por cravação. Suas dimensões, comprimentos e quantidades são calculados com emprego de formulações matemáticas, que levam em consideração os esforços envolvidos e as propriedades do material geológico-geotécnico onde ela será instalada.

Essa situação, uma fundação profunda cravada em solo mole, pode gerar efeitos tanto durante a sua instalação como depois de certo tempo. Durante a cravação pode ocorrer o efeito da falsa nega, dando a falsa finalização da cravação da estaca e não permitindo que a estaca chegue à profundidade adequada para o desenvolvimento pleno de sua capacidade de carga. Outro efeito durante a cravação é o efeito Set Up, que dá a sensação de ganho de resistência pelo solo amolgado ao redor da cravação, mas podendo perder essa resistência pela relaxação do solo durante um certo tempo, prejudicando na função de sustentação da fundação. Após a cravação pode ocorrer o fenômeno de atrito lateral, que quando negativo ocorre após a cravação da estaca. O solo circundante faz uma força que a puxa para baixo, provocando um acréscimo de carga que normalmente não é calculado e, em determinadas situações, pode levar o sistema ao colapso. O efeito Tschebotarioff, com a estaca cravada no solo mole, causa uma força horizontal que dependendo da intensidade pode fazer a estaca ter uma flambagem expressiva. E o efeito que pode ser decorrente dos outros já citados, é o recalque, que causa patologias visuais na superestrutura da edificação (HACHICH *et al.*, 1998).

A importância desta pesquisa é de contribuir para avanços nas análises dos esforços envolvidos nestas situações explicitadas. Sabe-se que acontecem diversos problemas em obras que utilizam estes elementos estruturais e, não consideram as particularidades envolvidas neste sistema solo-fundação. Assim, como justificativa da pesquisa têm se o intuito de desenvolver um projeto geotécnico conceitual de fundações profundas em solos moles. Desta forma, espera-se contribuir para o meio geotécnico e chamar atenção para importância dos cálculos prévios dos efeitos citados anteriormente para que sejam evitadas futuras patologias.

## **1.2 OBJETIVO GERAL**

Realizar o dimensionamento de três estacas hipotéticas em solos moles considerando os efeitos particulares que incidem na interação solo-estrutura buscando comprovar a sua importância no dimensionamento prévio.

## **1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

Através de estudos e observações, este trabalho tem como objetivos específicos:

- A partir de um ensaio SPT elaborar o perfil geotécnico da região;
- Apresentar os principais efeitos que ocorrem em solos moles e impactam na interação solo-estrutura;
- Definir dimensões dos três elementos estruturais adotados, suas profundidades de assentamento e as cargas envolvidas na situação hipotética;
- Realizar o dimensionamento das estacas hipotéticas a partir do método Aoki Velloso;
- Quantificar os efeitos provocados por solos moles nos elementos de fundação através de métodos consagrados na literatura;

## **1.4 ESTRUTURA DO TCC**

### **Capítulo 2 – Origem, formação e propriedades geotécnicas dos solos moles**

- Apresenta a origem e formação dos solos moles, buscando explicar suas propriedades.
- Descreve as propriedades geotécnicas dos solos moles, buscando relacionar estas com o comportamento do mesmo.
- Apresenta casos históricos de obras executadas em solos moles, de modo a elencar os problemas ocasionados por efeitos do solo sobre a fundação.

### **Capítulo 3 – Fundações Profundas**

- Apresenta o conceito de fundação profunda, elencando seus tipos e características
- Busca relacionar a escolha do tipo de fundação para a pesquisa com as características competentes à mesma.

- Demonstra, de forma breve, um dos métodos de cálculo de capacidade de carga de uma estaca cravada.

#### **Capítulo 4 – Efeitos Do Solo Mole Sobre Fundação**

- Busca apresentar os possíveis efeitos do solo mole sobre as fundações.
- Explica a ocorrência de determinadas patologias, em função dos efeitos entre o solo e a fundação.

#### **Capítulo 5 – Caracterização Do Local Da Pesquisa**

- Apresenta o local estudado, destacando sua localização e entorno, e descrevendo as características do solo no local.
- Traz informações sobre a topografia do local, o perfil do terreno estudado e as cargas adotadas para o estudo.

#### **Capítulo 6 – Método Da Pesquisa**

- Traz o fluxograma adotado para a pesquisa, buscando mostrar a sequência lógica dos procedimentos, da revisão de literatura aos métodos de cálculo.
- Evidencia o procedimento de cálculo utilizado para calcular a capacidade de carga de uma estaca pré-moldada de características pré-definidas, cravada no perfil de solo estudado.
- Apresenta os métodos adotados para calcular os efeitos do solo mole sobre as fundações.

#### **Capítulo 7 – Resultados e Discussões**

- Apresenta os resultados dos cálculos desenvolvidos para os efeitos do solo mole nos elementos de fundação.
- Analisa, particularmente, os resultados calculados para cada efeito.
- Avalia, em cada estaca, os efeitos aplicados de forma conjunta.

## Capítulo 8 – Conclusões

- Apresenta as conclusões do trabalho, de forma particular para cada efeito trabalhado no trabalho desenvolvido.
- Busca concluir de forma geral as análises e resultados abordados no trabalho desenvolvido.
- Enfatiza, de forma conclusiva, a importância da consideração dos efeitos ocasionados pelos solos moles nas fundações, durante a etapa de projeto.

## **2. ORIGEM, FORMAÇÃO PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DOS SOLOS MOLES**

### **2.1 SOLOS MOLES**

#### **2.1.1 ORIGEM E FORMAÇÃO**

Quando é realizado um estudo sobre solos em geral, busca-se classificá-los para facilitar a compreensão de suas características. Dessa forma, através de particularidades de um solo, como sua formação geológica, localização, capacidade de suporte, consistência do solo, índice de plasticidade, grau de sensibilidade, entre outros é possível classificá-lo.

Um dos tipos de solos existentes na estrutura geológica é classificado como solo mole. De acordo com Moreira e Mazzuco (2015), um solo mole é caracterizado como sendo um solo sedimentar cuja resistência à penetração é baixa, sendo normalmente composto por areias fofas ou argilas moles, que segundo Caputo (1988), têm sua formação dada pela ação de agentes transportadores, podendo ser estes aluvionares (transporte via água), eólicos (transporte via vento), coluvionares (transporte via gravidade) ou ainda glaciares (transporte via geleiras).

Vale ressaltar que, devido ao transporte de parte da formação destes solos sedimentares ocorrerem por meio de águas marinhas, é comum que sua composição seja permeada com matéria orgânica, húmus e resquícios de vida marinha. (MOREIRA, MAZZUCO, 2015)

Em Santa Catarina, os solos moles da região litorânea, compostos em grande parte por argilas, segundo Oliveira (2006), tem sua formação geológica diretamente ligada à deposição sedimentar, ocorrida no período Quaternário. Este solo catarinense faz parte do ambiente geológico denominado de Planície Costeira.

#### **2.1.2 PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS**

Devido às particularidades de sua origem sedimentar, os solos moles apresentam uma capacidade de suporte baixa, sendo necessário, quando se pretende realizar uma obra, um estudo dos mesmos, através de sondagem, SPT, CPTu, Vane Test, dentre outros. De forma geral, a capacidade de carga de um solo pode ser compreendida, segundo Marangon (2018), como sendo a tensão máxima que causa a ruptura da camada de solo onde a fundação está assentada. De forma a compreender a capacidade de carga de um solo, bem como sua resistência, pode-se utilizar como base o número de golpes que uma camada de argila mole normalmente suporta. Realizadas algumas observações, de acordo com a norma NBR 6484:2020, tem-se a tabela 1 abaixo:

**Tabela 1: Classificação do tipo de solo por Índice de Resistência à Penetração**

<b>Tipo de Solo</b>	<b>Índice de Resistência à Penetração (N)</b>	<b>Classificação</b>
<b>Argilas e Silte Argilosos</b>	$\leq 2$	Muito Mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média (o)
	11 a 19	Rija (o)
	20 a 30	Muito Rija (o)
	$> 30$	Dura (o)

Fonte: NBR 6484:2020 (ABNT)

Uma das propriedades geotécnicas dos solos, é seu ângulo de atrito interno. Em geral, segundo Pinto (2006), o ângulo de atrito interno de um solo representa as características de fricção entre as partículas do solo, sendo assim, depende do grau de compactação do solo, bem como o tamanho e a forma dos grãos deste solo. Ainda segundo Pinto (2006), o ângulo de atrito interno do solo pode ser compreendido como o ângulo máximo entre a força transmitida ao solo e a força normal à superfície de contato, sem que haja cisalhamento do mesmo. O ângulo de atrito interno, denominado  $\Phi$  (phi), ocorre de maneira diferente nas argilas, sendo que estas, quando puras, apresentam ângulo de atrito nulo. A tabela 2, apresenta os valores de ângulo de atrito, comparando solos argilosos do litoral brasileiro:

**Tabela 2: Comparação de valores de ângulo de atrito entre solos argilosos brasileiros**

<b>Região</b>	<b>Ângulo de Atrito (<math>\Phi</math>)</b>
Costeira do Pirajubaé (SC)	26°
Sarapuí (RJ)	25°
Itaipú (RJ)	21°
Cajú (RJ)	27°
Sergipe	26°
SESI Iburá (PE)	25° a 29°

Fonte: Oliveira (2006), adaptado

Outra propriedade geotécnica dos solos moles é a coesão. A coesão de um solo é compreendida como a resistência que as partículas de argila conferem ao solo, tornando-o capaz de se manter coeso em forma de torrões ou blocos. Esta propriedade

pode ser considerada típica de solos finos ou muito finos. Pode-se ainda afirmar que a coesão aumenta com a quantidade de argila presente no solo, aumento da umidade e pré-adensamento. (Vargas, 1977, apud Ribeiro 2012). A tabela 3 abaixo apresenta valores de coesão para argilas.

**Tabela 3: Valores de Coesão para argilas**

<b>Classificação da Argila</b>	<b>Coesão (t/m<sup>2</sup>)</b>
Muito Mole	0 a 1,2
Mole	1,2 a 2,5
Média	2,5 a 5,0
Rija	5,0 a 15,0
Dura	> 15,0

**Fonte: Marangon (2018)**

Conforme citado anteriormente, o aumento da quantidade de argila no solo influencia diretamente o aumento da coesão. Levando em consideração que o solo estudado na presente pesquisa se trata de um solo mole argiloso, pode-se compreender que seus valores de coesão tendem a ser elevados. Dessa forma, compreendendo as propriedades de ângulo de atrito e coesão dos solos moles, ressalta-se que a resistência ao cisalhamento de um solo está diretamente ligada a estas propriedades, dada pela equação de Coulomb, como mostra a equação 1.

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \Phi \quad (1)$$

Onde:

$\tau$  = resistência ao cisalhamento

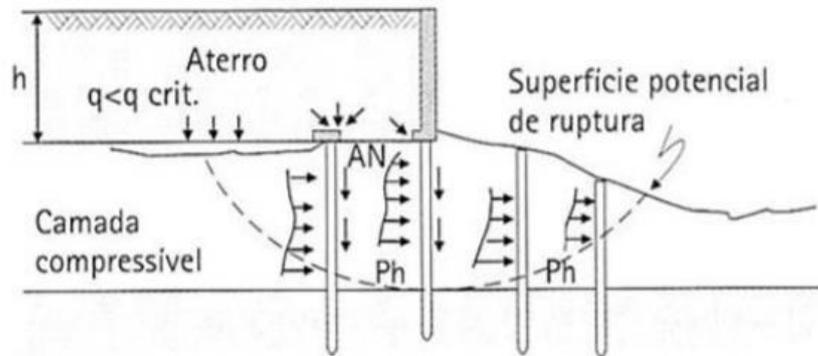
$c$  = coesão

$\Phi$  = ângulo de atrito

$\sigma$  = tensão aplicada

E quando a tensão aplicada vence o ângulo de atrito e a coesão, há uma baixa na resistência ao cisalhamento e as partículas perdem sua estruturação umas nas outras, ocorrendo assim, a ruptura do solo (GERSCOVICH, 2010). Conforme pode ser observado na figura 1, o aterro de altura  $h$  causa uma força no solo que o sustenta, essa força gera uma tensão de certo ângulo que a faz vencer o ângulo de atrito e a coesão entre as partículas, provocando uma superfície de ruptura no solo.

**Figura 1: Ruptura do Solo Mole**



Fonte: Izzo, 2013.

Outra característica dos solos moles que merece destaque é sua alta compressibilidade. De forma geral, pode-se compreender a compressibilidade de um solo como sendo a relação entre a deformação e a variação no estado de tensões de um solo. Esta deformação pode se dar em forma de variação volumétrica ou ainda na forma de variação do índice de vazios do solo. Pode-se dizer ainda que um solo compressível possui baixa resistência ao cisalhamento. Sendo assim, a característica dos solos moles de serem altamente compressíveis é responsável por causar diversos problemas e patologias, já que esta é diretamente relacionada com a ocorrência de recalques no solo. (RABOT et al., 2018, apud Tassinari, 2019)

Ainda estudando as particularidades de argilas, é interessante avaliar o adensamento da mesma. De acordo com Marangon (2018), o processo de adensamento de um solo pode ser compreendido como a variação de volume, ou seja, deformação do mesmo, devido à drenagem de água de seus vazios. Esta drenagem, por sua vez, se dá em decorrência de uma carga aplicada sobre o solo. Dessa forma, torna-se interessante analisar as argilas pré-adensadas.

As argilas, conforme descrito previamente, são formadas com alto índice de vazios e sua resistência está diretamente ligada a este fator. Sendo assim, sabendo que naturalmente as argilas apresentam de sua formação, altos índices de vazios e também que o adensamento está diretamente ligado a drenagem de água do interior dos vazios de um solo, quando uma argila é encontrada com baixo índice de vazios, pode-se compreender que isto se deve a um processo de pré-adensamento, ou seja, a determinada argila já sofreu uma determinada tensão e assim pode ser considerada como uma argila pré-adensada. (MARANGON, 2018)

Além da compressibilidade, os solos moles apresentam uma característica particular referente a sua sensibilidade. Esta característica é encontrada principalmente nas partículas argilosas. De acordo com Pinto (2017), a sensibilidade de uma argila pode ser compreendida como sendo a perda de resistência ao cisalhamento, que surge quando um solo argiloso sofre perturbação. Compreende-se que a resistência das argilas está diretamente relacionada à forma como seus grãos estão arranjados. O arranjo estudado pode ser de forma floculada ou de forma dispersa. As argilas sensíveis apresentam

arranjo flocculado, dessa forma, sua estrutura apresenta um alto índice de vazios, que naturalmente se preenchem com água quando o solo está saturado. Neste meio, é gerada poro pressão e esta é tida como a principal causadora da perda de resistência. (PINTO, 2017)

De forma numérica, a sensibilidade pode ser definida como sendo a razão entre a resistência do solo indeformado e a resistência do solo amolgado, conforme equação 2 abaixo:

$$St = \frac{Su}{Sur} \quad (2)$$

Sendo:

St: Índice de sensibilidade do solo

Su: Resistência do solo indeformado

Sur: Resistência do solo Amolgado

Dessa forma, os solos podem ser classificados quanto a sua sensibilidade seguindo a tabela 4 a seguir:

**Tabela 4: Classificação dos solos quanto à sensibilidade**

<b>Sensibilidade (St)</b>	<b>Classificação do Solo</b>
<b>St &lt; 1</b>	Não sensível
<b>1 &lt; St &lt; 2</b>	Baixa sensibilidade
<b>2 &lt; St &lt; 4</b>	Média sensibilidade
<b>4 &lt; St &lt; 8</b>	Sensível
<b>St &gt; 8</b>	Extra sensível

Fonte: Skempton (1952), apud Barreto (2015)

### 2.1.3 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

A argila também é significativa para caracterização de um solo pela sua consistência, pois é ela que dá o comportamento coesivo entre as partículas, juntamente com o teor de umidade do solo, pois com o aumento da umidade da partícula de argila, diminui a consistência do solo, e com a diminuição de umidade da partícula de argila, mais consistente é o solo. Assim, pelo teor de umidade são caracterizadas as fronteiras dos estados de comportamento de um solo, determinados a partir dos ensaios na NBR

6459/2016 e na NBR 7180/2016, que são: o Limite de Liquidez (LL) que é o mais baixo teor de umidade para um solo se comportar de uma maneira fluida, o Limite de Plasticidade (LP) que é o mais baixo teor de umidade depois do LL que o solo age com um comportamento plástico, e o Limite de Contração (LC) que é o menor teor de umidade depois do LP para o solo se comportar como semissólido. Com os limites definidos é possível se calcular o índice de plasticidade (IP), que é a diferença entre o LL e o LP, que defini as fronteiras de umidade máxima e mínima de uma amostra para que seu comportamento seja plástico. Como mostra a tabela 5:

**Tabela 5: Classificação do Índice de Plasticidade**

<b>Classificação</b>	<b>Índice de Plasticidade</b>
Fracamente Plástico	$1 < IP < 7$
Mediamente Plástico	$7 < IP < 15$
Altamente Plástico	$IP > 15$

**Fonte: Almeida, 2005**

Chegando assim na classificação de um solo coesivo, pelo teor de umidade do solo ( $h$ ) e o Índice de Consistência, dado pela equação 3: (ALMEIDA, 2005)

$$IC = \frac{LL - h}{LL - LP} \quad (3)$$

A partir da fórmula, o solo mole é classificado com o índice de consistência até 0,5, por conta do teor de umidade de suas partículas, sendo considerado de baixa consistência. A consistência de um solo mole pode ser verificada, também, a partir da resistência a compressão ( $R_s$ ), por um ensaio de compressão simples, que é determinada com a razão entre a carga em kgf até romper o corpo de prova com seção reta de cilindro em  $cm^2$ , classificando-o com resistência até  $0,5 \text{ kgf} / cm^2$ , novamente afirmando que um solo mole tem sua consistência baixa. (ALMEIDA, 2005)

## **2.2 CASOS HISTÓRICOS DE OBRAS NAS ARGILAS LITORANEAS DE FLORIANOPOLIS**

### **2.2.1 CONSTRUÇÃO DO ATERRO HIDRAULICO DA BAÍA SUL**

O aterro hidráulico da Baía Sul se trata de um aterro executado sobre solo mole na região litorânea de Florianópolis. Segundo Ghelfi (2007), a solicitação para construção do aterro, realizada em 1967, foi aprovada apenas em 1973, através do decreto 73.244/73, emitido pelo DNER. A construção do aterro hidráulico da Baía Sul

está diretamente ligada à necessidade que se tinha na época, da construção de uma segunda ponte, além da Ponte Hercílio Luz, uma vez que estas obras seriam executadas de maneira conjunta.

De acordo com Andriani (2015), o aterro hidráulico da Baía Sul é o segundo maior aterro de Florianópolis, possuindo uma área de 75,8 ha, extensão aproximada de 2.100 m e largura média de aproximadamente 300 m. Ainda segundo Andriani (2015), este aterro hidráulico serve de assentamento para cabeceiras de duas pontes, além de ser o local de implantação de um sistema viário cuja quantidade de veículos é intensa, tornando esta região, o aterro com maior movimento de veículos, como mostra a figura 2.

**Figura 2: Movimentação de Veículos no Aterro Hidráulico da Baía Sul**



**Fonte: Alves, 2016**

Dessa forma, vale ressaltar que este aterro serve de assentamento de diversas obras, dentre as quais, algumas serão citadas na sequência, sendo estas, obras realizadas sobre o aterro hidráulico da Baía Sul, formado por deposição de material arenoso sobre uma camada de material argiloso (solo mole).

### 2.2.2 ESTÁDIO DE REMO

A edificação conhecida como Estádio de Remo, tratava-se de uma edificação de três pavimentos, construída sobre o aterro da Baía Sul, onde se localizavam as instalações da Federação de Remo do Estado de Santa Catarina. De acordo com Silva (2004), a edificação executada apresentava diversas patologias em seus elementos estruturais e paredes, como por exemplo, trincas e fissuras. O tipo de fundação utilizado

nesta obra foi por estacas de concreto pré-moldadas cravadas. A figura 3 abaixo apresenta uma vista aproximada do Estádio de Remo.

**Figura 3: Estádio de Remo de Florianópolis**



**Fonte: Portal G1 SC, 2013.**

Através de sondagens, de acordo com Silva (2004), foi possível obter informações acerca do perfil do solo do local. Dessa forma, a primeira camada do aterro era formada por um silte arenoso, pouco compactado, com valores de  $N_{spt}$  variáveis, entre 4 e 14, com espessura de 2m de profundidade. A camada subsequente era formada de areia fina, com  $N_{spt}$  variando de 8 a 19, tendo espessura de 1,5m. A terceira camada, por sua vez, era constituída por uma argila marinha com conchas, solo considerado pelo autor como sendo muito mole, com capacidade de suporte muito baixa.

Referente às cargas da edificação, Silva (2004), através de um levantamento, definiu que havia uma variação relevante nos valores do carregamento, variando de 87kN a 900kN. Dessa forma, relacionaram-se as cargas atuantes nos pilares (e conseqüentemente nas estacas), com a profundidade em que estas estavam cravadas. Através desta relação, o autor concluiu que algumas das estacas não haviam sido cravadas a uma profundidade que lhes conferisse resistência suficiente para as cargas atuantes, uma vez que, como as estacas não atingiram uma profundidade suficiente, estas estavam trabalhando apenas por atrito lateral, porém, conforme previamente citado, para camadas de solo argiloso, o atrito é praticamente nulo.

Com as informações supracitadas, Silva (2004) pôde chegar a algumas conclusões quando às causas das patologias na edificação. Primeiramente, analisando as estacas utilizadas na obra e comparando-as com as estacas dimensionadas para seu estudo, observou-se que houve subdimensionamento nas estacas utilizadas, tanto em suas seções quanto no número de estacas. Silva (2004) pôde ainda identificar a ocorrência de recalques, que surgiram de forma mais acentuada justamente nas estacas subdimensionadas. Sendo assim, Silva (2004) afirma que estas patologias foram

causadas pelo recalque da camada de solo mole existente, que por sua vez, transmitiam cargas para as paredes da edificação, que não possuem função estrutural e assim tendem a sofrer fissuras. Os recalques, na época, ainda não haviam se estabilizado, portanto, as patologias continuariam a ocorrer. Ainda é ressaltado pelo autor que, possivelmente, o projetista das fundações da edificação desprezou os possíveis efeitos causados por atrito negativo e Efeito Tschebotarioff. A intensidade dos danos foi tão intensa desde os primeiros meses após a inauguração e, por fim, em meados de 2013 a edificação foi demolida por não apresentar viabilidade técnica para sua recuperação estrutural.

