

**UNIVERSIDADE DE SANTA CRUZ DO SUL**  
**CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

Leonardo Henrique Finkler

**ESTUDO DE CASO: ANÁLISE COMPARATIVA DE MODELOS DE  
DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS CURTAS**

Santa Cruz do Sul 2025

Leonardo Henrique Finkler

**ESTUDO DE CASO: ANÁLISE COMPARATIVA DE MODELOS DE  
DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS CURTAS**

Trabalho de conclusão apresentado ao  
Curso de Engenharia Civil da Universidade  
de Santa Cruz do Sul para obtenção do  
título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Dr. Leandro Olivio Nervis

Santa Cruz do Sul 2025

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço, primeiramente, a toda minha família pelo apoio e incentivo durante a realização do curso de engenharia civil, em especial ao meu irmão Fernando que me apoiou várias vezes no entendimento prático e teórico do funcionamento de mecanismos e teorias. Também agradeço a todos os colegas que estiveram juntos na jornada, seja nas aulas ou nos trabalhos onde desenvolvemos os conhecimentos e atividades em conjunto com mútua colaboração e troca de conhecimentos.

Também reconheço e agradeço o imenso apoio de todos os professores que atuaram durante a minha jornada de formação do curso de engenharia civil em diversas disciplinas realizadas. Todos os conhecimentos foram transmitidos e obtidos durante a graduação de forma mais eficiente graças às explicações materiais e empenho dos mesmos.

Por fim agradeço de forma especial ao professor Doutor Leandro Olivio Nervis que esteve presente e apoiando durante todo o trabalho de conclusão do curso de engenharia civil, direcionando quais os métodos mais consolidados e confiáveis e auxiliando em todas as etapas do trabalho.

## RESUMO

Este estudo verificou como realizar o dimensionamento de fundações submetidas a momentos, força normal e força horizontal, no que se refere a verificação da ruptura do solo e deformação máxima admissível do solo. Essa situação não é típica em edificações residenciais pequenas e simples, que são as edificações em maior escala na região. Na faculdade esse tipo de situação não é estudada e verificada durante a disciplina de engenharia de fundações. O objetivo geral do trabalho foi comparar o Método Russo com o Modelo de Winkler com o uso do *software Ftool* para a realização do dimensionamento geotécnico. Para fins do estudo de alternativa, foram estudadas as possibilidades de fundações do tipo estaca estaca rotativa a céu aberto, visto a maior acessibilidade de maquinários que realizam essa escavação nas margens da rodovia. Após realização do estudo teórico, e com posse do laudo de sondagem e em posse do relatório de ações da estrutura, foram realizados modelos de alternativas para fundação, e verificando-se cálculo do volume de concreto. Os casos estudados foram de 3 estacas de 0,80m de diâmetro, 1,00m de diâmetro e 1,20m de diâmetro. Os três casos foram verificados através de 3 modelos, sendo eles o método Russo, a análise de tensões através do modelo de Winkler no *Ftool* com os mesmos dados do método Russo e a análise de tensões através do modelo de Winkler com os dados da sondagem sem contribuição da resistência de ponta. Comparou-se os resultados obtidos, para os casos e modelos de verificação estudados. Concluiu-se que o método Russo traz os mesmos resultados do modelo de Winkler desde que a estaca se comporte como um elemento rígido indeformável, já para casos onde a estaca flexiona o modelo de Winkler através do *software Ftool* é mais preciso.