### 2.2.3 ESCOLA EEB JÚLIO DA COSTA NEVES

A Escola EEB Júlio da Costa Neves localizada na Av. Gov. Aderbal Ramos da Silva no bairro Costeira do Pirajubaé, teve sua obra iniciada no ano de 2011 e entregue no ano de 2013. A construção desta edificação sobre um aterro hidráulico de grandes proporções, executado para a construção da via expressa sul. Vale ressaltar que este aterro foi projetado no ano de 1979, porém, devido à necessidade da construção de um túnel, a obra iniciou-se posteriormente e foi finalizada em 1996. Abaixo, na figura 4, uma imagem do local. (OLIVEIRA, 2006)

**Figura 4: Escola EEB Júlio da Costa Neves**



**Fonte: Portal G1 SC, 2018.**

O aterro, sobre o qual a edificação foi executada, foi construído através da deposição de material arenoso (areia fina), proveniente do fundo da Baía Sul, sobre uma camada de material argiloso, comum na região litorânea da ilha de Florianópolis. (OLIVEIRA, 2006)

De acordo com matéria do NSC (2021), a escola foi interditada, em 19 de agosto de 2021, pela Defesa Civil de Santa Catarina, através do ato de interdição nº 147/2021. Segundo a própria Defesa Civil, através de laudos técnicos, foram constatados problemas de afundamento do solo e desnivelamento do contrapiso das calçadas.

Também puderam ser observadas rachaduras entre lajes, vigas e paredes. A edificação, executada com estacas pré-moldadas, sofre de recalques consideráveis, devido às características do solo mole do local. Ainda de acordo com laudos da Defesa Civil, foram observados pilares que cederam aproximadamente 15 centímetros. Vale ressaltar que esta não é a primeira vez que a Escola é interditada e também que, em 2018, foram solicitados reforços com estacas Mega no local.

### 3. FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Para a escolha do tipo de fundação a utilizar, deve ser levar em consideração os fatores econômicos, técnicos, geológicos e geotécnicos impostos pelo solo. (VARGAS, 2020)

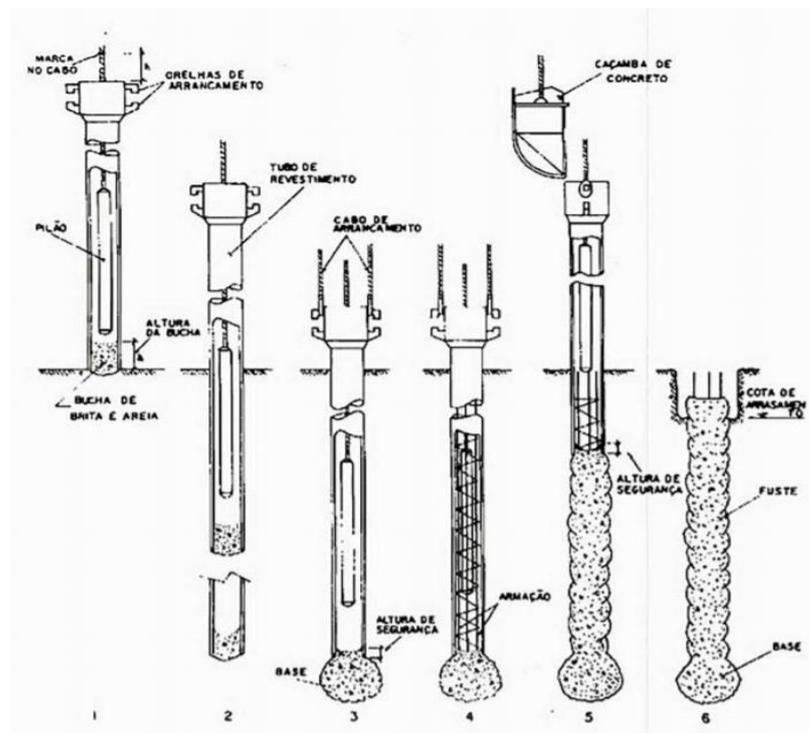
Segundo a ABNT NBR 6122:2019, a fundação é um elemento da estrutura que faz a transmissão das cargas vindas dos pilares, vigas e lajes para a o solo onde está localizada. Já a fundação profunda, faz a transmissão das cargas a partir da sua base, chamada de resistência de ponta, ou com sua área lateral, chamada resistência de fuste, ou a utilizando os dois tipos de transmissão. E para classificar como fundação profunda, sua profundidade até a base deve ser de no mínimo 3,0 metros, ou oito vezes a menor dimensão da sua seção.

Alguns tipos de fundações profundas são:

#### A) Estaca Franki

Criada por Edgard Frankignoul na Bélgica, na qual sua execução é por cravamento, tem uma base alargada, suporta uma alta carga, podendo ser utilizado concreto seco ou seixo rolado compactado no seu preenchimento (figura 5). (HACHICH *et al.*, 1998)

Figura 5: Estaca Franki



Fonte: Falconi, et. al (1998), adaptado

## B) Estaca Strauss

A estaca Strauss é executada com as seguintes etapas: perfuração, colocação dos tubos no solo e o lançamento do concreto pelo interior do tubo (figura 6). É uma estaca que possibilita a retirada de amostras do solo durante a perfuração, que também possibilita verificar se há oponentes que possam prejudicar sua execução, como matacões. (FALCONI *et. al*, 1998)

**Figura 6: Execução Estaca Strauss**

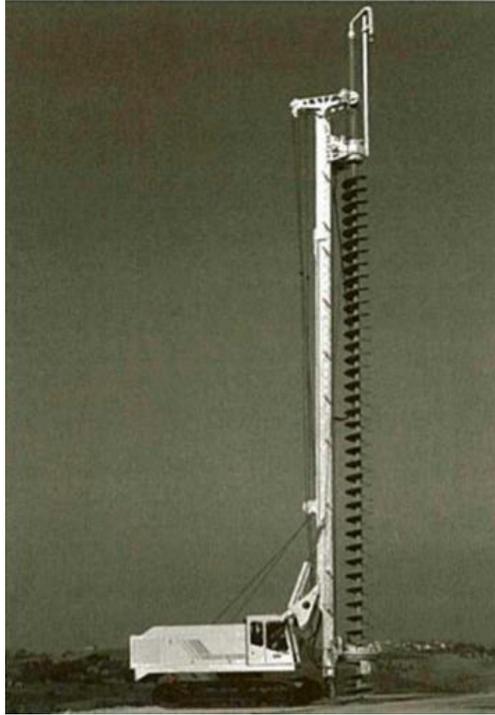


**Fonte: Revista Total Construção, (2020)**

## C) Estaca Hélice Contínua

É moldada em “in loco”, e executado a perfuração por meio de um trado contínuo (figura 7) que ao chegar na profundidade desejada é injetado concreto com pressão a partir da haste central do trado, sendo injetado juntamente com a retirada do trado. (HACHICH *et al.*, 1998)

**Figura 7: Trado Mecânico utilizado na execução da estaca Hélice Contínua**

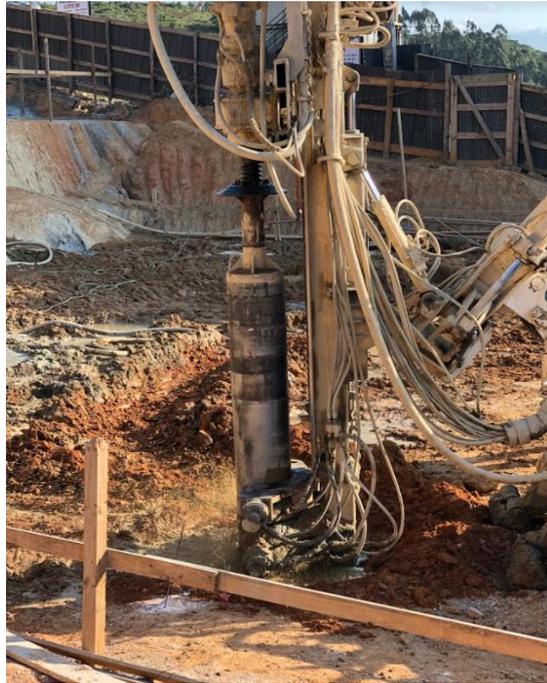


**Fonte: Falconi et. al (1998), adaptado**

#### D) Estaca Raiz

Sua execução é através da perfuração com auxílio de uma lama com pressão e por rotação de tubos metálicos (conforme figura 8), que são emendados enquanto a escavação ganha profundidade. Após, é retirado o solo de dentro dos tubos por meio de golpes de ar comprimido, finalizada com a instalação da armadura e a injeção da argamassa de baixo para cima ajudando na retirada da lama que foi utilizada na perfuração. (HACHICH *et al.*, 1998)

**Figura 8: Execução Estaca Raiz**



**Fonte: Os Autores, 2019.**

#### E) Estaca Pré Moldada

As estacas, tem sua cravação, de acordo com a ABNT NBR 6122:2019, pelo processo de cravamento no terreno por meio de golpes de martelo de gravidade, martelo hidráulico, martelo vibratório ou até por meio de explosões. É fabricada forma do local da obra por esse motivo o nome de estaca pré-fabricada ou pré-moldada. Assim a figura 9 mostra estacas pré-moldadas de seção quadrada.

**Figura 9: Armazenamento de Estacas Pré Moldadas**

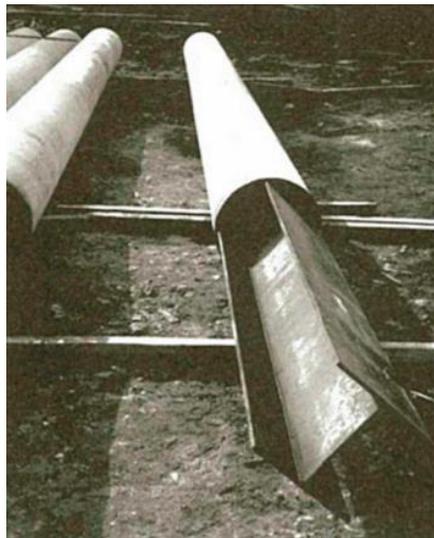


**Fonte: Os Autores, 2019, adaptada.**

### 3.1 PRÉ MOLDADAS

Segundo Alonso (1998), a estaca pré-moldada pode ser caracterizada como uma estrutura de fundação constituída por um único elemento (seja ele de madeira, aço ou concreto) ou ainda por dois desses distintos elementos, sendo considerada uma estaca mista, como mostra a figura 10.

**Figura 10: Estaca Mista, concreto na parte superior e metálica na parte inferior para ajudar na cravação**



**Fonte: Falconi et. al (1998), adaptado**

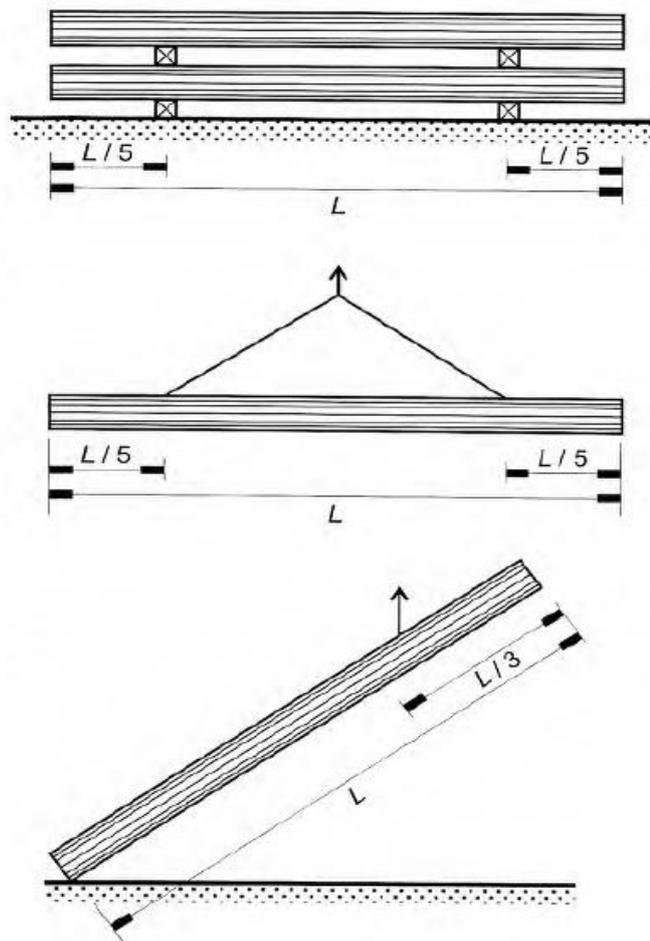
Sua aplicação pode se dar em obras como: instalações fabris, obras hidráulicas, obras de grande área superficial, obras que se localizam em solos de fraca resistência, ou que precisam de grande profundidade. (SILVA, 2015)

A execução das estacas pré-moldadas não ocorre “in loco”, é realizada em fábricas fora da obra, por isso para um bom desempenho, levando em consideração estacas pré-moldadas de concreto, é necessária uma cura adequada, garantir segurança no manuseio na obra ou na estocagem, junto com um cuidado no transporte para que não haja batidas ou danos na mesma. Sem falar na execução de seu cravamento, ter cautela no alcance da nega, no seu posicionamento, no prumo, e nas suas emendas. (PEREIRA *et al.*, 2015)

A estocagem da estaca deve ser feita em local com terreno firme e plano, dispostas no chão, não podendo ser empilhadas umas sobre as outras. Caso não haja um terreno plano é necessário que sejam apoiadas sobre dois caibros, certificando que os inferiores estão apurados com os superiores, podendo ser empilhadas até duas camadas, como mostra a figura 11. Sendo que os movimentos feitos para o deslocamento da estaca devem ser de forma lenta e sem impacto. (VELLOSO, LOPES, 2010)

A suspensão da estaca para movimentação deve ser feita, caso utilizado guindaste, com dois pontos de apoio de mesma distância de  $1/5L$  (sendo  $L$  o comprimento total da estaca) em relação a extremidade da estaca, como mostra a figura 11. E para o içamento, por meio de cabo de aço adequado, deve ser dado um laço apertado a uma distância de  $3/10L$  da extremidade da estaca, tomando todo cuidado necessário para que não haja nenhum impacto durante o trajeto e assim evitando danos à estaca. (VELLOSO, LOPES, 2010)

**Figura 11: Estocagem, suspensão e içamento**

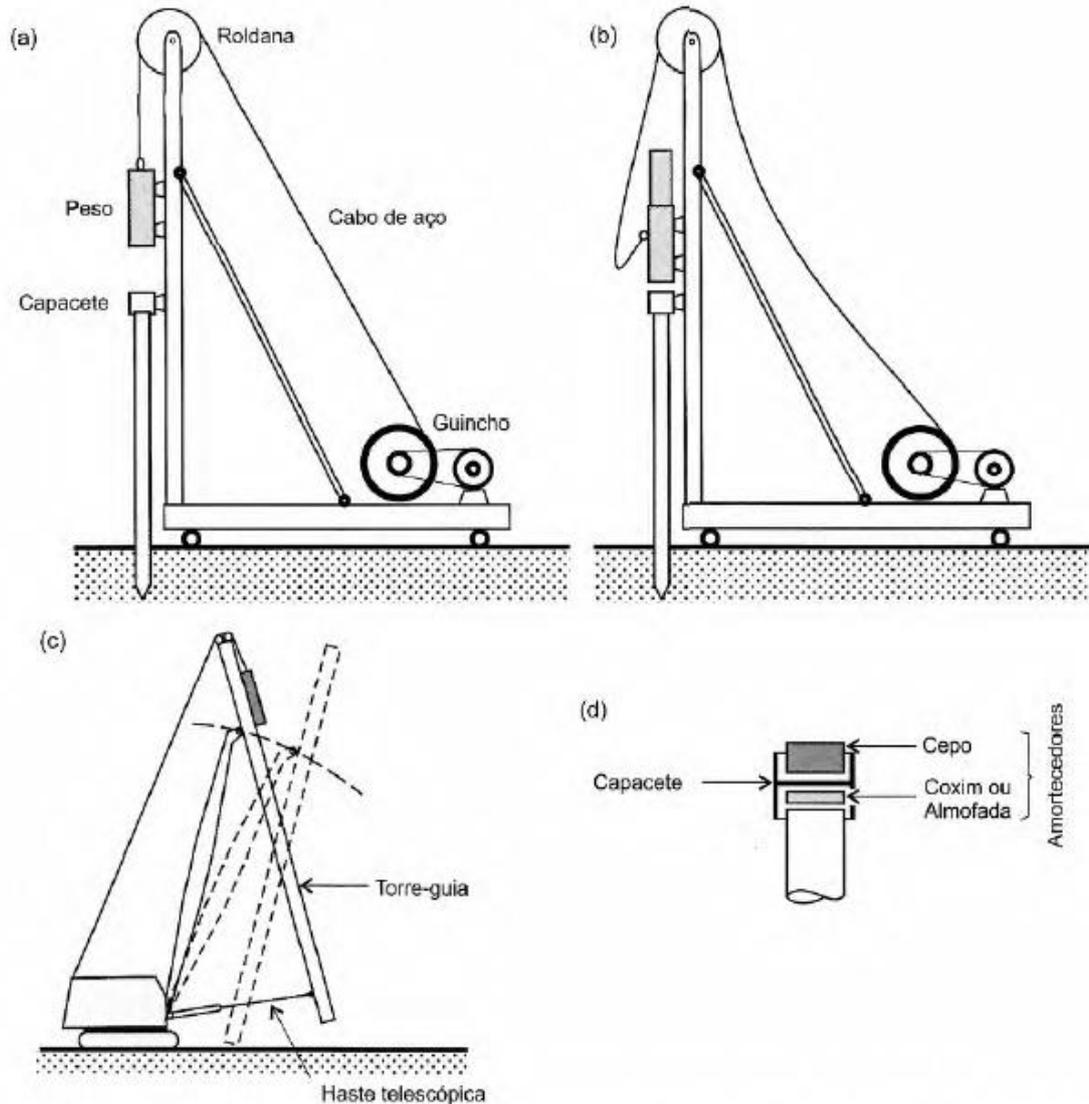


**Fonte: Velloso, Lopes, 2010**

O processo de cravação é realizado com prensagem, vibração ou percussão. A prensagem é utilizada em locais que necessitam evitar ruídos e vibrações, ou até para locais de espaço reduzido, pois o equipamento é considerado pequeno, já que é comumente utilizado o macaco hidráulico. No cravamento por vibração, é utilizado um martelo que gera vibrações de alta frequência na estaca, que aplicasse tanto para cravamento quanto para extração de estacas, porém em solos coesivos este processo não é viável. Já o processo por percussão (figura 12), é considerado o mais usual, que utiliza

como equipamento o martelo com peso para golpear a cabeça da estaca, sendo está utilizando um capacete, sendo que a altura de queda varia com a resistência do terreno. (SILVA, 2015)

**Figura 12: Processo por Percussão do cravamento da Estaca Pré-Moldada.**



**Fonte: Velloso, Lopes, 2010**

Na cravação de uma estaca, durante o procedimento final, quando se está próximo da profundidade para a sua capacidade de carga, devem ser observadas duas particularidades.

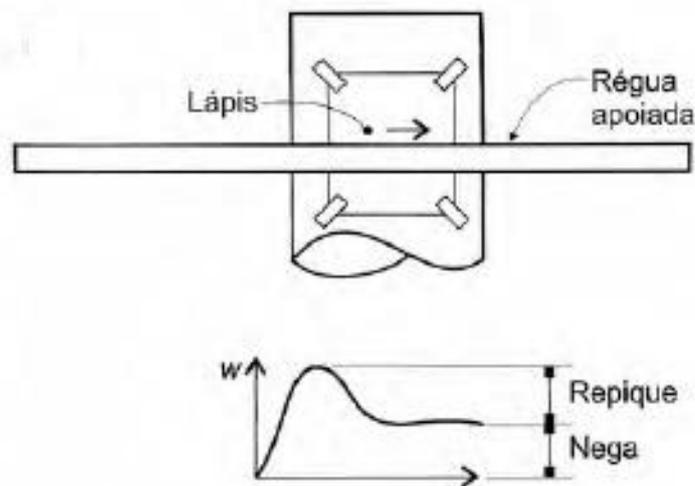
A primeira delas é chamada de repique. Segundo a NBR 6122 (2019), o repique é situação a qual é proporcionado um golpe na estaca pelo pilão com ela tendo um comportamento elástico de deslocamento, ou seja, voltando para a profundidade que se encontrava. E de acordo com Silva (2015), o repique é importante para saber, o quanto

o solo oferece de reação contra a penetração da estaca. A utilização, conforme Avelino (2006), do repique proporciona um estacamento uniforme, promovendo a carga mobilizada durante a cravação.

A segunda situação é chamada de Nega, que segundo Silva (2105) por meio de golpes do martelo, a nega é a penetração permanente de uma estaca, que pode ser medida de forma simples: riscando na estaca uma linha horizontal feita por uma régua que deve ser apoiada em dois pontos da torre do bate estaca, posteriormente realizar 10 golpes de cravação, fazer o risco novamente e medir a distância causada entre os dois riscos horizontais, dividindo por 10, e encontrando a penetração média por golpes: a nega. E, conforme Avelino (2006), a nega também serve para realizar um estaqueamento uniforme, com todas as estacas, independente da profundidade, serem assentadas na mesma camada.

Para se compreender a diferença entre o repique e a nega se tem a figura 13, que é o resultado do procedimento de deixar colado no fuste da estaca um papel e passar com um lápis, apoiado em uma régua, na horizontal durante o golpe da cravação, assim o lápis dará o formato do deslocamento da estaca, dado pela letra  $w$ , durante o golpe. Mostrando que o deslocamento elástico, que fez a estaca voltar para um certo ponto, é nomeado repique e a parte do deslocamento que permaneceu cravado é nomeado nega (VELLOSO, LOPES, 2010).

**Figura 13: Comparação da medida de Repique e Nega.**



Fonte: Velloso, Lopes, 2010

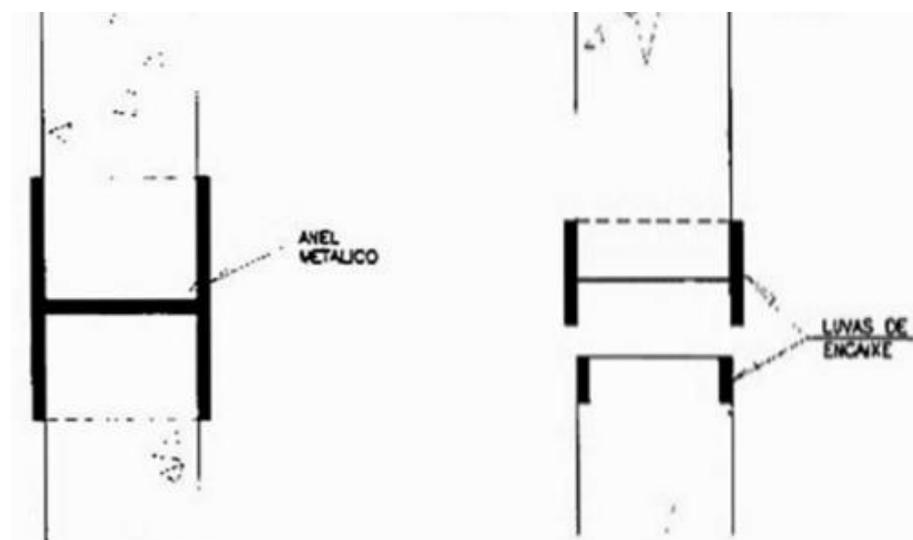
De acordo com Velloso e Lopes (2010), é importante lembrar que durante a aproximação da profundidade para sua capacidade de carga da estaca, a nega diminuirá e o repique aumentará.

De acordo com Nakamura (2014), as estacas pré-moldadas apresentam-se de forma vantajosa no tocante à sua rastreabilidade, que torna possível sua localização

durante ou após o processo de cravação. A pré-fabricação permite um controle de qualidade no dimensionamento da estaca, e no material utilizado, como o concreto, e a armadura, podendo garantir um recobrimento adequado, sendo mais difícil de ter sua corrosão. Além disso, tem a vantagem da rapidez de execução, tornando a obra mais limpa comparada com outros tipos de fundações profundas. As estacas podem ser instaladas acima de uma cota do terreno ou através da água em estruturas marítimas, e são estáveis em terrenos sem autossustentação, por isso são utilizadas em solos considerados de argila mole, siltes e lodos. (SILVA, 2015)

Em contraponto, as estacas pré-moldadas limitam-se a um tamanho de 12 metros de comprimento, por motivo de dificuldades no transporte. Caso seja necessário que sejam utilizadas estacas de comprimento maior de 12 metros, é necessário que se obtenha uma licença especial de transporte. Assim, para casos em que é necessário estacas maiores são necessárias emendas de estacas (conforme figura 14). A emendas podem ser por anéis metálicos previamente soldado, garantindo uma continuidade na estrutura da estaca, ou luvas de encaixe, criando uma rótula no local da emenda. Essa rótula criada pela luva pode ter um deslocamento expressivo horizontal causado pelo efeito Tschebotarioff, quando cravada em solo mole, fazendo com que haja um desencaixe das estacas. Por esse motivo é utilizada a emenda do tipo soldável para locais com perfil de solo contendo uma camada de solo mole (HACHICH *et al.*, 1998).

**Figura 14: Ilustração das emendas de estacas pré-moldadas**



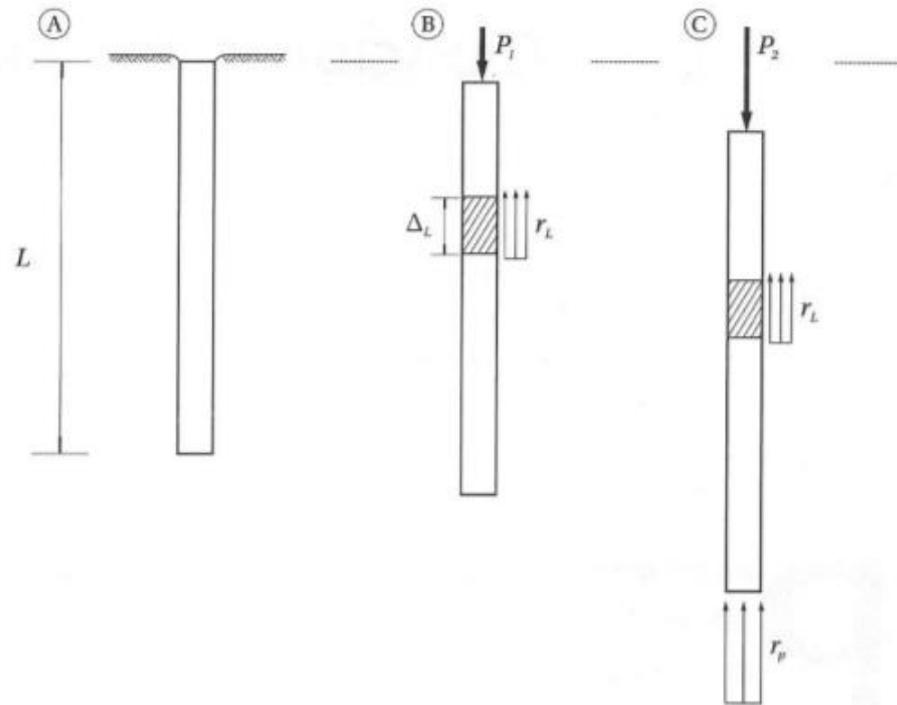
**Fonte: Falconi et. al (1998), adaptado.**

Vale ressaltar que, segundo Alonso (1989), não é recomendado o uso de estacas pré-moldadas em terrenos onde há a presença de matacões, onde as cotas nas pontas das estacas são possivelmente variáveis, bem como, no momento da cravação, podendo haver dano à estaca.

### 3.2 CAPACIDADE DE CARGA DE UMA ESTACA

De acordo com Cintra e Aoki, 2010, para estabelecer a capacidade de carga de uma estaca, com certo comprimento que se situa em certo solo, aplicasse uma carga na vertical que age comprimindo a mesma progressivamente, como mostra a figura 15:

**Figura 15: Resultantes de resistência de carga vertical em uma estaca**



Fonte: Cintra e Aoki (2010), adaptado.

Com a força aplicada, dá ao início a resistência lateral causada pelo atrito entre solo onde se localiza a estrutura e a lateral da estaca, como se dividisse o fuste em vários segmentos e cada um com sua resistência contra a carga aplicada. Porém ao aumentar a carga gradativamente essa resistência lateral seria vencida em algum momento e a estaca iria se deslocando para baixo, contudo, ao aumentar a carga aplicada há o aumento progressivo da resistência de ponta localizada na ponta da estaca com o solo que ela causa compressão. Sendo a resistência de ponta vencida a estaca continuará a recalcar, perdendo assim sua capacidade de carga. (CINTRA, AOKI, 2010)

A resistência de ponta é obtida pela multiplicação da resistência de ponta por unidade de tensão ( $r_p$ ) e a área da base da ponta da estaca ( $A_p$ ), mostrada pela fórmula 4: (CINTRA, AOKI, 2010):

$$RP = r_p \times A_p \quad (4)$$

E a resistência lateral da estaca é obtida pelo somatório da multiplicação da unidade de tensão lateral ( $r_l$ ) e o segmento ou camada de solo ( $\Delta L$ ), demonstrada pela equação 5: (CINTRA, AOKI, 2010)

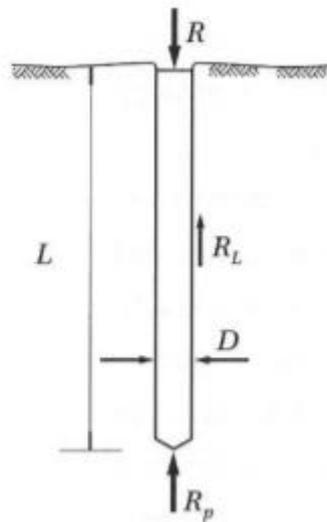
$$RL = \sum (r_l \times \Delta L) \quad (5)$$

Assim a capacidade de carga de uma estaca é a soma entre a resistência de ponta e a resistência lateral, dada pela fórmula 6 abaixo:

$$R = RL + RP \quad (6)$$

Como mostra a figura 16:

**Figura 16: Capacidade de Carga de uma estaca com um comprimento  $L$  e diâmetro  $D$**



Fonte: Cintra e Aoki (2010), adaptado.

## **4. EFEITOS DO SOLO MOLE SOBRE A EDIFICAÇÃO**

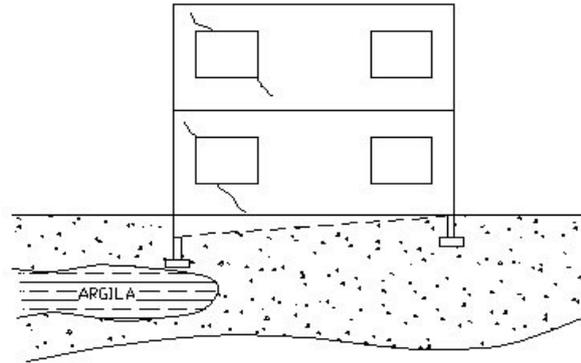
A relação entre o solo e a fundação utilizada é muitas vezes deixada de lado na fase de projeto e isto acaba gerando problemas futuros, como patologias na estrutura. Levando isto em consideração, vale ressaltar que, quando é necessária a execução de uma obra em solo mole, com baixa capacidade de suporte e alta compressibilidade, deve-se prever que devido as suas propriedades podem ocorrer grandes deformações. Estas deformações afetam diretamente a estrutura de fundação, através de deslocamentos ou esforços adicionais. Dessa forma, em sequência, são exemplificados alguns fenômenos causados nas fundações, em decorrência do solo mole.

### **4.1 RECALQUE POR ADENSAMENTO**

Quando se fala sobre recalques, de acordo com Milititsky (2013), as patologias causadas por estes podem ser classificadas como visuais e estéticas, danos estruturais pondo em risco a segurança dos usuários e danos comprometendo o uso e funcionalidade do prédio.

Uma dessas patologias, bastante comum, são as trincas. Não é incomum que se encontre nas diagonais de aberturas das edificações, trincas e rachaduras grandes. Este tipo de patologia, no entanto, pode não ser somente superficial, tendo ligação direta com a deformação sofrida pela fundação. Na figura 17, fica claro o entendimento de que, a estrutura de fundação do lado esquerdo da edificação encontra-se disposta sobre uma porção de solo mole, neste caso, argila. Esta porção, diferentemente do restante do solo, sofre deformação de forma constante e com mais intensidade, o chamado recalque, o que faz com que haja um certo deslocamento da estrutura de fundação, e este deslocamento é distribuído pelo restante da estrutura, provocando as trincas nas aberturas acima, como é ilustrado. Vale ressaltar que, segundo Milititsky (2013), recalques de fundação ocorrem em toda obra, sendo necessário pré-determinar recalques admissíveis em fase de projeto. Neste caso, trata-se de uma patologia estética.

**Figura 17: Demonstração de trincas causadas por recalque de solo mole**



**Fonte: Patologias (2016)**

## **4.2 ATRITO NEGATIVO**

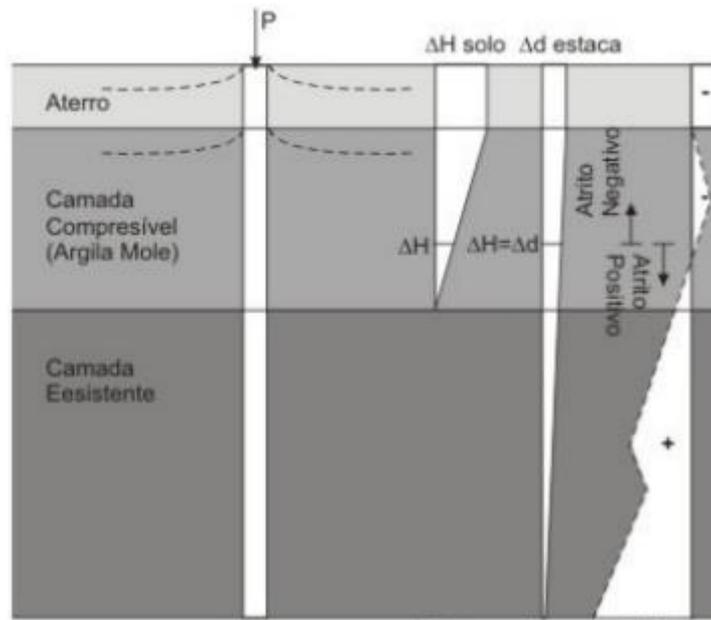
De acordo com Velloso e Lopes (2010), a utilização de estacas para fundação, proporciona o surgimento do fator atrito lateral. Este atrito lateral ocorre quando há um relativo deslocamento entre a estaca e o solo. Sendo assim, é possível, segundo os autores, classificar o fator de atrito lateral como sendo positivo ou negativo.

O fator de atrito é considerado positivo quando há um maior recalque por parte da estaca do que por parte do solo, isto contribui com a capacidade de carga da estrutura.

Por outro lado, quando ocorre maior recalque no solo do que na estaca, a tensão cisalhante na estaca passa a agir no sentido desfavorável à estrutura, fazendo com que a carga na fundação aumente, sendo assim, o chamado atrito negativo.

Este efeito se dá em decorrência, segundo a NBR 6122/2019, do processo de adensamento do solo. No caso dos solos moles, o atrito negativo ocorre em decorrência de seus recalques e também do lançamento de cargas adicionais, provenientes de aterros para fundação, sobre o solo. Além disso, podem ocorrer devido ao rebaixamento do lençol freático. A figura 18 abaixo, mostra a ocorrência de atrito negativo em solo mole.

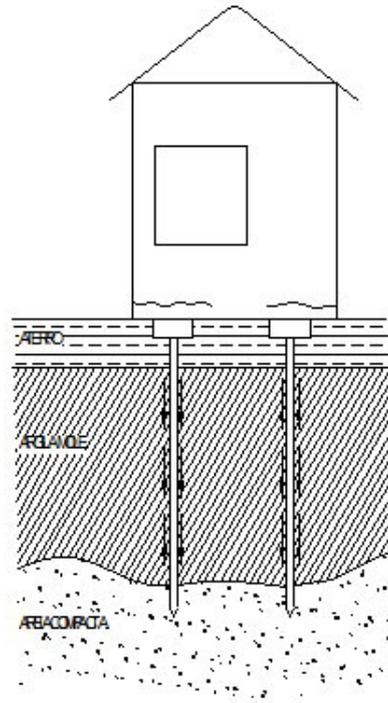
**Figura 18: Ocorrência de atrito negativo em solo mole**



**Fonte: Milititsky (2013)**

Em decorrência do atrito negativo, conforme dito anteriormente, há um aumento na carga axial das estacas, e isto é responsável pelo respectivo aumento de seus recalques, afetando a estrutura. Dessa forma, compreende-se que a parcela de solo que está em processo de adensamento, provocando sobrecarga nas estacas, e isto faz com que surjam patologias na edificação. A figura 19 demonstra a aparição de rachaduras e trincas horizontais na base da edificação, em decorrência do efeito de atrito negativo sobre as estacas.

**Figura 19: Rachaduras horizontais causadas por atrito negativo sobre a fundação**



Fonte: Patologias (2016)

### 4.3 EFEITO TSCHEBOTARIOFF

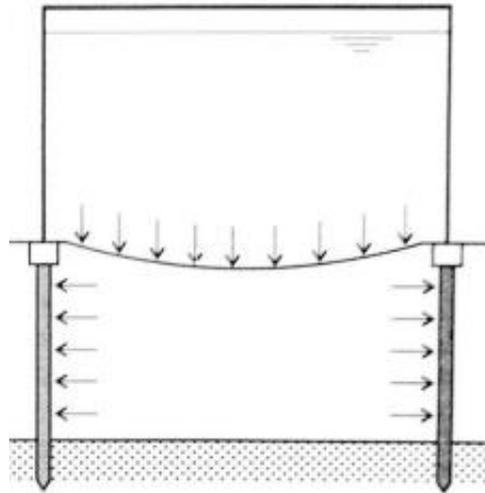
O chamado Efeito Tschebotarioff trata de um estudo realizado pelo engenheiro russo de mesmo nome, em 1962, buscando compreender os efeitos de ações horizontais do solo sobre estruturas de fundação. (VELLOSO e LOPES, 2010)

Sendo assim, o efeito Tschebotarioff se dá em decorrência do adensamento do solo, comumente formado por materiais altamente deformáveis, como argilas moles. Nos estudos feitos por Tschebotarioff, segundo Velloso e Lopes (2010), durante a cravação de uma estaca, a porção de solo não comprime e sim, desloca-se, apenas abrindo espaço para a introdução da estaca. Após a cravação, com o passar do tempo, o solo passa a sofrer um aumento de carregamento devido a sobrecargas de utilização, fazendo com que haja um adensamento.

Este adensamento por sua vez, provocará um deslocamento vertical, no sentido de cima para baixo no solo e, ao mesmo tempo, provocará deslocamento horizontal do solo. Este deslocamento horizontal do solo transmitirá esforços horizontais para as estacas, que podem provocar desvio do elemento estrutural. A figura 20 demonstra o efeito Tschebotarioff. Ressalta-se que muito deste efeito é ocasionado pela carga da camada de aterro depositada sobre o solo.

Para medir este efeito, é possível desenvolver o diagrama de deformação das estacas, submetidas ao carregamento horizontal do efeito. Após, analisa-se se o deslocamento que a estaca supostamente sofrerá, é admissível ou não.

**Figura 20: Efeito Tschebotarioff.**

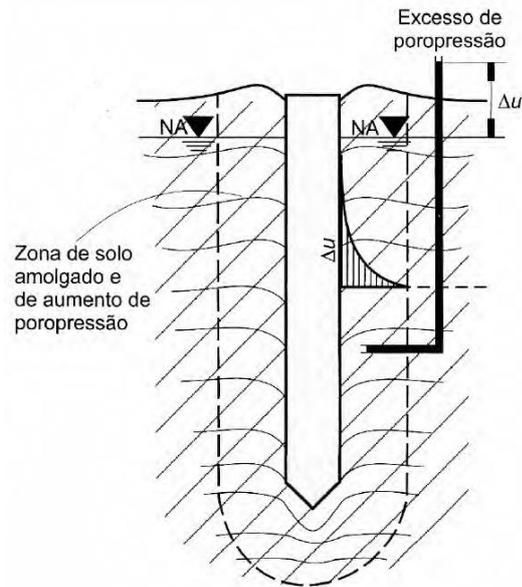


**Fonte: Velloso e Lopes, 2010.**

#### **4.4 SET-UP**

O chamado Efeito Set Up está diretamente relacionado à cravação da estaca no solo. Acontece que, durante este processo, a região do solo que confina a estaca sofre certa perturbação, a porção de solo torna-se amolgado, e isto faz com que haja um aumento em larga escala de pressões neutras. Dessa forma, em consequência deste aumento, ocorre uma redução de pressões efetivas no solo, e em sequência, se inicia um processo em que ocorre um ganho ou perda de resistência (chamada de relaxação) da porção do solo, com o passar do tempo. Este processo é denominado Efeito Set Up, e pode ser dito como parte do processo de cicatrização do solo em que a estaca é cravada (Paraíso e Costa, 2010). A figura 21 mostra a região amolgada do solo.

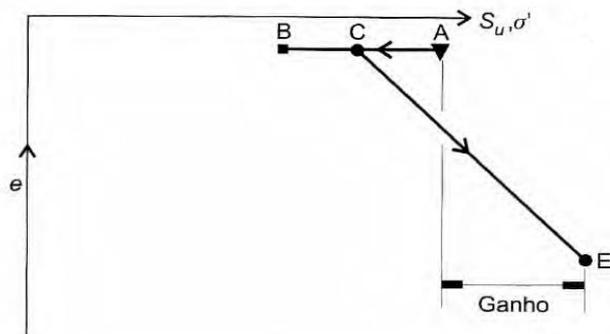
**Figura 21: Efeito Set Up.**



Fonte: Velloso, Lopes, 2010

Ainda segundo Danziger, torna-se importante o conhecimento do Efeito Set Up sobre o solo trabalhado, uma vez que este pode proporcionar uma redução na profundidade da estaca, além de ter influência sobre a escolha do tempo de carregamento da estaca. Vale ressaltar que, de acordo com estudos realizados por Vesic, 1977, apud Danziger (2016), o ganho ou perda de resistência está diretamente relacionado ao tipo de solo. Sendo assim, considera-se que solos pouco sensíveis tendem a ganhar resistência, enquanto solos muito sensíveis tendem a perder resistência. As figuras abaixo (Figuras 22 e 23) mostram a relação entre o ganho ou perda de resistência dos solos durante o tempo de cravação de uma estaca.

**Figura 22: Ganho de resistência por Efeito Set Up**



Fonte: Velloso, Lopes, 2010

Sendo:

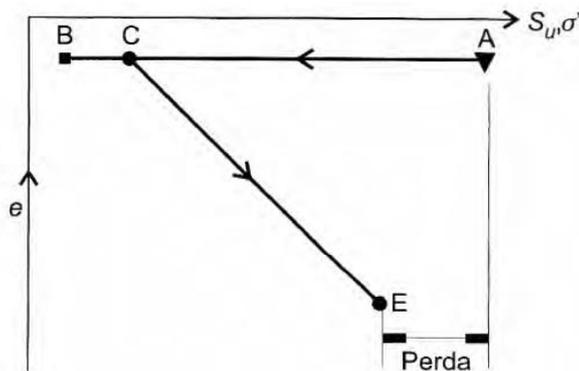
- A = Antes da Cravação
- B = Logo após a cravação
- C = Algum tempo após a cravação (um dia)
- E = Muito tempo após a cravação
- $S_u, \sigma'$  = Resistência do solo
- e = Índice de vazios

Conforme apresenta a figura 22, o ponto A representa o momento antes da cravação da estaca. O ponto B representa o momento logo após a cravação, no mesmo dia. O ponto C, representa um certo tempo após a cravação, aproximadamente um dia, onde é possível perceber um leve acréscimo na capacidade de carga. Já o ponto E

representa muito tempo após a cravação, onde, no caso desta figura, houve um acréscimo da capacidade de carga. Vale ressaltar que nos três primeiros momentos, com pouco tempo de cravação, o solo ainda apresentava um alto índice de vazios, já no ponto E, houve uma redução no índice de vazios.