**Palavras-chave:** Estaca isolada. Força Lateral. Dimensionamento. Solo. Estaca Curta. SPT

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Pórtico com PMV fixo.....	16
Figura 2 - Fundações superficiais e profundas.....	18
Figura 3 - Principais tipos de fundações superficiais.....	19
Figura 4 - Principais tipos de fundações profundas (a: estaca, b: tubulão, c: caixão) .....	20
Figura 5 - Equipamento para o ensaio SPT .....	22
Figura 6 - Estacas sujeitas a carregamentos laterais ativos ou passivos.....	24
Figura 7 - Estaca curta com topo livre ou restringido .....	25
Figura 8 - Estaca longa com topo livre ou restringida em solo coesivo.....	26
Figura 9 - Estacas longas (1° caso) e estacas curtas ( 2° caso):.....	27
Figura 10 - Força horizontal resistente do solo através do método de Broms.....	31
Figura 11 - Correlação do NSPT com o Kv .....	33
Figura 12 - Coeficiente Kh em solos pré-adensado. ....	34
Figura 13 - Coeficiente Kh em solos pré-adensado. ....	34
Figura 14 - Representação do modelo de Winkler .....	36
Figura 15 - Forças atuantes em estacas carregadas transversalmente.....	37
Figura 16 - Funcionamento do método Russo .....	38
Figura 17 – Eixos de referência das ações características na fundação do pórtico na pior combinação. ....	41
Figura 18 – Ações características na base do pórtico na pior combinação.....	41
Figura 19 - Acréscimo de momento fletor devido a elevação da fundação .....	42
Figura 20 - Esforços característicos simplificados em vista .....	43
Figura 21 - PGG (Perfil Geológico Geotécnico) dos locais da fundação.....	44
Figura 22 - Tensões através do modelo 1 .....	48
Figura 23 - Modelagem no Ftool, modelo 2, casos 1, 2 e 3.....	49
Figura 24 - Áreas de influência na base da fundação dos casos 1, 2 e 3. ....	53
Figura 25 – Tensão obtidas na base da estaca através do modelo 2, caso 1.....	54

Figura 26 – Tensão obtidas na base da estaca através do modelo 2, caso 2.....	55
Figura 27 – Tensão obtidas na base da estaca através do modelo 2, caso 3.....	56
Figura 28 - Modelagem no Ftool, modelo 3, casos 1, 2 e 3.....	58
Figura 29 – Comportamento da deformação das estacas obtido no Ftool através do modelo 3 para os casos 1, 2 e 3. ....	59

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Tabela dos estados de compacidade e de consistência. ....	23
Tabela 2 - Pesos específicos dos diferentes tipos de solo .....	30
Tabela 3 - Estimativa do coeficiente de reação horizontal do solo (Kv) .....	33
Tabela 4 - Estimativa do coeficiente de reação vertical do solo (Kh) .....	35
Tabela 5 – Ações características na fundação na superfície do terreno .....	43
Tabela 6 – Parâmetros Geotécnicos no caso 1 .....	47
Tabela 7 - Tensões e Deslocamentos obtidos no caso 1 .....	48
Tabela 8 – Forças e tensões obtidas no modelo 2, caso 1. ....	50
Tabela 9 – Forças e tensões obtidas no modelo 2, caso 2. ....	51
Tabela 10 – Forças e tensões obtidas no modelo 2, caso 3. ....	52
Tabela 11 – Tensões na base da estaca obtidas através do modelo 2, caso 1 .....	53
Tabela 12 – Tensões na base da estaca obtidas através do modelo 2, caso 2 .....	55
Tabela 13 – Tensões na base da estaca obtidas através do modelo 2, caso 3 .....	56
Tabela 14 - Resultados obtidos no modelo 2 para o caso 1, 2 e 3.....	57
Tabela 15 - Coeficiente de Mola K, modelo 3, caso 1. ....	60
Tabela 16 - Coeficiente de Mola K, modelo 3, caso 2. ....	61
Tabela 17 - Coeficiente de Mola K, modelo 3, caso 3. ....	62
Tabela 18 - Resultados no modelo 3, casos 1, 2 e 3. ....	63
Tabela 19 - Comparação de consumo de concreto.....	64
Tabela 20 – Comparação de resultados devido a ausência de resistência de ponta. .....	64
Tabela 21 – Comparativo de resultados do modelo 1 e 2 da maior tensão na base para os 3 casos .....	65
Tabela 22 - Comparativo de resultados do modelo 1 e 2 da maior tensão na horizontal para os 3 casos.....	65
Tabela 23 - Resultados consolidados para os 3 modelos e os 3 casos .....	65

Tabela 24 - Resultados de coeficiente de mola para cada área de influência nos 3 casos.....	66
---	----

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de normas
MEF	Método de Elementos Finitos
NBR	Norma Brasileira
Software Programa	
CAD	Computer-aided design
UNISC	Universidade de Santa Cruz do Sul
SPT	Standard Penetration Test (Ensaio de Penetração Padrão)
NSPT	Número de Golpes do SPT
PMV	Painel de Mensagem Variável
ITS	Intelligent Transportation Systems

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\phi$  = Ângulo de atrito interno do solo (graus)

$Kp$  = Coeficiente de empuxo passivo (adimensional)

$Ka$  = Coeficiente de empuxo ativo (adimensional)

$Kh$  = Coeficiente de reação horizontal ( $\frac{kN}{m^3}$ )

$Mh$  = Taxa de crescimento do coeficiente de reação horizontal com a profundidade ( $\frac{kN}{m^4}$ )

$NSPT$  = número de golpes ensaio SPT (adimensional)

$NSPT60$  = número de golpes do ensaio SPT corrigido para o padrão de 60% de eficácia (adimensional)

Energia aplicada = eficácia do equipamento SPT utilizado (adimensional)

$E$  = Módulo de elasticidade (MPa)

$Es$  = Módulo de deformabilidade (MPa)

$I$  = Momento de inércia ( $m^4$ )

$SU$  = Coesão não drenada (kPa)

$\gamma$  = Peso específico ( $\frac{kN}{m^3}$ )

$Z$  = profundidade (m)

$\leq$  Maior ou igual a (adimensional)

$\geq$  Menor ou igual a (adimensional)

$\cong$  Aproximadamente igual a (adimensional)

$Ab$  = Área de base (m)

$Db$  = Diâmetro da base (m)

$B$  = Diâmetro da estaca (m)

$Df$  = Diâmetro do fuste (m)

$ZO$  = profundidade da superfície do terreno até o ponto de girpo (m)

$\alpha$  = ângulo de giro (radianos)

$H$  = força horizontal (kN)

$M$  = Momento no topo do tubulão (kN.m)

$P = V$  = carga vertical no topo do tubulão (kN)

$Kl = Kh = nh * L$  = Coeficiente de reação horizontal ( $kN/m^3$ )

$K_v =$  Coeficiente de reação vertical ( $\text{kN/m}^3$ )

$L =$  Profundidade do tubulão (m)

$\Delta y =$  Deslocamento vertical no topo (m)

$\Delta x =$  Deslocamento horizontal no topo (m)

$\sigma_a =$  menor tensão na base ( $\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$  ou  $\text{kPa}$ )

$\sigma_b =$  maior tensão na base ( $\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$  ou  $\text{kPa}$ )

$\sigma_a =$  menor tensão na base ( $\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$  ou  $\text{kPa}$ )

$\sigma_h =$  maior tensão horizontal ( $\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$  ou  $\text{kPa}$ )

$\sigma_{\text{rup h}} =$  tensão de ruptura horizontal ( $\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$  ou  $\text{kPa}$ )

$\sigma_{\text{adm v}} =$  tensão admissível vertical ( $\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$  ou  $\text{kPa}$ )

$\sigma_h =$  maior tensão horizontal ( $\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$  ou  $\text{kPa}$ )