**Figura 23: Perda de resistência por Efeito Set Up**

Sendo:



A = Antes da Cravação  
 B = Logo após a cravação  
 C = Algum tempo após a cravação (um dia)  
 E = Muito tempo após a cravação  
 $S_{u,\sigma'}$  = Resistência do solo  
 $e$  = Índice de vazios

Fonte: Velloso, Lopes, 2010

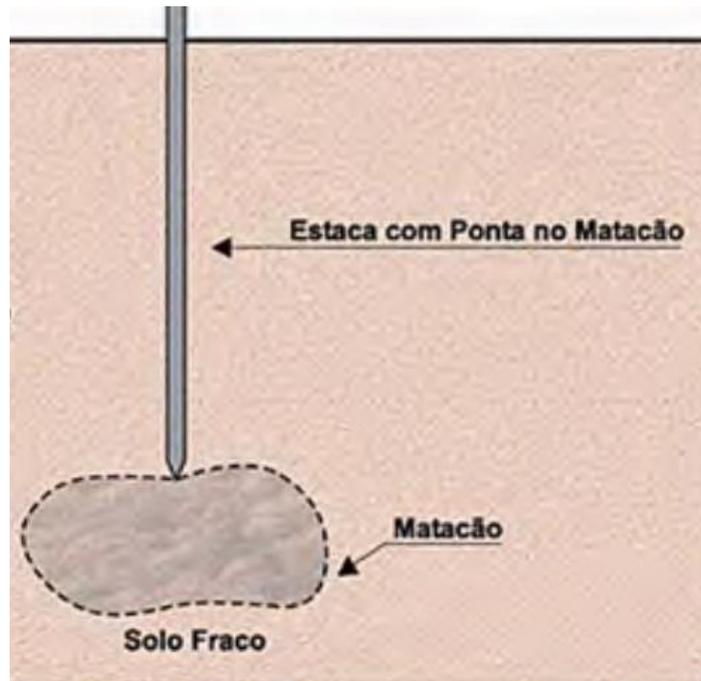
A figura 23 apresenta uma situação oposta àquela apresentada na figura 22. Neste caso, o ponto A representa o momento antes da cravação, o ponto B, logo após a cravação e o ponto C, um dia após a cravação. É visível que neste caso, a resistência do solo no ponto B, ou seja, logo após a cravação, é consideravelmente menor do que no caso anterior. No ponto E, muito tempo após a cravação, nota-se que houve uma perda de resistência do solo, em relação à resistência antes da cravação. Sendo assim, neste caso, houve relaxação do solo.

#### 4.5 FALSA NEGA

Durante a cravação de estacas no solo, um dos problemas recorrentes é conhecido como Falsa Nega. De acordo com Milititsky (2015), após o procedimento de cravação da estaca, obtendo-se a nega, bate-se novamente o martelo na mesma, e esta volta a cravar no solo, dessa forma, a suposta nega obtida anteriormente é denominada “falsa nega”. Ainda de acordo com Milititsky (2015), este efeito pode estar relacionado com diversos fatores, como por exemplo a relaxação do solo (efeito Set Up), onde o solo perde resistência após um certo período de tempo. Ou ainda, pode ocorrer devido ao surgimento de poro-pressões negativas.

De acordo com Marcelli (2007) apud Santiago (2014), a falsa nega pode ainda ocorrer caso, durante a cravação, a estaca encontre um componente resistente, onde sua ponta é incapaz de atravessar, dando a falsa impressão de que se obteve a nega, porém, neste caso, a estaca irá recalcar juntamente com o elemento resistente encontrado. Este elemento, conforme mostra a figura 24, pode ser representado como um corpo rochoso denominado “matacão”.

**Figura 24: Estaca cravada sobre matacão, representando falsa nega**



**Fonte: Marcelli (2007), modificado**

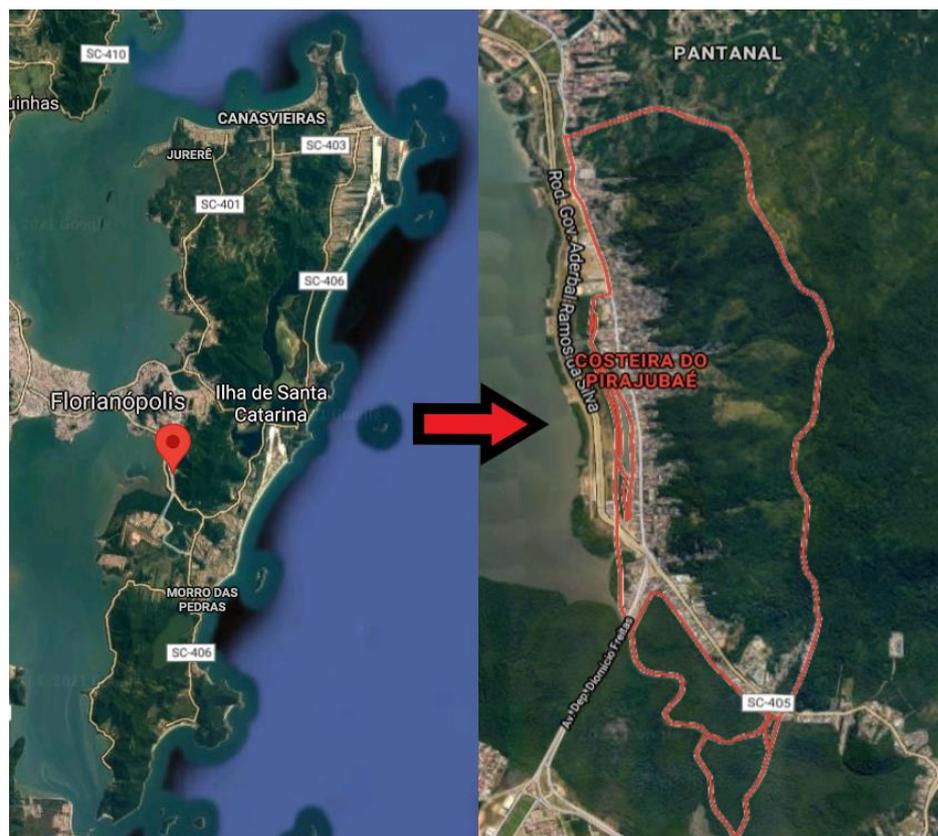
Para evitar a ocorrência deste efeito, de acordo com Silva (2013), é recomendado que a altura de queda do martelo esteja entre 1,5m e 2,0m e é também recomendado que seja feita a tentativa de recravação da estaca 24h após a cravação.

## 5. CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL DA PESQUISA

A pesquisa do presente trabalho tem como objetivo, verificar os efeitos que ocorrem sobre a fundação em solo considerado mole, devido às suas propriedades, como alta compressibilidade, baixa capacidade de carga, dentre outras. Estes efeitos são prejudiciais para as fundações de diversas maneiras, previamente citadas.

De forma a exemplificar o tipo de solo estudado, foi escolhida a região da Costeira do Pirajubaé, em Florianópolis, já que esta região tem por constituinte, em boa parte de sua região litorânea, um depósito de solo mole, material sedimentar, relacionado às cheias da maré. A Costeira do Pirajubaé é circundada pelo bairro do Pantanal e Saco dos Limões ao norte, a Rodovia Governador Aderbal Ramos ao Leste, pelo Morro do Sertão pelo Oeste, e ao Sul pelo bairro Carianos. Conforme figura 25 seguir, tem-se a localização geográfica da região estudada, e a figura 26, mostrando proximidades.

**Figura 25: Imagem da Região da Costeira do Pirajubaé**



Fonte: Google Earth, modificado

**Figura 26: Imagem de Arredores da Região da Costeira do Pirajubaé**



**Fonte: Google Earth, modificado**

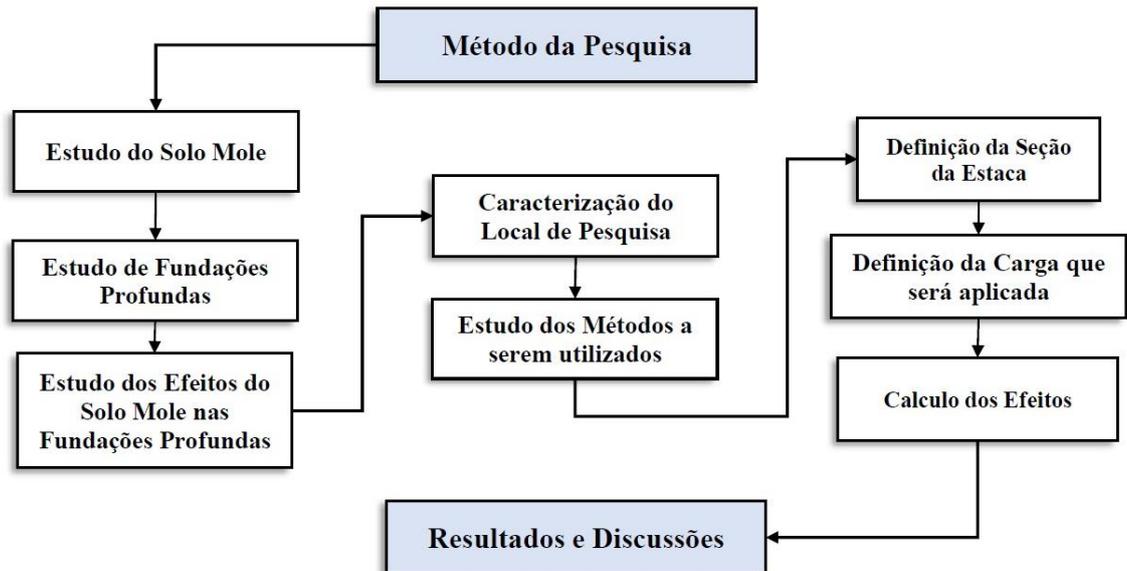
Na figura 26, é apresentado o local onde são feitas as análises desta pesquisa. Nesta região foi obtido um laudo de investigação de subsolo do tipo SPT. Os resultados dos dois furos verticais do ensaio podem ser encontrados no Anexo B. Este local situa-se na Rodovia Gov. Aderbal Ramos da Silva, que na sua continuação dará acesso a SC 405. Nas proximidades há um ponto de pesca, a Igreja Carteiros de Cristo, sendo na lateral direita uma área de vegetação natural. Observou-se que a região apresenta relevo relativamente plano.

Na região de estudo existe um depósito de argila mole de grande extensão e profundidade. Oliveira (2006) também desenvolveu seus estudos na proximidade do local desta pesquisa. Esta argila tem origem marinha, que é composta por sedimentos de siltoargilosos, ricos em matéria orgânica. Tendo essa área influência de maré, diariamente ela receberá lâminas de água. Os depósitos de argila mole, em geral, não apresentam camada superficial de areia, e as espessuras das camadas variam de 5 metros até 22 metros em determinados pontos. Também na região, no ano de 1979, com revisão em 1999, foram realizados ensaios granulométricos, sendo possível classificar a argila como argila orgânica siltosa e tendo um teor de finos superior a 90%. No que se refere ao teor de matéria orgânica, a argila mole da Costeira do Pirajubaé apresenta em torno de 5% deste teor (OLIVEIRA, 2006).

## 6. MÉTODO DA PESQUISA

De modo a compreender os passos seguidos para a realização da presente pesquisa, utilizou-se de do fluxograma abaixo (figura 27), que apresenta a sequência lógica do trabalho, desde a revisão bibliográfica até os métodos de cálculo adotados.

Figura 27: Fluxograma do Método de Pesquisa



Fonte: Os Autores

### 6.1 PROCEDIMENTO DO MÉTODO

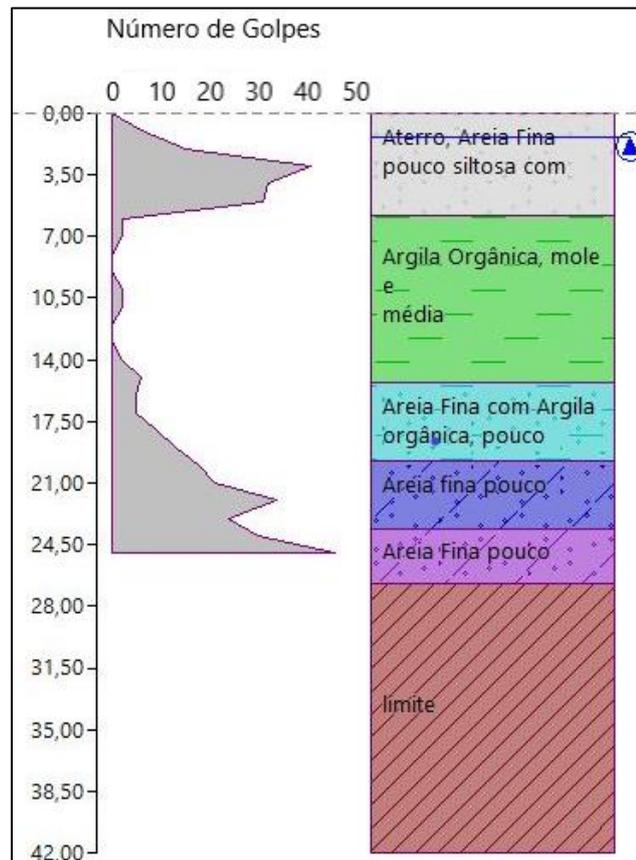
Foi definido pela escolha de uma fundação profunda realizada com estaca pré-moldada de concreto. Isto foi arbitrado pelo fato de ser o objeto de pesquisa, ou seja, busca-se analisar a interação deste elemento estrutural muito utilizado nas obras e em situações que envolvam solos moles.

Sendo assim, para a início dos procedimentos foi utilizado os resultados do ensaio de SPT fornecido, particularmente, adotando-se levando o furo SP-02 (Anexo B). Na figura 28, apresentam-se as camadas de solo com suas respectivas espessuras, profundidades e numero respectivos de golpes ( $N_{SPT}$ ).

Analisando-se esta imagem identifica-se uma acamada de aterro de areia fina com 5,8 m de espessura com SPT variando de 6 a 41, proveniente dos serviços do aterro hidráulico. Sobreposto a este estrato, encontra-se a camada de solo mole, argila orgânica, ou camada de estudo, com espessura de 9,50m, com SPT variando de 0 a 6. Abaixo da camada de argila, se encontra a camada de areia fina de espessura de 4,42 m e SPT variando entre 5 a 13. A camada penúltima é composta por material arenoso fino e pouco compactado, com espessura de 3,84 m e SPT variando entre 18 a 34. E a última

camada é de material arenoso fino pouco siltoso de espessura de 3,16 m e SPT variando de 30 a 46. Assim, na profundidade de 26,74 m é chegado no impenetrável, e assim encerrado o ensaio de SPT. Na figura 28 é mostrado o perfil adotado para as situações hipotéticas reproduzidas neste trabalho.

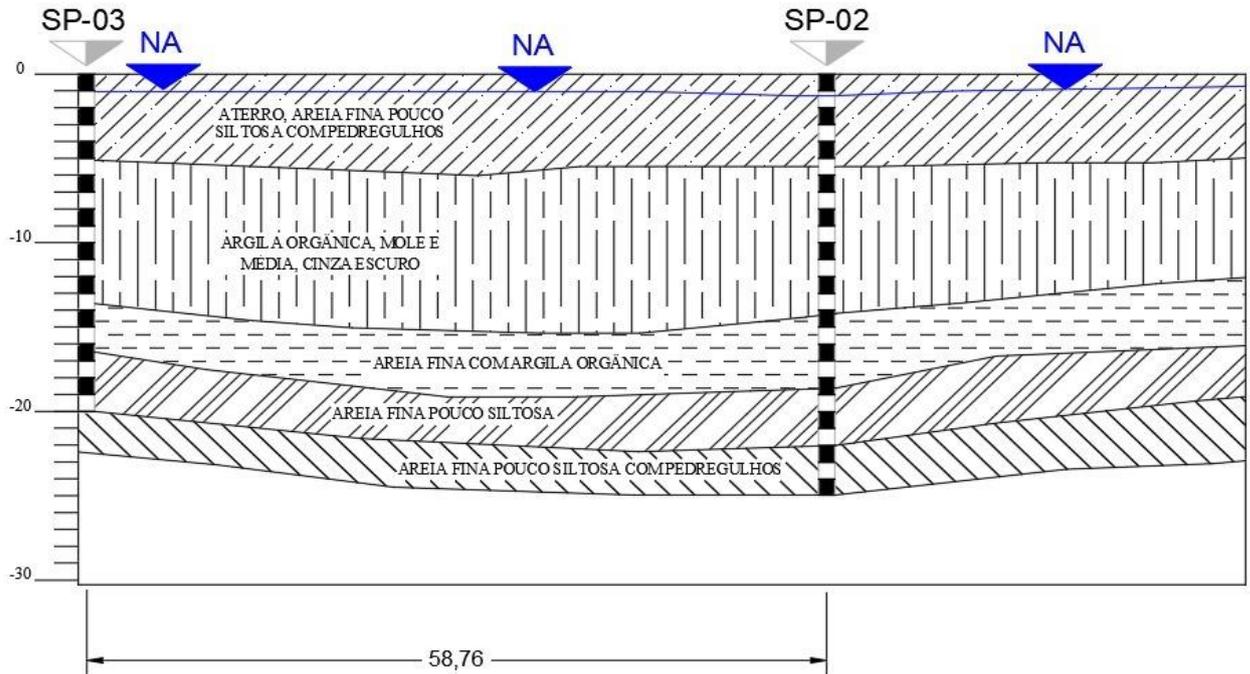
**Figura 28: Camadas do Solo a partir do SP-02.**



**Fonte: Os Autores**

Na Figura 29, é estimado o perfil geotécnico do solo da região. Para elaborar este perfil foram considerados os furos SP-02 (Anexo B) e SP-03 (Anexo C). O perfil do solo é reproduzido através do extrapolamento lateral das informações obtida em cada vertical até as verticais adjacentes.

**Figura 29: Perfil do Solo**



**Fonte: Os Autores**

A partir da elaboração do perfil pode-se seguir com o procedimento de dimensionamento. No tocante ao elemento estrutural a ser utilizado na realização dos cálculos, é importante verificar os efeitos e capacidade de carga para elementos estruturais (estacas) de diferentes seções. Dessa forma, optou-se por conduzir os cálculos para três estacas hipotéticas com as seguintes seções: 18x18 cm; 23x23 cm e 30x30 cm, de forma a aferir como os efeitos de atrito negativo, recalque, falsa nega, Tschebotarioff, influenciam no comportamento da interação solo-estrutura.

Para definição das cargas a serem aplicadas nas estacas desta pesquisa buscando ampliar as considerações sobre os efeitos do sistema solo-estrutura foram adotadas cargas verticais de níveis baixos, intermediários e altos. Para garantir que não acontecesse a ruptura física da estaca por aplicação de cargas superiores à sua capacidade de carga máxima foi adotado que estes níveis iriam ter uma redução de 100kN em relação à carga de catálogo da estaca. Ou seja, assim foram adotadas as seguintes relações de carga e dimensão da estaca: carga de 300kN aplicada à estaca de 18x18 cm, 500kN aplicada à estaca de 23x23 cm e 900kN aplicada à estaca de 30x30cm. As cargas seguindo o catálogo da empresa Protensul Pré-Fabricados de Concreto, dado pela tabela 6:

Tabela 6: Catálogo Protensul

Seção (cm)	Comprimento Padrão (m)	Capacidade de Carga Máxima (kN)
16x16	4-5-6-8-10-12	250
<b>18x18</b>	<b>4-5-6-8-10-12</b>	<b>350</b>
20x20	4-5-6-8-10-12	450
<b>23x23</b>	<b>4-5-6-8-10-12</b>	<b>600</b>
26x26	4-5-6-8-10-12	750
<b>30x30</b>	<b>4-5-6-8-10-12</b>	<b>1000</b>
33x33	4-5-6-8-10-12	1100
35x35	4-5-6-8-10-12	1300
42x42	6-8-10-12	1800
45x45	6-8-10-12	2000

Fonte: Home Page Protensul, 2021

### 6.1.1 CAPACIDADE DE CARGA

Com o perfil do solo estudado pronto com o  $N_{spt}$  (valor da resistência a penetração, dado pelo número de golpes, dado pelo ensaio SPT), será iniciado o cálculo da capacidade da estaca modelo.

O valor para a capacidade de carga será calculado a partir do método de Aoki Velloso, que leva em consideração a resistência de ponta da estaca mais a resistência lateral. Para a resistência de ponta em relação ao  $N_{spt}$ , observa-se a equação 7: (ALONSO, 1983):

$$r_p = \frac{K \times N_{spt}}{F_1} \quad (7)$$

Onde

$r_p$  = Capacidade de carga do solo na profundidade que a estrutura se apoia;

$N_{spt}$  = valor do SPT;

$K$  = coeficiente em função do tipo de solo (MPa);

$F_1$  = coeficientes de correção em função do tipo de estaca;

$A_p$  = Área de projeção da ponta da estaca.

E para a resistência lateral em relação ao  $N_{spt}$ , será utilizada a equação 8:

$$r_l = \frac{\alpha \times K \times N_{spt}}{F_2} \quad (8)$$

Onde:

$r_l$  = tensão média de atrito lateral na camada de espessura  $\Delta L$ ;

$N_{spt}$  = valor do SPT;

$K$  = coeficientes em função do tipo de solo (MPa);

$\alpha$  = coeficiente em função do tipo de solo (%);

$F_2$  = coeficientes de correção em função do tipo de estaca;

$A_p$  = Área de projeção da ponta da estaca.

Os coeficientes,  $K$ ,  $\alpha$ ,  $F_1$  e  $F_2$ , são dados tabelados propostos por Aoki e Velloso por meio de ensaios, assim, os dados são apresentados nas tabelas 7 e 8:

**Tabela 7: Valores dos coeficientes  $K$  e  $\alpha$  propostos por Aoki e Velloso**

<b>Tipo de Terreno</b>	<b>K (MPa)</b>	<b><math>\alpha</math> (%)</b>
<b>Areia</b>	1,00	1,4
<b>Areia Siltosa</b>	0,80	2,0
<b>Areia Siltosa-Argilosa</b>	0,70	2,4
<b>Areia Argilosa</b>	0,60	3,0
<b>Areia Argilo-Siltosa</b>	0,50	2,8
<b>Silte</b>	0,40	3,0
<b>Silte Arenoso</b>	0,55	2,2
<b>Silte Arenoso-Argiloso</b>	0,45	2,8
<b>Siltosa Argiloso</b>	0,23	3,4
<b>Silte Argilo-Arenoso</b>	0,25	3,0
<b>Argila</b>	0,20	6,0
<b>Argila Arenosa</b>	0,35	2,4
<b>Argila Areno-Siltosa</b>	0,30	2,8
<b>Argila Siltosa</b>	0,22	4,0
<b>Argila Silto-Arenosa</b>	0,33	3,0

Fonte: Alonso, 1983

**Tabela 8: Valores dos coeficientes F1 e F2 propostos por Aoki e Velloso**

<b>Tipo de Estaca</b>	<b>F1</b>	<b>F2</b>
<b>Franki</b>	2,5	5,0
<b>Pré-Moldada</b>	1,75	3,5
<b>Escavadas</b>	3,0	6,0

**Fonte: Alonso, 1983**

Definido os coeficientes junto com o  $N_{spt}$ , poderá ser calculada a resistência lateral e a de ponta, chegando na capacidade de carga da estaca com a soma das duas resistências. (ALONSO, 1983)

### 6.1.2 RECALQUE

Com o intuito de verificar o recalque das estacas adotadas no solo estudado, será utilizado o método de Cintra e Aoki, que leva em consideração não apenas o recalque do solo onde é assentada a estaca, mas também a influência das camadas superiores de solo acima dela no recalque. O método é dividido em duas partes, sendo que a primeira se calcula o encurtamento elástico da estaca e o segundo o recalque solo, tornando assim o método completo na análise de recalque, avaliando o solo de duas maneiras diferente a estrutura que será inserida nela. (CINTRA, AOKI, 2010)

Antes do início dos cálculos, segundo Cintra e Aoki (2010), deve-se admitir:

1- A carga aplicada ( $P$ ) no topo da estaca deve ser maior que o valor que a resistência lateral e de menor valor que capacidade de carga da estaca, sendo a capacidade de carga calculada a partir da equação 9, que é a resistência total dividido pelo coeficiente de segurança 2, dada pela norma NBR 6122 (2019), sendo:

$$R = \frac{RT}{CS} \quad (9)$$

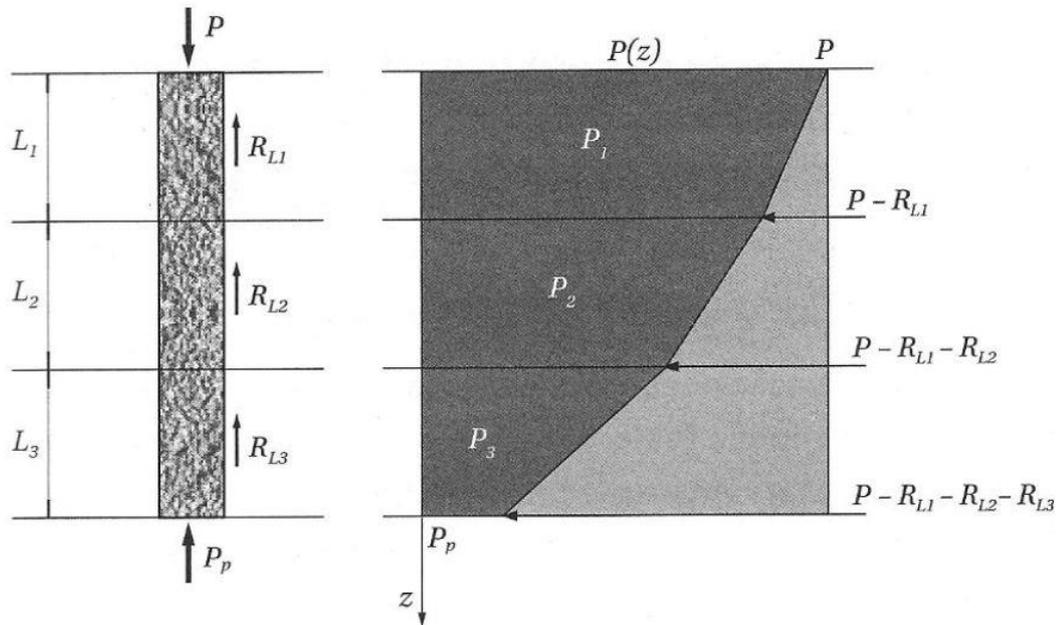
2- Tenha a mobilização do atrito lateral ( $RL$ );

3 – A reação de mobilização ( $P_p$ ) deve ser suficiente para equilibras as forças de atrito lateral, e seja menor que a resistência de ponta ( $R_p$ ).

$$P_p = P - RL < R_p$$

Como mostra a figura 30:

**Figura 30: Diagrama de esforço normal na estaca**



**Fonte: Cintra e Aoki, 2010**

Assim é possível utilizar o método para o cálculo de recalque em estacas cravadas em solos heterógeno, ou seja, de camadas diferentes na sua composição. (CINTRA, AOKI, 2010)

Para a etapa de cálculo do encurtamento elástico será utilizada a equação 10:

$$\rho e = \frac{1}{A \times E_c} \times \sum (P_i \times L_i) \quad (10)$$

Onde:

A = área da seção transversal do fuste da estaca;

$E_c$  = módulo elástico do concreto, considerado 28 GPa para estacas pré-moldadas de acordo com Cintra e Aoki (2010);

$P_i$  = Esforço normal da camada

$L_i$  = espessura da camada de solo.

Sendo o esforço normal da primeira camada calculado a partir equação 11:

$$P_1 = P - \frac{RL_1}{2} \quad (11)$$

Onde:

RL1 = Resistencia lateral da primeira camada calculada a partir do Nspt Médio da Camada.

O esforço normal para a segunda camada, é calculado a partir da equação 12:

$$P2 = P - RL1 - \frac{RL2}{2} \quad (12)$$

Onde:

RL2 = Resistencia lateral da segunda camada calculada a partir do Nspt Médio da Camada.

Já para a segunda etapa, segundo Cintra e Aoki (2010), é inicialmente calculado o acréscimo de tensões que a ponta da estaca faz no solo do seu assentamento com a equação 13:

$$\Delta\sigma_p = \frac{4 \times P_p}{\pi \times (D + h + \frac{H}{2})^2} \quad (13)$$

Onde:

D = Largura da base da estaca;

h = distância da ponta da estaca até o começo da próxima camada;

H = espessura da camada de baixo da camada de assentamento da estaca

P<sub>p</sub> = Reação de mobilização da ponta da estaca;

Após, é calculado a propagação do acréscimo de tensões que cada camada faz sobre a camada de assentamento da estaca, de acordo com Cintra e Aoki (2010) dada pela equação 14:

$$\Delta\sigma_i = \frac{4 \times RLi}{\pi \times (D + h + \frac{H}{2})^2} \quad (14)$$

Onde:

$\Delta\sigma_i$  = acréscimo de tensão da camada;

RL<sub>i</sub> = reação do atrito lateral da camada;

$h$  = a distância do centro da camada até o início da camada imediatamente abaixo do assentamento da estaca;

$H$  = espessura da camada de baixo da camada de assentamento da estaca.

Totalizando o acréscimo de tensões, sendo, o acréscimo de tensões da ponta da estaca mais o acréscimo de tensões de cada camada de solo, como mostra a equação 15:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_p + \sum \Delta\sigma_i \quad (15)$$

Assim, o recalque do solo é dado pela equação 16, de acordo com Cintra e Aoki (2010):

$$\rho_s = \sum (H \times \frac{\Delta\sigma}{E_s}) \quad (16)$$

Onde:

$E_s$  = módulo de deformabilidade do solo antes da execução da estaca, que de acordo com Cintra e Aoki (2010) é dado pela equação 17:

$$E = 6 \times K \times N_{spt} \quad (17)$$

Sendo:

$N_{spt}$  = É o número do ensaio de SPT;

$K$  = coeficiente empírico do método Aoki Velloso, em função do tipo de solo dado pela tabela 7.

Na qual o Módulo de Deformabilidade, também, deve estar de acordo com a tabela 9:

Tabela 9: Valor do Módulo de Deformabilidade

<b>Tipo de solo ou rocha e Resistencia</b>	<b>Módulos de Deformabilidade E (kPa)</b>
<b>Resistencia não drenada</b>	
Argila mole	1500- 10000
Argila média	5000 – 50000
Argila rija	15000 - 75000
<b>Resistencia drenada</b>	
Argila mole	250 - 1500
Argila Média	500 - 3500
Argila rija	1200 - 20000
Areia solta	10000 - 25000
Areia densa média	20000-60000
Areia densa	50000 - 100000
Arenito	7000000 - 20000000
Granito	25000000 - 50000000
Aço	200000000

Fonte: CODUTO (1994) apud CARLOS (2014)

Portando o recalque total de uma estaca será a soma da parcela do encurtamento elástico da estaca junto com o recalque do solo, dada pela equação 18:

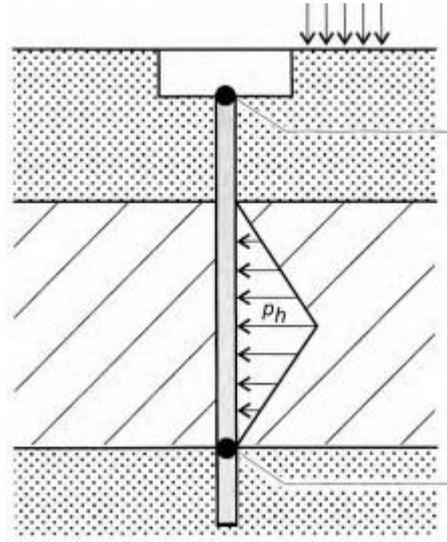
$$\rho = \rho_e + \rho_s \quad (18)$$

Finalizando o método de Cintra e Aoki para o cálculo do recalque.

### 6.1.3 EFEITO TSCHEBOTARIOFF

Para a verificação do Efeito Tschebotarioff, será utilizado o modelo de carregamento sobre a estaca, provocado pelo solo, proposto pelo próprio Tschebotarioff. Neste modelo, Tschebotarioff define que a força exercida pelo solo sobre a estaca podendo ser considerada como um carregamento triangular, aplicado no comprimento da mesma. Assim, o modelo da estaca é representado pela figura 31 a seguir:

**Figura 31: Modelo de carregamento proposto por Tschebotarioff**



**Fonte: Velloso e Lopes, 2010.**

Assim, através do modelo citado, calcula-se a carga  $Ph$ , através da equação 19, proposta por Tschebotarioff:

$$Ph = 2 \times B \times K \times \gamma \times H \quad (19)$$

Onde:

$Ph$  = Pressão exercida pelo solo

$B$  = Largura da Estaca

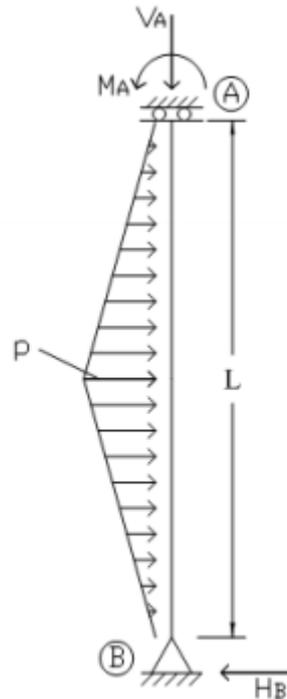
$K$  = Coeficiente de Empuxo

$\gamma$  = Peso Específico do material de aterro (%)

$H$  = Altura da camada de aterro

De forma a aplicar a carga  $Ph$  sobre a estaca e encontrar a deformação sofrida pela mesma, utiliza-se do software Ftool, onde é possível mostrar o carregamento sobre a estaca e a deformação sofrida por ela. Para isto, será utilizado o modelo da figura 32 como forma de avaliar os esforços:

Figura 32: Modelo de esforços proposto por Tschebotarioff



Fonte: Velloso e Lopes, 2010.

#### 6.1.3.1 SOFTWARE FTOOL

Para o cálculo da deformação máxima que as estacas poderão vir a sofrer, utilizou-se do software Ftool, que consiste em um software de análises de comportamentos estruturais, comumente utilizado nas mais diversas áreas da engenharia. Sendo assim, foram inseridas as propriedades das estacas, tais como seção e material, inserido o carregamento distribuído sobre as mesmas e feita a análise da deformação máxima, apresentada no gráfico de deformação gerado pelo software.

#### 6.1.4 ATRITO NEGATIVO

No intuito de verificar o efeito do Atrito Negativo causado pela argila mole na estaca pré-moldada, será utilizado o método convencional para Atrito Negativo, conforme equação 20, descrita por Alonso (1989):

$$AN = U \sum (\Delta l \times rt) \quad (20)$$

Onde:

$AN$  = Atrito Negativo

$U$  = Perímetro da Estaca

$\Delta l$  = Espessura de cada camada de solo de  $r_t$  constante

$r_t$  = Adesão entre a estaca e o solo.

Segundo Alonso, o fator de adesão  $r_t$  pode ser considerado como sendo a coesão do solo, em casos de argilas moles.

## 7. RESULTADOS E DISCUSSÕES

De início, foi criada uma tabela de cálculos para comparação dos resultados de capacidade de carga e os efeitos entre cada estaca escolhida e a carga aplicada a mesma. Assim, foi adicionado o perfil do solo, já estudado na figura 29, tendo a profundidade analisada a cada metro como é feito em ensaios SPTs. O número de SPT foi adicionado com os dados do furo SP-02, criando a tabela base para os cálculos.

Os dados de comparação de cada estaca, como: seção comercial, capacidade de carga máxima da estaca, comprimentos padrões, foram adotados com o catálogo da empresa Protensul para estacas de seção quadrada, dada pela tabela 6.

A escolha das seções foi de 18x18, 23x23 e de 30x30, sendo uma estaca mais esbelta, uma intermediária e uma mais robusta para a comparação nos cálculos. O trabalho previu inicialmente o uso de uma estaca de 16x16cm, porém, pelo fato ter uma baixa capacidade de carga cogitou-se que esta poderia romper durante a cravação. Acredita-se que esta não suportaria a cravação nas profundidades 3, 4 e 5 metros. Nestas camadas ocorre um pico de resistência conforme mostrado no furo SP-02 (Anexo B). Assim, buscando evitar quebra de estacas na obra que ocasionaria em transtorno de alteração no projeto é prudente utilizar a estaca de seção maior para desenvolvimento dos cálculos.

As cargas a serem aplicadas nas estacas, foram escolhidas de acordo com o critério convencional, onde é utilizada uma estaca com capacidade de carga máxima de catálogo superior a carga aplicada. Assim, previne-se que haja um superdimensionamento das estacas, tendo gastos econômicos desnecessários. Prevenindo, também, um subdimensionamento das estacas, com capacidade de carga abaixo da carga aplicada, podendo vir a romper.

### 7.1 CAPACIDADE DE CARGA

Com a tabela base montada, o segundo passo foi automatizar a tabela para o cálculo da capacidade de carga com o método Aoki Velloso. Foi selecionado os coeficientes  $K$  e  $\alpha$  para cada camada do perfil do solo. Posteriormente escolhidos os coeficientes  $F1$  e  $F2$  nos valores de 1,75 e 3,5 respectivamente, por utilizar uma estaca pré-moldada. Com os dados iniciais, foi calculado para cada estaca a resistência de ponta (equação 4 e 7), resistência lateral (equação 5 e 8), resistência total (equação 6) e a capacidade de carga admissível (equação 9).

Obteve-se que as tabelas 10, 11 e 12 contém os resultados da capacidade de carga solo-estrutura para seguintes situações: 18x18 – 300 kN (estaca de seção 18x18, aplicada uma carga de 300 kN), 23x23 – 500 kN (estaca de seção de 23x23, aplicada uma carga de 500 kN) e 30x30 – 900 kN (estaca de seção 30x30, aplicada uma carga de 900 kN):

Tabela 10: Resultados para a Situação 18x18-300 kN

Estaca (cm)		18	Carga Estaca (KN) Protensul		350	Coef. Segura		2
Carga Aplicada (KN)		300	Ap		0,0324	F1		1,75
			U		0,72	F2		3,5

CAPACIDADE DE CARGA - AOKI VELLOSO - 18x18 - 300KN										
Profundidade (m)	Rp (KN)	RI (KN)	RI acumulado (KN)	Rt (KN)	Capacidade de Carga (KN)	ESTACA	Nspt	alfa (%)	K (KN/m <sup>2</sup> )	Camada
1	88,87	19,75	19,75	108,62	54,31	10	6	2,0%	800	ATERRO (AREIA FINA POUCO SILTOSA)
2	222,17	49,37	69,12	291,29	145,65		15	2,0%	800	
3	607,27	134,95	204,07	811,34	405,67		41	2,0%	800	
4	473,97	105,33	309,39	783,36	391,68		32	2,0%	800	
5	459,15	102,03	411,43	870,58	435,29		31	2,0%	800	
6	7,41	4,94	416,37	423,77	211,89		2	6,0%	200	
7	7,41	4,94	421,30	428,71	214,35	2	6,0%	200		
8	0,00	0,00	421,30	421,30	210,65	0	6,0%	200		
9	0,00	0,00	421,30	421,30	210,65	0	6,0%	200		
10	7,41	4,94	426,24	433,65	216,82	2	6,0%	200		
11	7,41	4,94	431,18	438,58	219,29	2	6,0%	200		
12	0,00	0,00	431,18	431,18	215,59	0	6,0%	200		
13	0,00	0,00	431,18	431,18	215,59	0	6,0%	200		
14	7,41	4,94	436,11	443,52	221,76	2	6,0%	200		
15	22,22	14,81	450,93	473,14	236,57	6	6,0%	200		
16	55,54	18,51	469,44	524,98	262,49	5	3,0%	600	AREIA FINA COM ARGILA ORGÂNICA, POUCO COMPACTA	
17	55,54	18,51	487,95	543,50	271,75	5	3,0%	600		
18	99,98	33,33	521,28	621,26	310,63	9	3,0%	600		
19	144,41	48,14	569,42	713,83	356,91	13	3,0%	600	AREIA FINA POUCO SILTOSA COMPACTA	
20	266,61	59,25	628,66	895,27	447,63	18	2,0%	800		
21	311,04	69,12	697,78	1008,82	504,41	21	2,0%	800		
22	503,59	111,91	809,69	1313,28	656,64	34	2,0%	800	AREIA FINA POUCO SILTOSA	
23	355,47	78,99	888,69	1244,16	622,08	24	2,0%	800		
24	444,34	98,74	987,43	1431,77	715,89	30	2,0%	800		
25	681,33	151,41	1138,83	1820,16	910,08	46	2,0%	800		

Fonte: Os Autores

Primeiramente, no final da camada de aterro, profundidade de 3, 4 e 5m, há um aumento da resistência a penetração no ensaio de SPT, com o número de SPT de 41, 32 e 31. Valores que de acordo com a tabela 1 classifica o solo como solo duro, antes mesmo de chegar à camada de argila mole onde o número do SPT cai para 2. Situação que pode ser explicada pela ocorrência do efeito Set Up. Efeito que durante a penetração do ensaio de SPT, a região ao entorno da sonda sofre uma certa perturbação, tornando-se amolgada. Com o amolgamento há um ganho de resistência por meio do aumento da pressão neutra. Porém com o tempo essa camada viria a perder a resistência por relaxação, podendo ser penetrada novamente.

Observa-se também, que durante uma cravação hipotética, nas profundidades de 3, 4 e 5 m, as estacas teriam capacidade de carga suficiente para suportar a carga aplicada, chegando ao final de sua cravação. Porém, a camada de argila mole espessa estaria logo abaixo da camada de assentamento da estaca. Tal situação poderia vir a se tornar o efeito de falsa nega, ou seja, dando a impressão de um solo com capacidade de sustentação para a fundação. Futuramente, com a estaca assentada acima da camada de solo mole crítica, com a relaxação do solo, viria a ocorrer um recalque excessivo. Para prevenir tal situação a execução por cravação hipotética, seria necessário diminuir a

altura do martelo durante a cravação nas camadas citadas. Deste modo, a estaca passaria pelas camadas de forma mais lenta chegando à camada de argila mole. Na camada de argila mole onde a resistência é de menor valor a cravação iria retomar a sua execução normalmente.

O critério de finalização da cravação da estaca foi definido sendo até a interação solo-estrutura atingir a capacidade de carga admissível maior que a capacidade de carga dada pelo catálogo. Esse critério foi definido para evitar um recalque superior ao calculado por uma sobrecarga não calcula na etapa de projeto. Então, para a cravação da estaca de seção 18x18 cm, sua finalização foi dada pela profundidade de 19 m, como mostra a tabela 10. Assim, utilizando dois comprimentos de estaca para a fundação, uma de 10m e outra de 9m. Porém, por questão de comprimento padrão não é comercializada estacas de 9m, tabela 6. Portanto foi escolhido duas estacas de 10m, chegando à capacidade de carga admissível, da interação solo-estrutura, de 356,91 kN. A emenda das estacas foi adotada como sendo de anel soldado, garantindo sua eficiência na união das estacas.