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>13</b>
1.1	Área de pesquisa .....	14
1.2	Objetivos.....	14
1.2.1	Objetivo geral .....	14
1.2.2	Objetivos específicos .....	14
1.3	Justificativa .....	15
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>16</b>
2.1	Pórtico metálico com painel de mensagens variáveis fixo (PMV fixo)...	16
2.2	Tipos de fundações .....	18
2.3	Investigação geotécnica.....	21
2.4	Estacas sujeitas à solicitação lateral .....	24
2.5	Obtenção de parâmetros geotécnicos .....	28
2.5.1	Correção de energia do ensaio SPT .....	28
2.5.2	Módulo de deformabilidade.....	28
2.5.3	Coefficientes de empuxos ativo e passivo de rankine .....	29
2.5.4	Ângulo de atrito interno dos solos .....	29
2.5.5	Peso específico .....	30
2.5.6	Tensão de ruptura do solo horizontal .....	30
2.5.7	Tensão admissível vertical do solo .....	32
2.5.8	Coefficiente de reação vertical.....	32
2.5.9	Coefficiente de reação horizontal .....	34
2.6	Modelo de winkler .....	36
2.7	Método russo.....	37
<b>3</b>	<b>METODOLOGIA</b> .....	<b>40</b>
3.1	Caracterização do problema .....	40
3.2	Ações na base da estrutura metálica e na fundação. ....	41
3.3	Investigação geotécnica do problema. ....	43
3.4	Análise das alternativas de fundação .....	45
<b>4</b>	<b>RESULTADOS E ANÁLISES</b> .....	<b>47</b>
4.1	<i>Modelo 1 - Verificação através do método russo</i> .....	47
4.2	<i>Modelo 2 - Análise das tensões através do modelo de winkler com os mesmos dados do método russo no programa ftool</i> . ....	49
4.3	<i>Modelo 3 - Análise das tensões através do modelo de winkler com os dados obtidos da sondagem no programa ftool sem contribuição da resistência de ponta</i> .....	57
4.4	Comparativo de consumo de concreto .....	63
4.5	Discussão dos resultados obtidos pelos diferentes modelos.....	64
<b>5</b>	<b>CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS</b> .....	<b>67</b>
<b>6</b>	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	<b>69</b>

## 1 INTRODUÇÃO

O transporte rodoviário é o meio de transporte predominante no Brasil seja para deslocamento de pessoas, seja para o escoamento da produção. Esse modal permite grande independência e é atualmente a forma de acesso primário a grande maioria de habitações e comércios. Esses fatos o tornam de suma importância e de difícil substituição. Para o correto funcionamento, devida segurança e fluidez desse sistema, a sinalização é um elemento imprescindível. Nesse contexto, em vias de médio e grande porte as quais comportam maior fluxo e capacidade de tráfego, destacam-se os pórticos e semipórticos como elementos de sustentação para a sinalização permanecer sob a pista com maior visibilidade.

Atualmente os Painéis de Mensagens Variáveis (PMVs) permitem informar os usuários da via sobre informações relevantes no exato momento do deslocamento. Essas estruturas compõem um dos principais equipamentos utilizados em sistemas avançados de informações ao usuário ou ITS (*Intelligent Transportation Systems*), principalmente devido à possibilidade de atualização em tempo real, permitindo a comunicação efetiva da administração da rodovia com o usuário. (Benetti, 2012)

O conjunto que abrange a solução dos PMVs fixos necessitam de soluções de diversas áreas da engenharia, as quais tornam a solução complexa. Dentre esses aspectos, a área de fundações assume uma posição muito importante pois garante a estabilidade da estrutura. É importante destacar, que essas estruturas possuem baixo peso próprio e grande área de vento, o que faz com que o dimensionamento das fundações não seja realizado através de métodos comumente empregados em edificações de pequeno porte.

Também é importante destacar que a evolução tecnológica e arquitetônica demanda estruturas mais complexas que antigamente não existiam, e conseqüentemente traz desafios para soluções estruturais e de fundações. As geometrias modernas que vem sendo utilizadas, impactam solicitações principais não convencionais às fundações, como momentos mais elevados em relação às forças axiais, forças laterais, forças de tração e torção. Nesse sentido, o presente trabalho contempla um estudo de caso relativo às fundações de apoio de um pórtico de PMV.