**Tabela 11: Resultados para a Situação 23x23-500 kN**

Estaca (cm)		23	Carga Estaca (KN) Protensul		600	Coef. Segura		2		
Carga Aplicada (KN)		500	Ap		0,0529	F1		1,75		
			U		0,92	F2		3,5		
CAPACIDADE DE CARGA - AOKI VELLOSO - 23x23 - 500KN										
Profundidade (m)	Rp (KN)	RI (KN)	RI acumulado (KN)	Rt (KN)	Capacidade de Carga (KN)	ESTACA	Nspt	alfa (%)	K (KN/m <sup>2</sup> )	Camada
1	145,10	25,23	25,23	170,33	85,17	10	6	2,0%	800	ATERRO (AREIA FINA POUCO SILTOSA)
2	362,74	63,09	88,32	451,06	225,53		15	2,0%	800	
3	991,50	172,43	260,75	1252,25	626,13		41	2,0%	800	
4	773,85	134,58	395,34	1169,19	584,59		32	2,0%	800	
5	749,67	130,38	525,71	1275,38	637,69		31	2,0%	800	
6	12,09	6,31	532,02	544,11	272,06	10	2	6,0%	200	ARGILA ORGÂNICA, MOLE CORA ESCURA
7	12,09	6,31	538,33	550,42	275,21		2	6,0%	200	
8	0,00	0,00	538,33	538,33	269,17		0	6,0%	200	
9	0,00	0,00	538,33	538,33	269,17		0	6,0%	200	
10	12,09	6,31	544,64	556,73	278,37		2	6,0%	200	
11	12,09	6,31	550,95	563,04	281,52		2	6,0%	200	
12	0,00	0,00	550,95	550,95	275,47		0	6,0%	200	
13	0,00	0,00	550,95	550,95	275,47		0	6,0%	200	
14	12,09	6,31	557,26	569,35	284,67		2	6,0%	200	
15	36,27	18,93	576,18	612,46	306,23		6	6,0%	200	
16	90,69	23,66	599,84	690,53	345,26	5	3,0%	600	AREIA FINA COM ARGILA ORGÂNICA, POUCO COMPACTA	
17	90,69	23,66	623,50	714,18	357,09	5	3,0%	600		
18	163,23	42,58	666,08	829,31	414,66	9	3,0%	600		
19	235,78	61,51	727,59	963,37	481,69	13	3,0%	600		
20	435,29	75,70	803,29	1238,58	619,29	18	2,0%	800	AREIA FINA POUCO SILTOSA COMPACTA	
21	507,84	88,32	891,61	1399,45	699,73	21	2,0%	800		
22	822,22	142,99	1034,61	1856,82	928,41	34	2,0%	800		
23	580,39	100,94	1135,54	1715,93	857,97	24	2,0%	800	AREIA FINA POUCO SILTOSA	
24	725,49	126,17	1261,71	1987,20	993,60	30	2,0%	800		
25	1112,41	193,46	1455,18	2567,59	1283,79	46	2,0%	800		

Fonte: Os Autores

Na tabela 11, com a situação 23x23 – 500 kN, observa-se o ganho de resistência novamente, nas camadas 3, 4 e 5 m, chegando a 637 kN. De mesma forma, utilizou-se

a execução hipotética já citada com redução da altura do martelo. Na cravação da estaca, a finalização se deu na profundidade de 20 m. Utilizando assim, duas estacas de comprimento de 10 m com emenda do tipo soldada para a fundação. Com a estaca cravada na profundidade até 20 m ela teria sua capacidade de carga admissível solo-estrutura no valor de 619,29 kN.

**Tabela 12: Resultados para a Situação 30x30-900 kN**

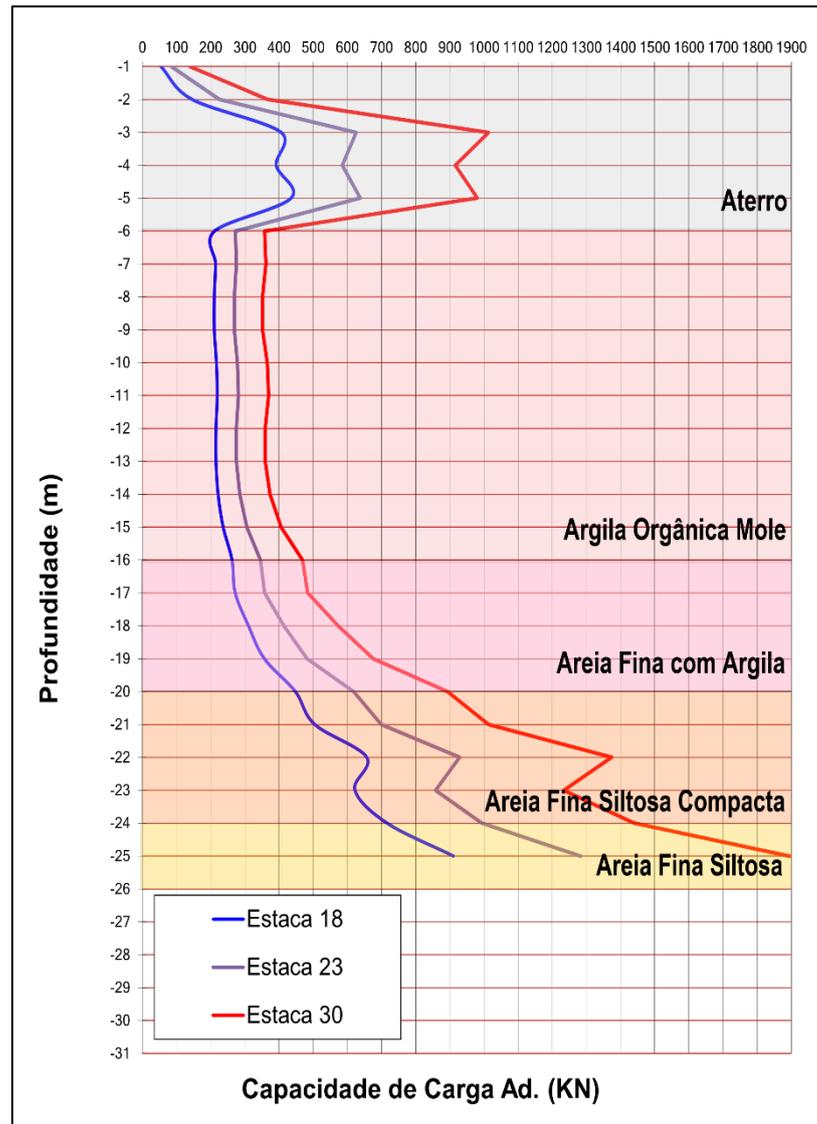
Estaca (cm)		30	Carga Estaca (KN) Protensul		1000	Coef. Segura		2		
Carga Aplicada (KN)		900	Ap		0,09	F1		1,75		
			U		1,2	F2		3,5		
CAPACIDADE DE CARGA - AOKI VELLOSO - 30x30 - 900KN										
Profundidade (m)	Rp (KN)	RI (KN)	RI acumulado (KN)	Rt (KN)	Capacidade de Carga (KN)	ESTACA	Nspt	alfa (%)	K (KN/m <sup>2</sup> )	Camada
1	246,86	32,91	32,91	279,77	<b>139,89</b>	10	6	2,0%	800	ATERRO (AREIA FINA POUCO SILTOSA)
2	617,14	82,29	115,20	732,34	<b>366,17</b>		15	2,0%	800	
3	1686,86	224,91	340,11	2026,97	<b>1013,49</b>		<b>41</b>	<b>2,0%</b>	<b>800</b>	
4	1316,57	175,54	515,66	1832,23	<b>916,11</b>		<b>32</b>	<b>2,0%</b>	<b>800</b>	
5	1275,43	170,06	685,71	1961,14	<b>980,57</b>		<b>31</b>	<b>2,0%</b>	<b>800</b>	
6	20,57	8,23	693,94	714,51	<b>357,26</b>		2	6,0%	200	ARGILA ORGÂNICA, MOLE CINZA ESCURA
7	20,57	8,23	702,17	722,74	<b>361,37</b>		2	6,0%	200	
8	0,00	0,00	702,17	702,17	<b>351,09</b>		0	6,0%	200	
9	0,00	0,00	702,17	702,17	<b>351,09</b>		0	6,0%	200	
10	20,57	8,23	710,40	730,97	<b>365,49</b>		2	6,0%	200	
11	20,57	8,23	718,63	739,20	<b>369,60</b>	2	6,0%	200		
12	0,00	0,00	718,63	718,63	<b>359,31</b>	0	6,0%	200		
13	0,00	0,00	718,63	718,63	<b>359,31</b>	0	6,0%	200		
14	20,57	8,23	726,86	747,43	<b>373,71</b>	2	6,0%	200		
15	61,71	24,69	751,54	813,26	<b>406,63</b>	6	6,0%	200		
16	154,29	30,86	782,40	936,69	<b>468,34</b>	5	3,0%	600	AREIA FINA COM ARGILA ORGÂNICA, POUCO COMPACTA	
17	154,29	30,86	813,26	967,54	<b>483,77</b>	5	3,0%	600		
18	277,71	55,54	868,80	1146,51	<b>573,26</b>	9	3,0%	600		
19	401,14	80,23	949,03	1350,17	<b>675,09</b>	13	3,0%	600	AREIA FINA POUCO SILTOSA COMPACTA	
20	740,57	98,74	1047,77	1788,34	<b>894,17</b>	18	2,0%	800		
21	<b>864,00</b>	<b>115,20</b>	<b>1162,97</b>	<b>2026,97</b>	<b>1013,49</b>	21	2,0%	800		
22	1398,86	186,51	1349,49	2748,34	<b>1374,17</b>	34	2,0%	800	AREIA FINA POUCO SILTOSA	
23	987,43	131,66	1481,14	2468,57	<b>1234,29</b>	24	2,0%	800		
24	1234,29	164,57	1645,71	2880,00	<b>1440,00</b>	30	2,0%	800		
25	1892,57	252,34	1898,06	3790,63	<b>1895,31</b>	46	2,0%	800		

Fonte: Os Autores

É realizada a cravação da mesma forma para a situação 30x30 – 900 kN, tabela 12. A finalização da cravação da estaca se deu na profundidade de 21 m. Assim, utilizando uma estaca de comprimento de 10 m e outra de 11 m para a fundação, porém novamente, não são comercializadas estacas de 11 m. Fazendo necessário o uso de uma estaca de 12 m e outra de 10 m, chegando-se à capacidade de carga admissível, entre solo-estrutura, de 1013,49 kN.

Para comparação entre as três situações, foi desenvolvido um gráfico de profundidade por capacidade de carga admissível, dado pela figura 33:

**Figura 33: Modelo de esforços proposto por Tschebotarioff**



Fonte: Os Autores

Observa-se que na primeira camada há um aumento da capacidade de carga admissível das três estacas. Posteriormente, quando se chega à camada de solo mole há uma queda brusca da capacidade de carga. Após ultrapassar a camada de solo mole, as estacas voltam a ganhar resistência, gradativamente. Assim, percebe-se a influência que a camada de solo mole exerce na capacidade de carga das estacas, fazendo com que haja a necessidade de grandes profundidades para que se alcance a capacidade de carga necessária.

## 7.2 RECALQUE

Após o cálculo de capacidade de carga, e definido o tamanho de cada estaca, camada de parada de cravação foi realizado o cálculo de recalque para cada situação. Com o método Cintra e Aoki, considerando o módulo de elasticidade do concreto de 28 GPa (utilizado em kN para os cálculos) obtivesse a parcela do encurtamento elástico dada pela tabela 13:

**Tabela 13: Encurtamento Elástico**

Situação	$\rho_e$ (mm)
18x18 – 300 kN	2,91
23x23 – 500 kN	3,89
30X30 – 900 kN	4,83

**Fonte: Os Autores**

Assim se percebe que quanto maior a seção da estaca maior é o recalque por encurtamento elástico.

A segunda parte do método que é referente ao recalque do solo, os resultados obtidos estão demonstrados na tabela 14:

**Tabela 14: Recalque do Solo**

Situação	$\rho_s$ (mm)
18x18 – 300 kN	4,81
23x23 – 500 kN	11,68
30X30 – 900 kN	56,57

**Fonte: Os Autores**

Constata-se que os valores de recalque do solo apresentam um aumento expressivo em relação ao encurtamento elástico. Comparando o recalque da estaca de 18 cm para a de 30 cm, são 51,76 mm de diferença entre os valores, que no encurtamento elástico era de apenas 1,92 mm entre as duas estacas. Sendo assim, define-se o valor de recalque do solo como uma parcela de extrema importância nos cálculos, pois é esta parcela que definirá a maior porcentagem do recalque total.

Para finalizar o método, são somadas as duas partes: o encurtamento elástico e o recalque do solo, chegando-se à tabela 15 de recalque total:

**Tabela 15: Recalque**

Situação	$\rho_s$ (mm)
18x18 – 300 kN	7,72
23x23 – 500 kN	15,57
30x30 – 900 kN	61,46

Fonte: Os Autores

Comparando os resultados da Tabela 15, nota-se que da estaca de 18 cm para a de 23 cm recalque do solo chega a dobrar de valor, de 7,72 mm para 15,57 mm. Já da estaca de 23 cm para a de 30 cm, o recalque do solo tem o seu valor quadruplicado, indo de 15,57 mm para 61,46 mm. Esta constatação pode ser visualizada na figura 34, que mostra o gráfico da seção de estaca quadrada por recalque, com os valores para o solo mole estudado:

**Figura 34: Gráfico de Seção de Estaca Quadrada x Recalque do Solo**

Fonte: Os Autores

Desta maneira, o gráfico de seção de estaca por recalque resulta em uma linha de tendência de função exponencial. Confirmando que quando maior a estaca, maior será o valor do recalque.

### 7.3 TSCHEBOTARIOFF

No intuito de verificar o Efeito Tschebotarioff nas estacas previamente definidas, procedeu-se ao cálculo do mesmo. De forma inicial, utilizou-se a equação (19) para calcular o valor da carga triangularmente distribuída a ser aplicada em cada estaca. Assim, foi necessário obter os dados a serem utilizados.

Sabe-se que o valor do coeficiente de empuxo K, de acordo com Velloso e Lopes (2010), pode ser adotado como 0,5. A altura da camada de aterro foi de 5,78 m. Como o aterro é formado por uma camada de areia fina, sendo assim, utilizou-se seu peso específico como sendo 17 kN/m<sup>3</sup> (Joppert, 2007).

Portanto, para a situação 18x18 – 300 kN, tem-se que:

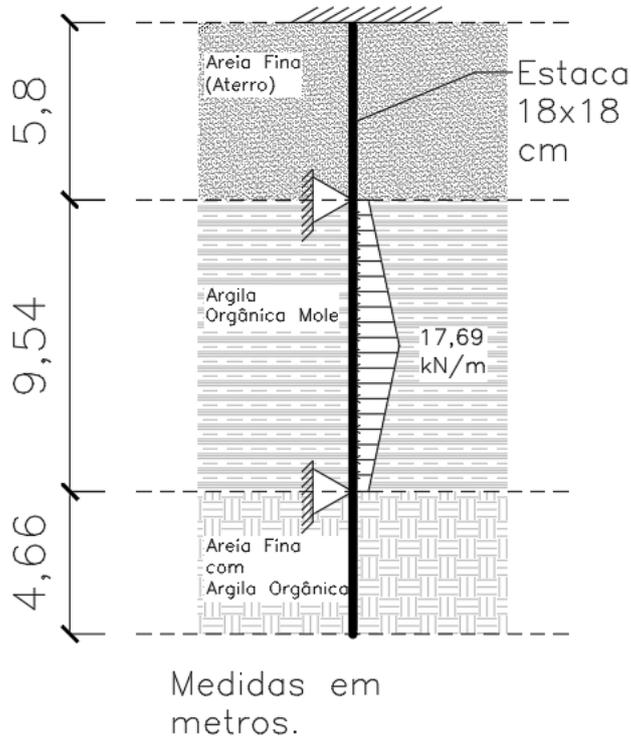
$$Ph = 2 * B * K * \gamma * H$$

$$Ph = 2 * 0,18 * 0,5 * 17,0 * 5,78$$

$$Ph = 17,69 \text{ kN/m}$$

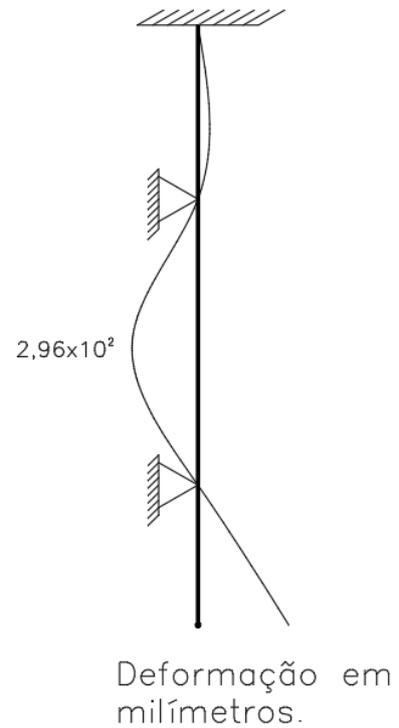
Assim, utilizando-se esta carga e o modelo proposto por Velloso e Lopes (2010) para o cálculo do efeito Tschebotarioff, utilizou-se do software Ftool, para determinar o deslocamento ocorrido. As figuras 35 e 36 abaixo mostram o esquema de forças e o diagrama de deslocamento, com um deslocamento máximo de 29 cm, para a estaca de 18x18 cm

**Figura 35: Esquema de forças da estaca 18x18 cm.**



**Fonte: Os Autores**

**Figura 36: Diagrama de deformação máxima**



**Fonte: Os Autores**

Para a situação 23x23 – 500 kN, foi calculado o efeito Tschebotarioff da mesma forma. Sendo assim, obteve-se a carga aplicada a seguir:

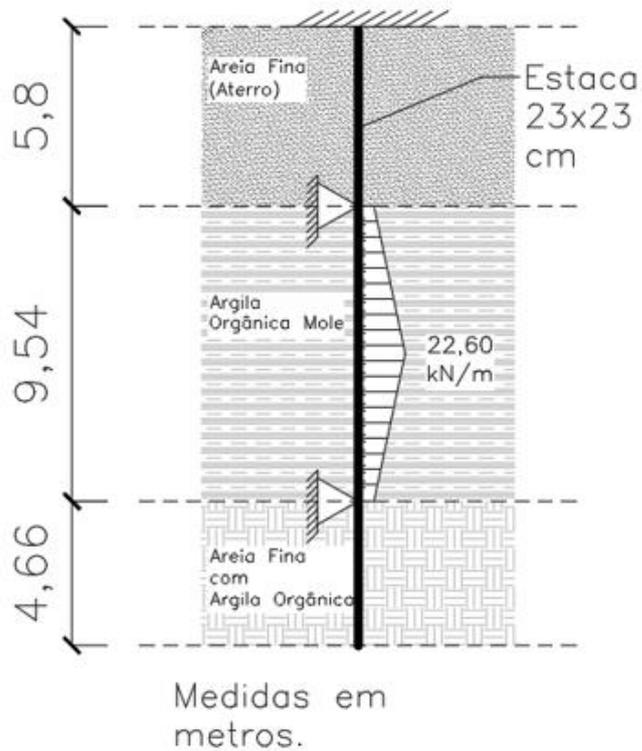
$$Ph = 2 \cdot B \cdot K \cdot \gamma \cdot H$$

$$Ph = 2 \cdot 0,23 \cdot 0,5 \cdot 17,0 \cdot 5,78$$

$$Ph = 22,60 \text{ kN/m}$$

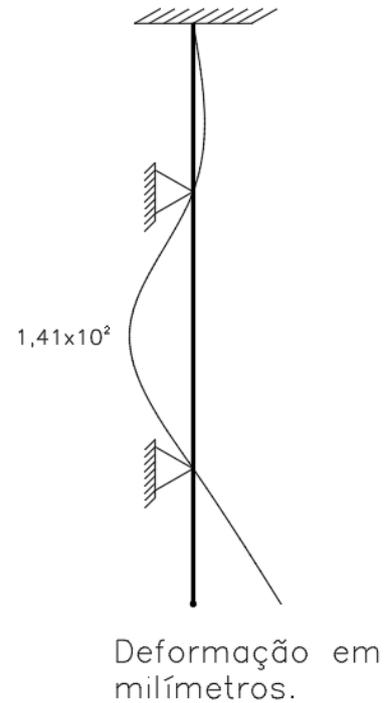
Dessa forma, com esta carga e o modelo proposto por Velloso e Lopes (2010), obteve-se o deslocamento de 14 cm, mostrado nas figuras 37 e 38 abaixo, para a estaca de 23x23 cm:

Figura 37: Esquema de forças da estaca 23x23 cm.



Fonte: Os Autores

Figura 38: Diagrama de deformação máxima.



Fonte: Os Autores

Para a situação 30x30 – 900 kN, obteve-se a carga da mesma forma:

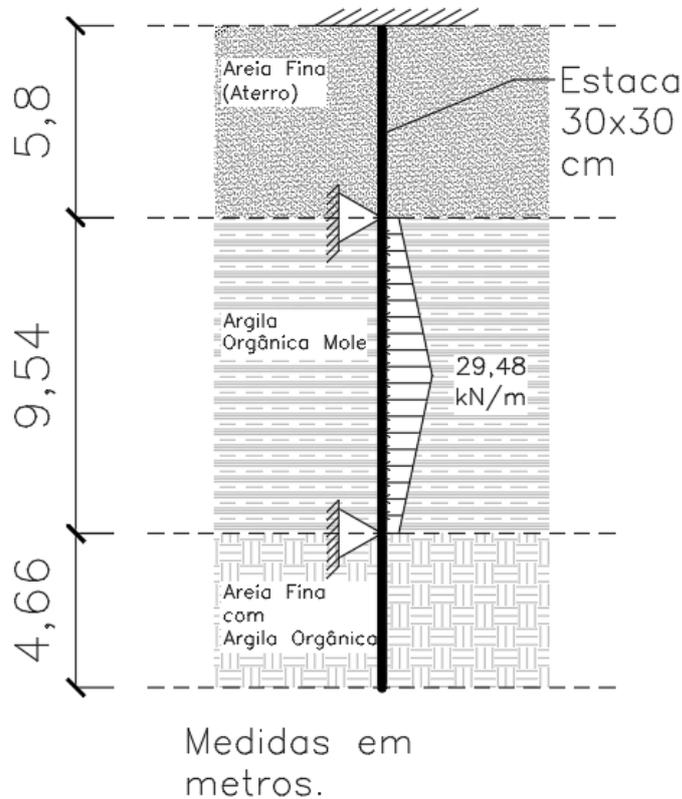
$$Ph = 2 \cdot B \cdot K \cdot \gamma \cdot H$$

$$Ph = 2 \cdot 0,30 \cdot 0,5 \cdot 17,0 \cdot 5,78$$

$$Ph = 29,48 \text{ kN/m}$$

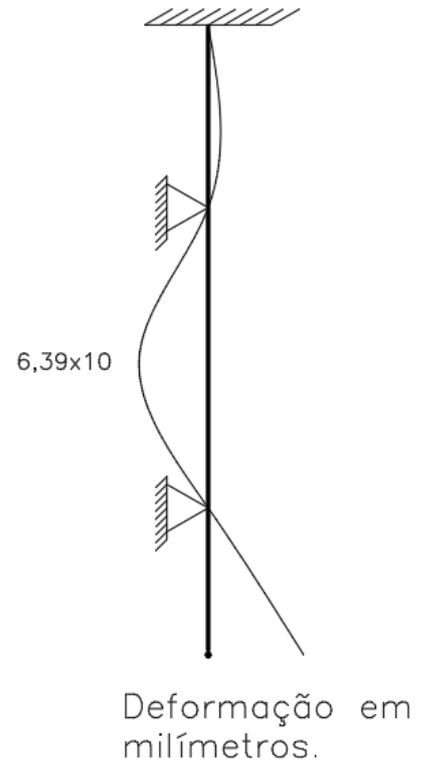
Dessa forma, obteve-se o valor do deslocamento de 6,39 cm, mostrado nas figuras 39 e 40 abaixo, para a estaca de 30x30 cm.

Figura 39: Esquema de forças da estaca 30x30 cm.



Fonte: Os Autores

Figura 40: Diagrama de deformação máxima.



Fonte: Os Autores

#### 7.4 ATRITO NEGATIVO

Desenvolvendo os cálculos a fim de encontrar o acréscimo de carga na estaca, causado por atrito negativo, utilizou-se da equação (20). Vale ressaltar que, para o cálculo do atrito negativo nas estacas de diferentes dimensões analisadas, foi utilizado o valor de coesão do solo como  $1,5 \text{ t/m}^2$ , dado retirado da tabela de Joppert (2007).

Assim, para a situação  $18 \times 18 - 300 \text{ kN}$ , e espessura da camada de argila equivalente a  $9,54 \text{ m}$ , retirada do ensaio SPT em anexo, obteve-se o valor de atrito negativo utilizando a equação (20), desenvolvida abaixo:

$$AN = [ (4 \times 0,18) * \sum (9,54 \times 1,5) ]$$

$$AN = 103,03 \text{ kN}$$

Dessa forma, compreende-se que o atrito negativo da camada de solo argiloso causa um acréscimo de  $103,032 \text{ kN}$  ao carregamento da estaca de seção  $18 \times 18 \text{ cm}$ .

Dando continuidade à análise, soma-se a carga aplicada na estaca, ou seja,  $300 \text{ kN}$ , com a carga acrescentada devido ao atrito negativo,  $103,03 \text{ kN}$ . Dessa forma, obtém-se uma carga aplicada resultante de  $403,3 \text{ kN}$ . Comparando esta carga aplicada resultante com a capacidade de carga admissível, cujo valor é de  $356,91 \text{ kN}$ , conclui-se

que a estaca não resiste ao efeito do atrito negativo. Sendo assim, ressalta-se que o carregamento adicional por atrito negativo corresponde a 34% da carga aplicada inicialmente na estaca.

Do mesmo modo, analisou-se a situação 23x23 – 500 kN. Com a estaca de seção 23x23 cm, obteve-se um carregamento adicional causado por atrito negativo conforme equação abaixo:

$$AN = [ (4 \times 0,23) * \sum (9,54 \times 1,5) ]$$

$$AN = 131,65 \text{ kN}$$

Somando-se a carga adicional provocada pelo atrito negativo com a carga aplicada na estaca 23x23cm, ou seja, 500kN, obtém-se um carregamento resultante de 631,65 kN. Sendo assim, analisando a capacidade de carga admissível para esta situação, obtém-se um valor de 619,29 kN. Comparando-se os dois valores, é possível compreender que a estaca de seção quadrada de 23cm não resiste ao carregamento aplicado somado ao efeito de atrito negativo. Destaca-se que o carregamento adicional equivale a 26% do carregamento aplicado inicialmente à estaca.

Dando sequência à análise de carregamento adicional causado por atrito negativo, tomou-se o mesmo procedimento para a situação 30x30 cm – 900 kN. Sendo assim, foi calculado o valor do carregamento causado pelo atrito negativo conforme relação abaixo:

$$AN = [ (4 \times 0,30) * \sum (9,54 \times 1,5) ]$$

$$AN = 171,72 \text{ kN}$$

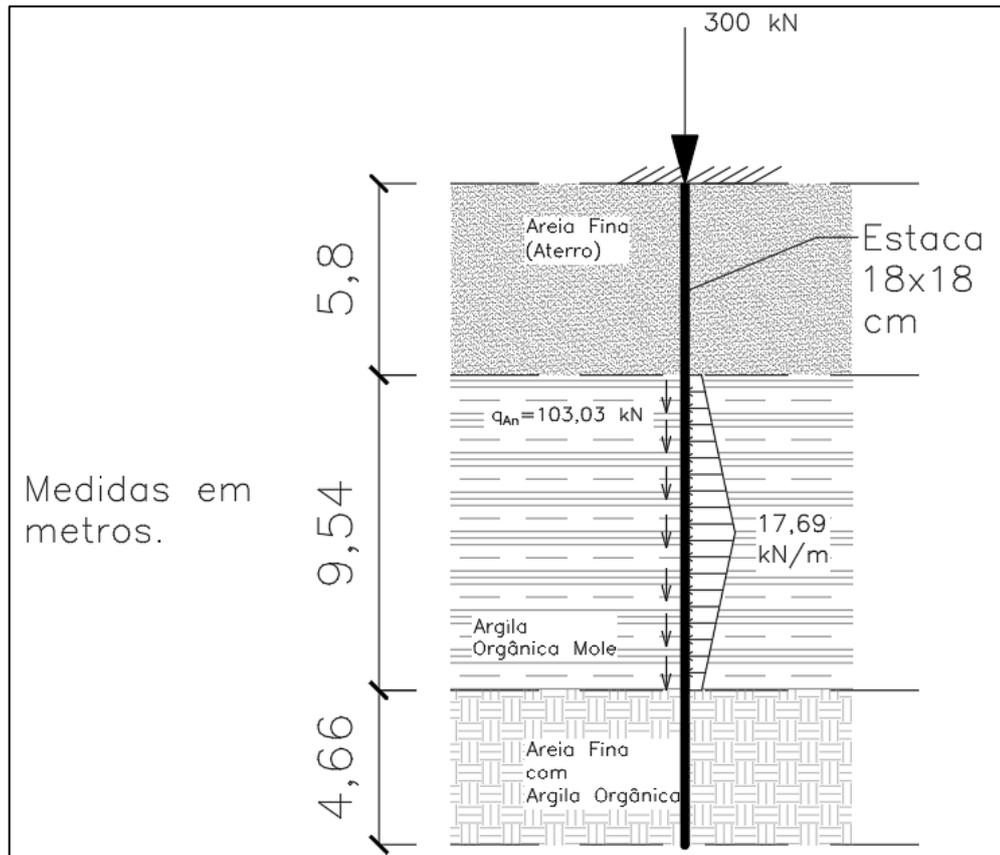
Somando-se o carregamento causado pelo atrito negativo, 171,72 kN ao valor da carga aplicada na estaca, 900 kN, obtém-se um carregamento resultante de 1071,72 kN. A capacidade de carga admissível calculada resultou em um valor de 1013,49 kN. Sendo assim, comparando os dois valores, conclui-se que o carregamento aplicado é superior ao carregamento admissível. Dessa forma, a estaca não resistiria ao carregamento aplicado e ao carregamento adicional causado por atrito negativo. E ainda, o carregamento adicional corresponde a 19% do carregamento aplicado inicialmente à estaca.

## 7.5 ANÁLISE GLOBAL

Após análise detalhada dos resultados obtidos através dos cálculos dos efeitos de Atrito Negativo, Recalque, Efeito Tschebotarioff, juntamente com a capacidade de carga calculada para as diferentes seções e carregamentos de estacas, convém analisar como estes efeitos, aplicados juntos às estacas, influenciam no seu comportamento.

Buscando analisar os efeitos aplicados de forma conjunta em cada situação de estaca, a figura 41 abaixo mostra, para a situação 18x18 – 300 kN, os efeitos aplicados sobre a mesma.

**Figura 41: Situação 18x18 – 300 kN, com todos os efeitos aplicados.**

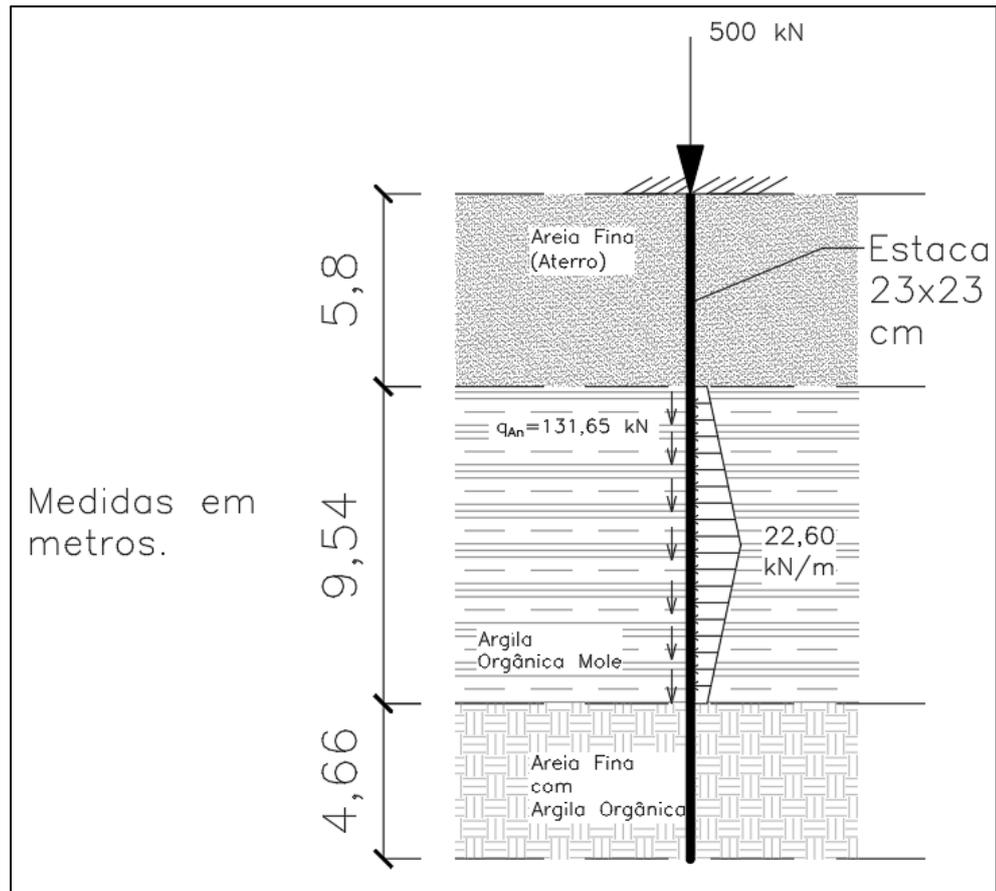


**Fonte: Os Autores**

Nesta situação, a estaca de 18x18 cm estaria submetida, além do carregamento vindo da edificação, a cargas verticais na camada de argila, oriundas do atrito negativo. Sofreria também, um carregamento horizontal na camada de argila, na magnitude de 17,69 kN/m, proveniente do efeito Tschebotarioff. Portanto, constatou-se que a estaca de 18x18 cm, sofreria deslocamento horizontal, em virtude do efeito Tschebotarioff, e também um aumento significativo em seu carregamento, devido ao atrito negativo. Sofreria recalque estimado em 7,72 mm. Desta forma, fica evidente que, caso estes efeitos não forem previamente calculados, na fase de projeto, irão ocasionar problemas. No caso desta estaca, com o acréscimo de carga por atrito negativo, a estaca teve capacidade de carga inferior à carga aplicada e assim, sofreria ruptura. Para o efeito Tschebotarioff, onde irá ocorrer, segundo os cálculos, um deslocamento horizontal máximo de 29 cm, poderia ocorrer um desencaixe das estacas e perder eixo estrutural. Além disso, poderá ocorrer deslocamento e posteriormente rupturas dos pilares da edificação.

Na situação 23x23 – 500 kN, obteve-se a figura 42 abaixo, com a aplicação dos efeitos em conjunto.

**Figura 42: Situação 23x23 – 500 kN, com todos os efeitos aplicados.**

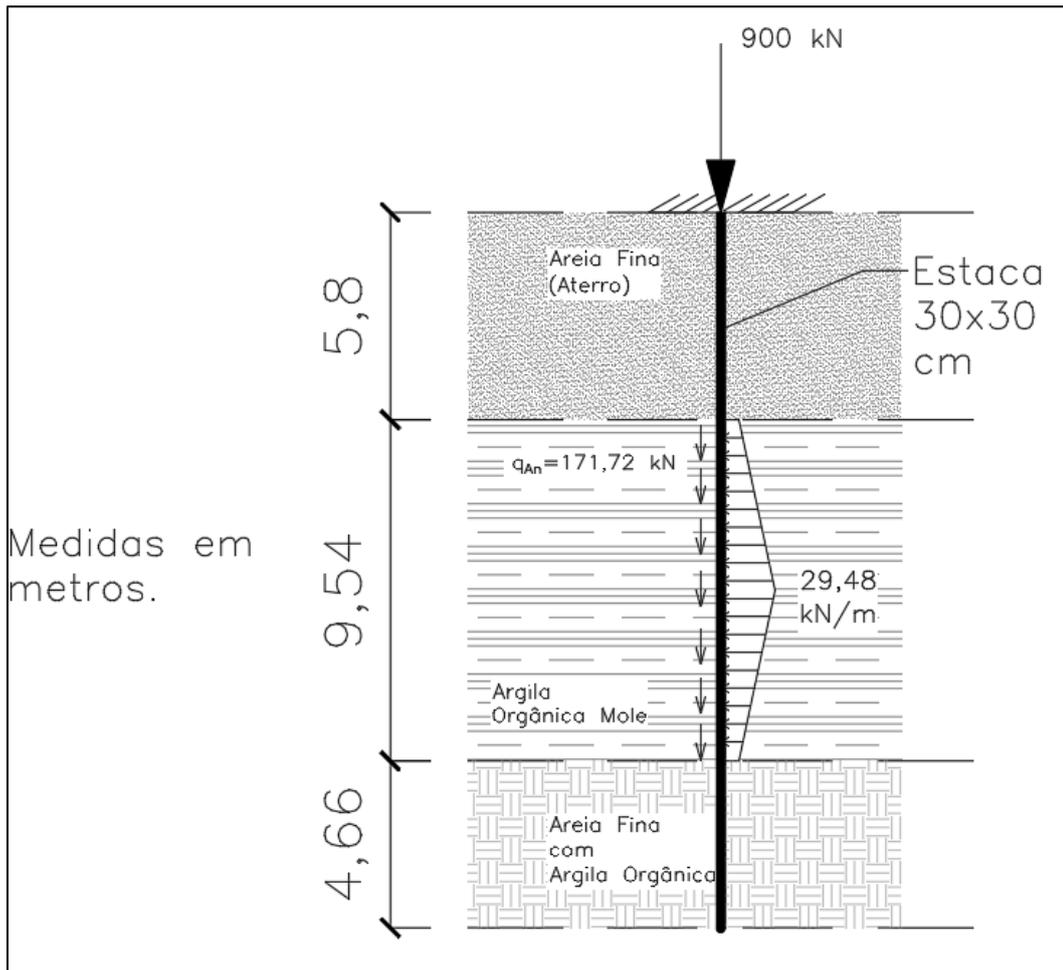


**Fonte: Os Autores**

A estaca de seção 23x23 cm, sofre carregamento de 500 kN, carga adicional de 131,65 kN, oriunda do efeito de atrito negativo, além de sofrer um carregamento horizontal de 22,60 kN/m. Sendo assim, analisou-se quais os eventuais problemas que ocorreriam nesta estaca. Em relação ao acréscimo de carga devido ao atrito negativo, a estaca não resistiria ao carregamento total. Analisando o efeito Tschebotarioff, à estaca poderá sofrer novamente desencaixe das estacas e ainda provocar a ruptura nos pilares da edificação. Assim, a estaca 23x23 cm sofrerá recalque de 15,57 mm, o que poderá ocasionar problemas estruturais na edificação.

Na situação 30x30 – 900 kN, obteve-se a figura 43, com a aplicação dos efeitos em conjunto.

**Figura 43: Situação 30x30 – 900 kN, com todos os efeitos aplicados.**



**Fonte: Os Autores**

Para esta situação, aplicando todos os efeitos em conjunto na estaca de seção 30x30, com uma carga aplicada de 900 kN, haverá um acréscimo de 171,72 kN, devido ao atrito negativo e, conforme calculado, a estaca não resistiria a estes esforços. Quanto ao efeito Tschebotarioff, a estaca sofreria um carregamento horizontal de 29,48 kN/m e isto ocasionará um deslocamento horizontal de 6,39 cm. Sendo assim, o efeito de maior preocupação na estaca de seção 30x30 cm é o atrito negativo, uma vez que a capacidade de carga da estaca é insuficiente para o carregamento total da mesma. Esta estaca ainda sofreria recalque de 61,46 mm, o que poderá ocasionar problemas estruturais na edificação.

## 8 CONCLUSÃO

Após a revisão bibliográfica realizada, a aplicação da metodologia definida e da análise dos resultados obtidos através dos cálculos, foi possível obter conclusões acerca de como os efeitos dos solos moles atuam sobre as estacas trabalhadas.

Através do cálculo da capacidade de carga para as três situações apresentadas, de estacas de seções diferentes, com carregamentos diferentes, foi possível chegar às seguintes conclusões. Notou-se que todas as três estacas precisaram atingir uma profundidade de 20 metros. Isto se deu em função da necessidade de atravessarem a camada espessa de argila mole, buscando assentar-se em uma camada de solo resistente. Também foi possível avaliar que, proporcionalmente, aumentando-se a seção da estaca, sua capacidade de carga admissível passava a ser mais satisfatória. Isto é, com o aumento da seção da estaca, conseqüentemente aumentou sua capacidade de carga de catálogo e juntamente com a resistência do solo, a estaca passou a ter capacidade de carga admissível maior. Logo, para o perfil estratigráfico trabalhado, pôde-se concluir que estacas pré-moldadas de concreto, cravadas, de seção menor, não apresentam desempenho tão satisfatório quanto às de seção maior.

Referente ao recalque, foi possível concluir que, proporcionalmente, ao aumentar a seção das estacas e a carga aplicada sobre as mesmas, aumentava também o recalque sofrido, no caso, a estaca de seção 18x18 cm resultou no menor recalque entre as três estacas trabalhadas. Foi observado, que a etapa do recalque do solo é de maior influência no cálculo do recalque total, pois nele que se comprovou o quanto o solo pode rebaixar nas situações descritas. Observou-se também que a variação do recalque entre as estacas aumentava de forma exponencial. Para os valores de recalque obtidos, é possível compreender que estes causariam o surgimento de trincas na edificação que venha a ser construída, uma vez que, conforme estudado, o recalque sofrido pela fundação é transmitido a toda a estrutura superior, fazendo-as deslocarem-se assim como o solo.

Em relação ao estudo realizado do efeito Tschebotarioff, foi possível constatar, através dos resultados obtidos, que neste efeito ocorre o oposto das situações ocorrentes no efeito de recalque. Neste caso, ao aumentar a seção da estaca, aumentava também a carga horizontal proveniente do deslocamento da camada de argila. No entanto, apesar do aumento do carregamento de forma proporcional ao aumento da seção da estaca, o deslocamento ocorreu de forma inversamente proporcional. Ou seja, ao aumentar a seção da estaca, eleva-se o carregamento, porém, diminui-se o deslocamento horizontal. Portanto, estacas de seções menores sofreram maiores deslocamentos horizontais e assim, estão mais vulneráveis à ocorrência de problemas de desencaixe nas suas emendas, após um certo tempo, causando problemas na edificação, devido ao deslocamento dos elementos estruturais. Conclui-se que elementos mais esbeltos, como é o caso das estacas de seção menor, tendem a sofrer mais com este tipo de efeito.

Para o efeito de atrito negativo obteve-se que, de forma diretamente proporcional, ao aumentar a seção das estacas, aumentava também a contribuição de carregamento do atrito negativo, em virtude de ser calculado utilizando o perímetro da

estaca. Ao final dos cálculos, analisou-se que nenhuma das três seções de estacas definidas suportariam ao carregamento aplicado, somado ao carregamento do atrito negativo. No entanto, uma observação válida está no fato de, quando verificadas as porcentagens de quanto o carregamento por atrito negativo corresponde, quando comparado ao carregamento aplicado. Através desta verificação, observou-se que na estaca de menor seção, 18x18 cm, o carregamento por atrito negativo aumentou a carga total em aproximadamente 34%. De forma análoga, observou-se que o aumento de carga de forma percentual, foi menor nas estacas de maior seção. Sendo assim, conclui-se que estacas de seção menor, cravadas em solos moles, apresentam aumento percentual de carga devido a este efeito, consideravelmente maior.

Ao desenvolver o presente trabalho, realizando um estudo aprofundado acerca dos solos moles e interação solo-estrutura com os elementos de fundação, bem como os efeitos entre a interação, compreendeu-se que a execução de fundações em solos moles consiste em um processo complexo. No estudo, considerando como elemento de fundação as estacas pré-moldadas de concreto, executadas através da cravação, notou-se que estes elementos sofrem grande impacto dos efeitos dos solos moles.

Após o estudo das propriedades do solo, bem como as propriedades das estacas pré-moldadas, foi possível adotar um método, e através deste, desenvolver cálculos que buscaram ao longo do trabalho, quantificar os impactos dos efeitos dos solos moles na fundação. Sendo assim, após obtenção dos resultados, foi possível, através de análises, compreender que todos os efeitos trabalhados devem ser parte importante do projeto de dimensionamento das fundações.

Desta forma, avaliou-se o fato de que, de acordo com os casos de obras executadas sobre solos moles, a negligência da consideração destes efeitos do solo durante a fase do dimensionamento das fundações é a principal razão para o surgimento de problemas, tanto na execução, quanto após a edificação estar concluída.

Estes problemas surgem, conforme foi estudado, de formas distintas. Muitas vezes, o surgimento de trincas e fissuras não é associado de forma imediata a problemas de fundação. No entanto, foi possível concluir que os problemas de fundações, ocasionados pelos efeitos dos solos moles, são responsáveis por grande parte dos problemas encontrados nas edificações.

Assim, com o estudo das propriedades dos solos moles e os efeitos que estes solos causam nas fundações profundas, tem-se por conclusão que a análise em fase de projeto de dimensionamento, para fundações por estacas pré-moldadas de concreto cravadas em solos moles, é crucial para verificação do seu comportamento. A não verificação da interação solo-estrutura resultará em problemas na obra, bem como danos posteriores às edificações que venham a ser construídas sobre este tipo de solo. Além disso, muitos dos problemas ocasionados pelos efeitos dos solos moles nas fundações, quando não previstos, podem ser irreversíveis, gerar custos excessivos para a obra e colocar a vida de pessoas em risco.