## **1.1 Área de pesquisa**

O presente estudo possui como áreas de pesquisa os campos de fundações, geotecnia, os quais são necessários para resolução das fundações de pórticos rodoviários.

## **1.2 Objetivos**

### **1.2.1 Objetivo geral**

O presente trabalho tem como objetivo geral a realização da comparação dos resultados obtidos no dimensionamento das fundações curtas de um pórtico de apoio de sinalização rodoviária pelo emprego do Método Russo e o Modelo de Winkler para um perfil de solo específico.

### **1.2.2 Objetivos específicos**

Os objetivos específicos do presente trabalho são os seguintes:

- Realizar um estudo de alternativas de soluções técnicas para o estudo de caso em questão;
- Realizar comparativos de custos entre as diferentes alternativas avaliando a diferença no consumo de concreto;
- Possibilitar melhor tomada de decisão para escolha do tipo de fundação;
- Verificar a influência da contribuição da resistência de ponta para as solicitações laterais de força horizontal e momento;
- Possibilitar maior competitividade de empresas do ramo;

### 1.3 Justificativa

O aprimoramento das técnicas de cálculo para estruturas não convencionais em termos de carregamentos externos enfrenta desafios, especialmente na implantação de estacas com alta capacidade de suporte em terrenos anteriormente sem construções e que exigem fundações profundas. A crescente demanda por projetos que ofereçam maior segurança e eficiência justifica a necessidade de comparar diferentes métodos de cálculo a fim de alcançar um custo-benefício durante o dimensionamento.

Aliado à comparação de métodos mais eficientes, surge a necessidade de introduzir adaptações aos métodos tradicionais, com o objetivo de desenvolver um referencial mais preciso dos cálculos e possibilitar uma análise detalhada dos resultados obtidos. A integração destes métodos permite uma análise mais detalhada das interações entre as estacas e o solo, proporcionando uma compreensão mais aprofundada das tensões e resistências envolvidas. Essa abordagem não apenas melhora a precisão dos cálculos, mas também facilita a otimização dos projetos de fundação, garantindo maior segurança e eficiência.

O assunto de estacas carregadas lateralmente não é abordado na graduação e existe uma carência de referências, principalmente para parâmetros do solo. Foi vivenciado no ambiente de trabalho que os casos de solicitações laterais tendem a aumentar com a modernização, existindo cada vez mais estruturas complexas as quais geram solicitações distintas.

Existe uma carência de materiais que relacionam de forma prática, as reações disponibilizadas, com a obtenção de parâmetros geotécnicos através de um ensaio SPT, aliado a todas as verificações necessárias do elemento de fundação. Normalmente os livros abordam somente uma dentre várias áreas necessárias para a resolução do problema. Dessa forma, o presente trabalho visa contribuir para construção de conhecimento para a comunidade acadêmica e para a sociedade em geral.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Pórtico metálico com painel de mensagens variáveis fixo (PMV fixo)

Os pórticos são estruturas metálicas utilizadas nas rodovias para suportar dispositivos como painéis de mensagem variável (PMVs), placas informativas, semáforos, sistemas free-flow, sistemas de coleta de dados, sistemas de fiscalização eletrônica entre outros. Essas estruturas permitem posicionar os elementos de forma elevada sob a pista, garantindo o posicionamento adequado. Já os Painéis de Mensagens Variáveis do tipo fixo, denominados PMVs fixos, em particular, são dispositivos eletrônicos que através de um painel de led com alta luminosidade para uso diurno e noturno, transmitem informações aos condutores através de mensagens. A Figura 1 demonstra esse conjunto em uma rodovia exibindo uma mensagem educativa.

**Figura 1 - Pórtico com PMV fixo**



Fonte: Elaborado pelo autor (2025).