## REFERÊNCIAS

ALMEIDA, Gil Carvalho Paulo de. **CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS**. 2005. ed. Juiz de Fora: Universidade Federal de Juiz de Fora, 2005. 145 p.

ALONSO, Urbano Rodriguez. **EXERCÍCIOS DE FUNDAÇÕES**. São Paulo: Edgard Blucher Ltda., 1983. 202 p.

ALONSO, Urbano Rodriguez. **DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS**. São Paulo: Edgard Blucher Ltda., 1989. 169 p.

ALVES, Felipe. **Educação e conscientização são o foco da Semana Nacional do Trânsito em Florianópolis**: programação inclui palestras, seminários, passeios ciclísticos, caminhadas e abordagens educativas. Programação inclui palestras, seminários, passeios ciclísticos, caminhadas e abordagens educativas. 2016. Disponível em: <https://ndmais.com.br/transito/educacao-e-conscientizacao-sao-o-foco-da-semana-nacional-do-transito-em-florianopolis/>. Acesso em: 03 abr. 2021.

ANDRIANI, Maurício. **ATERROS NA ORLA DE FLORIANÓPOLIS**: levantando alternativas de qualificação urbana da beiramar continental. 2015. 114 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Arquitetura e Urbanismo, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2015.

AVILA, Matheus Almeida. **ESTACA STRAUSS: O QUE É? QUANDO UTILIZAR? EXECUÇÃO E MAIS**. 2020. Disponível em: <https://www.totalconstrucao.com.br/estaca-strauss/>. Acesso em: 03 mar. 2021.

AVELINO, Janaina Dias. **Análise de Desempenho de Estacas de Fundação em um Terreno com presença de Solos Moles**. 2006. 133 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6122:2019**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2019. 108 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459/2016: SOLO - DETERMINAÇÃO DO LIMITE DE LIQUIDEZ**. 6459 ed. Rio de Janeiro: Abnt, 2016. 5 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484/2020: Solo — Sondagem de simples reconhecimento com SPT — Método de ensaio**. 2 ed. Rio de Janeiro: Abnt, 2020. 28 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180/2016: SOLO — DETERMINAÇÃO DO LIMITE DE PLASTICIDADE**. 7180 ed. Rio de Janeiro: Abnt, 2016. 3 p.

BARRETO, Elaine Cristina Gomes. **Caracterização física, química, mineralógica e micromorfológica do solo mole do Porto de Santana, no Amapá**. 2015. 207 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil da Puc-Rio, Puc-Rio, Rio de Janeiro, 2015.

CAPUTO, Homero Pinto. **MECÂNICA DOS SOLOS E SUAS APLICAÇÕES**. 6. ed. Rio de Janeiro: Ltc, 1988. 244 p.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson. **FUNDAÇÕES POR ESTACAS, PROJETO GEOTÉCNICO**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 97 p.

DANZIGER, Bernadete Ragoni. **CRAVAÇÃO DE ESTACAS EM SOLO MOLE: SET-UP, RELAXAÇÃO**. Rio de Janeiro: Conferência em Tecnologia de Fundações - Ctf 2016, 2016. 36 slides, color.

DUARTE, Catarina. **Atrasos e aula em açougue: como escola que "afunda" foi construída em Florianópolis**: inaugurada em 1962, a júlio da costa neves teve seu prédio original demolido e funcionou por 10 anos em um açougue. Inaugurada em 1962, a Júlio da Costa Neves teve seu prédio original demolido e funcionou por 10 anos em um açougue. 2021. Disponível em: <https://www.nsctotal.com.br/noticias/atrasos-e-aula-em-acougue-como-escola-que-afunda-foi-construida-em-florianopolis>. Acesso em: 10 ago. 2021.

GERSCOVICH, Denise M. S.. **Resistência ao Cisalhamento**. Rio de Janeiro: Uerj, 2010.

GHELFI, Igor Secches. **Aterro da Baía Sul**. 2007. 25 f. TCC (Graduação) - Curso de Arquitetura e Urbanismo, Departamento de Arquitetura e Urbanismo, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2007.

G1 SC (Santa Catarina) (org.). **Inaugurada há quatro anos, escola que custou R\$ 7 milhões em SC apresenta rachaduras e está ‘afundando’**. 2018. Disponível em: <https://g1.globo.com/sc/santa-catarina/noticia/2018/08/24/inaugurada-ha-quatro-anos-escola-que-custou-r-7-milhoes-em-sc-apresenta-rachaduras-e-esta-afundando.ghtml>. Acesso em: 01 abr. 2021.

G1 SC (Santa Catarina) (org.). **Prédio da Federação Catarinense de Remo é demolido em Florianópolis**. 2013. Disponível em: <http://g1.globo.com/sc/santa-catarina/noticia/2013/08/predio-da-federacao-catarinense-de-remo-e-demolido-em-florianopolis.html>. Acesso em: 01 abr. 2021.

GOOGLE. **COSTEIRA DO PIRAJUBÁ**. 2021. Disponível em: <https://www.google.com/maps/place/Costeira+do+Pirajuba%C3%A9,+Florian%C3%B3polis+-+SC/@-27.6418197,-48.5358543,14z/data=!3m1!4b1!4m5!3m4!1s0x952739837ad0a263:0x10a22676e46f3ab1!8m2!3d-27.6349879!4d-48.5219336>. Acesso em: 14 mar. 2021.

HACHICH, Waldemar; FALCONI, Frederico F.; SAES, José Luiz; FROTA, Régis G. Q.; CARVALHO, Celso S.; NIYAMA, Sussumu. **FUNDAÇÕES TEORIA E PRÁTICA**. 2. ed. São Paulo: Editora Pini Ltda, 1998. 762 p.

IZZO, Ronaldo L. S.. **Patologia das Funções**. Curitiba: Utfpr, 2013. 80 slides, color.

NAKAMURA, Juliana. **INFRAESTRUTURA URBANA**. v. 38, Maio 2014. Disponível em: <<http://infraestruturaurbana.pini.com.br>>. Acesso em: 15 dez. 2020.

MILITITSKY, Jarbas; CONSOLI, Nilo Cesar; SCHNAID, Fernando. **PATOLOGIA DAS FUNDAÇÕES**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2013. 207 p.

MARANGON, Professor Márcio. Capacidade de Carga dos Solos. In: MARANGON, Professor Márcio. **MECÂNICA DOS SOLOS II**. 2018. ed. Juiz de Fora: Professor Márcio Marangon, 2018. Cap. 7, p. 18.

MARCELLI, Mauricio. **Sinistros na construção civil**:: causas e soluções para danos e prejuízos em obras. São Paulo: Pini, 2007. 270 p.

MEDRANO, Mário Luiz de Oliveira. **Avaliação de métodos dinâmicos baseados em nega e repique elástico**: estudo de caso. 2014. 230 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

MOREIRA, Leonardo Fiorentin; MAZZUCO, Leonardo Pandini. **TRATAMENTO GEOTÉCNICO DE SOLOS MOLES COM A TÉCNICA CONSOLIDAÇÃO PROFUNDA RADIAL (CPR), EM OBRA PORTUÁRIA**. 2015. 114 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade do Sul de Santa Catarina, Palhoça, 2015.

NAKAMURA, Juliana. **Solos moles pedem fundações profundas: conheça as principais alternativas**: a escolha do tipo mais adequado depende das características de resistência destes solos, do nível do lençol freático e da grandeza dos carregamentos aplicados. A escolha do tipo mais adequado depende das características de resistência destes solos, do nível do lençol freático e da grandeza dos carregamentos aplicados. Disponível em: <https://www.aecweb.com.br/revista/materias/solos-moles-pedem-fundacoes-profundas-conheca-as-principais-alternativas/14702>. Acesso em: 01 ago. 2021.

ND, Redação. **Atrasos e aula em açougue: como escola que "afunda" foi construída em Florianópolis**: inaugurada em 1962, a Júlio da Costa Neves teve seu prédio original demolido e funcionou por 10 anos em um açougue. Inaugurada em 1962, a Júlio da Costa Neves teve seu prédio original demolido e funcionou por 10 anos em um açougue. 2021. Disponível em: <https://www.nsctotal.com.br/noticias/atrasos-e-aula-em-acougue-como-escola-que-afunda-foi-construida-em-florianopolis>. Acesso em: 10 ago. 2021.

ND, Redação. **Moradores organizam protesto contra situação de escola em Florianópolis**: comunidade da costeira do pirajubaé teme que as obras da escola demorem; estado aguarda perícia. Comunidade da Costeira do Pirajubaé teme que as obras da escola demorem; Estado aguarda perícia. 2021. Disponível em: <https://ndmais.com.br/educacao/moradores-organizam-protesto-contra-situacao-de-escola-em-florianopolis/>. Acesso em: 10 ago. 2021.

OLIVEIRA, Henrique Magnani de. **COMPORTAMENTO DE ATERROS REFORÇADOS SOBRE SOLOS MOLES LEVADOS À RUPTURA**. 2006. 507 f. Tese (Doutorado) - Curso de Doutorado em Ciências de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006. Cap. 1.

PARAÍSO, Sérgio C.; COSTA, Cláudia Maria Cunha. A Eficácia do Ensaio de Carregamento Dinâmico na Avaliação do Efeito de "Setup" em Estacas Cravadas. **Cobramseg: Engenharia Geotécnica para o desenvolvimento, inovação e sustentabilidade.**, Belo Horizonte, 2010.

PATOLOGIAS em Fundações. 2016. Disponível em: <https://dynamisbr.com.br/2016/06/30/patologias-em-fundacoes/>. Acesso em: 23 mar. 2021.

PEREIRA, Juarez Marques *et al.* **BOAS PRÁTICAS PARA EXECUÇÃO DE FUNDAÇÕES COM ESTACAS PRÉ-MOLDADAS**. 6º Simpósio de Integração Científica e Tecnológica do Sul Catarinense: SICT-SUL, Criciúma, v. 6, n. 6, p. 572-579, fev. 2015.

PINTO, Carlos de Sousa. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 367 p.

PINTO, Guilherme Pereira. **A INFLUÊNCIA DA SENSIBILIDADE NA ESTABILIDADE DE SOLOS MOLES BRASILEIROS**. 2017. 249 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Centro de Tecnologia e Ciências, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2017.

PROTENSUL. **Protensul Pré-Fabricados de Concreto**. 2021. Disponível em: <http://www.protensul.com.br/pdf/Catalogo-Protensul-2010.pdf>. Acesso em: 25 jul. 2021.

SANTIAGO, José Eduardo Dallacqua. **ACIDENTES ESTRUTURAIS NA CONSTRUÇÃO CIVIL**. 2014. 47 f. Monografia (Especialização) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2014.

SILVA, Fábio Krueger da. **ESTUDO COMPARATIVO DE PROJETOS DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS EM ÁREA DE DIFÍCIL SUBSOLO**. 2004. 58 f. TCC

(Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2004.

SILVA, Geraldo Magela. **Aplicação de Concreto Auto adensável na Fabricação de Estacas Pré-fabricadas de Concreto Armado e ou protendido**. 2013. 40 f. Monografia (Especialização) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2013.

SILVA, Pedro Miguel Soares Raposeiro da. **ESTACAS CRAVADAS – PRÉ-FABRICADAS**. 2015. 95 f. Tese (Doutorado) - Curso de Mestrado em Engenharia Civil, Tecnologia da Construção e dos Sistemas Construtivos I, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa, 2015.

SOLIS, Jose Carlos. **Análise numérica de escavações profundas em solo**. 2014. 189 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Mestrado em Engenharia Civil, Engenharia Civil, Puc-Rio, Rio de Janeiro, 2014. Cap. 3.

TASSINARI, Diego. **COMPRESSIBILIDADE DO SOLO E PRESSÃO DE PRÉCONSOLIDAÇÃO**: determinação, predição e interações. 2019. 93 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Lavras, Lavras, 2019.

VARGAS, Rodrigo Javier Salinas. **DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO DE ELEMENTOS DE FUNDAÇÕES EM CONCRETO ARMADO**. 2020. 180 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2020. Disponível em: <https://repositorio.ufsc.br/handle/123456789/204658>. Acesso em: 13 dez. 2020.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **FUNDAÇÕES**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 352 p.

## ANEXOS

## ANEXO A - Parâmetros Geotécnicos de Argilas Moles Brasileiras

Parâmetro	Pirajubaé (Fpolis - SC)	Sarapuí (RJ)	Itaipú (RJ)	Cajú (RJ)	Sergipe	SESI Iburá (Recife - PE)
<i>Espessura da Camada (m)</i>	10 a 20	12	10	12	6,5	19
<i>w (%)</i>	100 a 170	100 a 170	240 ± 110	88	60 a 70%	80 a 150
<i>w<sub>L</sub> (%)</i>	105 a 165	90 a 160	175,4 ± 82,61	107,5	60 a 70%	54 a 125
<i>IP (%)</i>	60 a 100	50 a 90	74,5 ± 30,1	67,5	30 a 40%	53 a 96
<i>γ (kN/m<sup>3</sup>)</i>	13,2 a 14,2	13 a 14	12 ± 1,85	14,81	16	13 a 14,9
<i>e<sub>o</sub></i>	2,9 a 4,5	2,5 a 4	6,72 ± 3,1	2,38	1,7 a 2	2,16 a 4,78
<i>S<sub>t</sub></i>	3 a 6	2 a 3,5	4 a 6	3	-	4 a 11
<i>C<sub>v</sub>/(1+e<sub>o</sub>)</i>	0,3 a 0,45	0,38 a 0,42	0,41 ± 0,12	0,267	0,3 a 0,4	0,3 a 0,6
<i>C<sub>v</sub>/C<sub>c</sub></i>	0,12	0,15 ± 0,02	-	0,21	0,10	-
<i>c<sub>v</sub> (cm<sup>2</sup>/s) x10<sup>-4</sup></i>	0,7 a 1 (NA)	0,5 a 1,5 (NA)	5	-	-	0,5 a 10
<i>S<sub>u</sub> (kPa) palheta</i>	5 a 28	8 a 20	-	-	10 a 26	14 a 37
<i>(S<sub>u</sub>/σ'<sub>vm</sub>) palheta</i>	0,43	-	-	-	0,22	-
<i>(S<sub>u</sub>/σ'<sub>vm</sub>)(UU)</i>	0,33	0,35	0,49	-	-	0,38
<i>(S<sub>u</sub>/σ'<sub>c</sub>)(CU)</i>	0,44	0,29 a 0,35	-	-	0,33	0,33
<i>φ' (graus)</i>	26	25	21-65	27	26 a 30	25 a 29
<i>E<sub>u</sub>/S<sub>u</sub></i>	50 a 160 (UU)* 200(CU)*ID>3,7	260 (UU) * 85 a 140 (CU)	33,7 ± 12,1	403,5 ± 47	390 (DSS)	208 a 351
<i>ε vertical ruptura (%) (UU)</i>	8 a 11 e 3	7 a 10	-	-	-	-
<i>ε vertical ruptura (%) (CU)</i>	8 a 10	6 a 8,5	-	-	-	6 a 10%

UU – triaxial não-drenado e não-adensado, CU - triaxial não-drenado e adensado, DSS – ensaio de cisalhamento simples, NA – normalmente adensado, ID – índice de desestruturação, \* para 50% de tensão máxima. A partir de Ortigão (1980), Brugger (1996), Futai et al (2001), Almeida e Marques (2002) e Almeida et al (2005).

**ANEXO B – Perfil de Sondagem SP-02**

<b>PERFIL DE SONDAEM SP-02</b>										01/02			
NIVEL D'ÁGUA INICIAL	PROF. (m) PERFIL	GOLPES / 30 cm		ÍNDICE DE RESISTENCIA A PENETRAÇÃO (N) QUEDA 75 cm PESO DE 65 kg					DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS	CONVENÇÃO	TORQUE MÁXIMO	TORQUE RESIDUAL	
		INICIAL	FINAL	0	10	20	30	40					50
1,40 =	①	08	06							0,00 - 5,78 m: ATERRO, AREIA FINA POUCO SILTOSA COM PESREGULHOS, MEDIAMENTE COMPACTA A COMPACTA, VARIEGADA.			
	②	12	15										
	③	37	41										
	④	23	32										
	⑤	32	31										
	⑥	02	02							5,78 - 15,32 m: ARGILA ORGÂNICA, MOLE A MÉDIA, CINZA ESCURA.			
	⑦	02	02										
	⑧	01/P	-										
	⑨	01/P	-										
	⑩	02	02										
	⑪	02	02										
	⑫	01/P	-										
	⑬	01/P	-										
	⑭	02	02										
	⑮	02	06										
	⑯	05	05							15,32 - 19,74 m: AREIA FINA COM ARGILA ORGÂNICA, POUCO COMPACTA A MEDIAMENTE COMPACTA, CINZA.			
	⑰	03	05										
	⑱	08	09										
	⑲	10	13										
	⑳	15	18										
	㉑	14	21							19,74 - 23,58 m: AREIA FINA POUCO SILTOSA, COMPACTA, CINZA CLARA.			

CLIENTE:			
OBRA/LOCAL: BAIRRO COSTEIRA - FLORIANÓPOLIS - SC		SONDADOR:	
DATA INÍCIO: 05/09/18		DATA TÉRMINO: 06/09/18	
LAVAGEM POR TEMPO	AVANÇO TRADO:	1,00 m	ESCALA: 1:100
TEMPO (min.):	AVANÇO (m):	AVANÇO REVESTIMENTO: 2,20 m	NÍVEIS D'ÁGUA
10	-	FUGA D'ÁGUA COM: 2,00 m	INICIAL:
10	-	USO BENTONITE: 0,00 - 26,74 m	01 HORA:
10	-	MOTIVO DO TÉRMINO:	24 HORAS: 1,40m
CONVENÇÕES:		CAMADAS RESISTENTES	
SO: Solo Orgânico AT: Aterro			
SS: Solo Superficial AI: Solo Aluvionar CV: Camada Vegetal SA: Solo alterado			

PERFIL DE SONDAGEM SP-02										02/02		
NÍVEL D'ÁGUA INICIAL	PROF. (m) PERFIL	GOLPES / 30 cm		ÍNDICE DE RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO (N) QUEDA 75 cm PESO DE 65 kg					DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS	CONVENÇÃO	TORQUE MÁXIMO	TORQUE RESIDUAL
		INICIAL	FINAL	0	10	20	30	40				
	22	25	34									
	23	18	24									
	24	22	30									
	25	30	46									
	26	-	-									
	27	-	-									
	28	-	-									
	29	-	-									
	30	-	-									
	31	-	-									
	32	-	-									
	33	-	-									
	34	-	-									
	35	-	-									
	36	-	-									
	37	-	-									
	38	-	-									
	39	-	-									
	40	-	-									
	41	-	-									
	42	-	-									
CLIENTE:												
OBRA/LOCAL: BAIRRO COSTEIRA - FLORIANÓPOLIS - SC										SONDADOR:		
DATA INÍCIO: 05/09/18					DATA TÉRMINO: 06/09/18							
LAVAGEM POR TEMPO		AVANÇO TRADO:		1,00 m		ESCALA:		1:100				
TEMPO (min.):		AVANÇO (m):		AVANÇO REVESTIMENTO:		2,20 m		NÍVEIS D'ÁGUA				
10		-		FUGA D'ÁGUA COM:		2,00 m		INICIAL:				
10		-		USO BENTONITE:		0,00 - 26,74 m		01 HORA:				
10		-		MOTIVO DO TÉRMINO:				24 HORAS: 1,40m				
CONVENÇÕES:				CAMADAS RESISTENTES								
SO: Solo Orgânico AT: Aterro												
SS: Solo Superficial AL: Solo Aluvionar CV: Camada Vegetal SA: Solo alteração												

ANEXO C - Perfil de Sondagem SP-03

PERFIL DE SONDAÇÃO SP-03										01/02				
NÍVEL D'ÁGUA INICIAL	PROF. (m) PERFIL	GOLPES / 30 cm		ÍNDICE DE RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO (N) QUEDA 75 cm PESO DE 65 kg						DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS	CONVENÇÃO	TORQUE MÁXIMO	TORQUE RESIDUAL	
		INICIAL	FINAL	0	10	20	30	40	50					
1,25	①	08	14								0,00 - 5,63 m: ATERRO, AREIA FINA POUCO SILTOSA COM PESREGULHOS, MEDIAMENTE COMPACTA A COMPACTA, VARIEGADA.			
	②	31	35											
	③	27	47											
	④	17	24											
	⑤	11	08											
	⑥	02	02											
	⑦	02	02								5,63 - 14,67 m: ARGILA ORGÂNICA, MOLE A MÉDIA, CINZA ESCURA.			
	⑧	01/P	-											
	⑨	01/P	-											
	⑩	01/P	-											
	⑪	01/P	-											
	⑫	02	04											
	⑬	01/P	-								14,67 - 17,81 m: AREIA FINA COM ARGILA ORGÂNICA, POUCO COMPACTA A MEDIAMENTE COMPACTA, CINZA.			
	⑭	02	03											
	⑮	06	12											
	⑯	07	11											
	⑰	08	06											
	⑱	07	07											
	⑲	13	17								17,81 - 20,83 m: AREIA FINA POUCO SILTOSA, MEDIAMENTE COMPACTA, CINZA CLARA.			
	⑳	16	17											
	㉑	24	33											

CLIENTE:			
OBRA/LOCAL: BAIRRO COSTEIRA - FLORIANÓPOLIS - SC		SONDADOR:	
DATA INÍCIO: 11/09/18		DATA TÉRMINO: 12/09/18	
LAVAGEM POR TEMPO	AVANÇO TRADO:	1,00 m	ESCALA: 1:100
TEMPO (min.):	AVANÇO REVESTIMENTO:	2,20 m	NÍVEIS D'ÁGUA
10	FUGA D'ÁGUA COM:	2,00 m	INICIAL:
10	USO BENTONITE:	0,00 - 23,70 m	01 HORA:
10	MOTIVO DO TÉRMINO:	24 HORAS: 1,25m	
CONVENÇÕES:		CAMADAS RESISTENTES	
SO: Solo Orgânico AT: Aterro SS: Solo Superficial AL: Solo Aluvionar CV: Camada Vegetal SA: Solo alteração			