Os Painéis de Mensagens Variáveis (PMVs) compõe um dos principais ativos para os sistemas avançados de informações ao usuário ou ITS (*Intelligent Transportation Systems*). Essas estruturas compõem um grande avanço na sinalização, principalmente devido a possibilidade de atualização em tempo real permitindo a comunicação efetiva das autoridades da rodovia com o usuário (BENETTI, 2012).

A implantação de pórticos e painéis de mensagem variável (PMVs) em rodovias envolve diversas áreas de engenharia e tecnologia. São envolvidos profissionais de topografia, fundação, estruturas metálicas, elétrica, fibra óptica, software, entre outros, para que a solução seja implantada.

A utilização de ITS é uma prática mundialmente difundida, pois sua aplicação garante mais fluidez e redução de congestionamentos através da melhor alocação de rotas. No Brasil, o PMV se destaca como uma das tecnologias de ITS mais adotadas. Estudos realizados em países desenvolvidos, demonstram que investir em ITS possui custo benefício maior do que a ampliação da infraestrutura, sendo 35% mais econômico a escolha da tecnologia ao invés da aplicação (BENETTI, 2012).

O correto posicionamento do PMV é fundamental para sua eficácia. Recomenda-se a instalação em local com uma ou duas faixas de rolamento, poucas interseções e com visibilidade de ao menos 300m associado a menor velocidade de tráfego no local de instalação. Isso faz com que os motoristas consigam melhor visualizar as mensagens e aumente a eficiência e impacto das mensagens exibidas (VALE, 2017).

As mensagens inseridas nos PMVs podem ser de três categorias: compulsória (advertência), de melhoria operacional (orientativa) ou educativa. As mensagens de advertência visam comunicar sobre um comportamento ou perigo na rota, as de melhoria operacional informam por exemplo de propostas de alteração na rota para maior fluidez e as educativas informam por exemplo para a utilização do cinto (BENETTI, 2012).

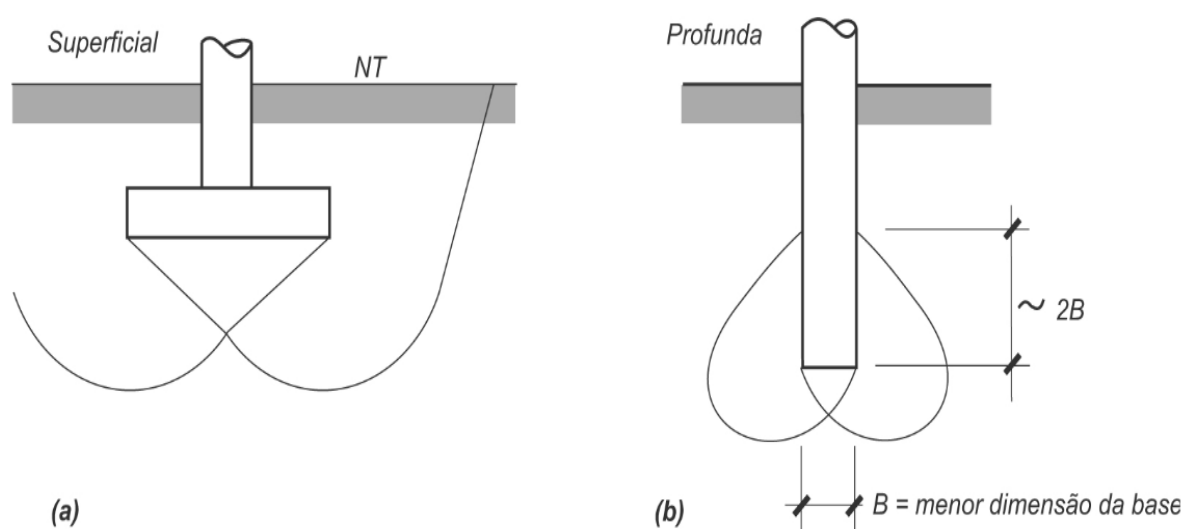
Acidentes de trânsito são uma das grandes preocupações das autoridades no modal rodoviário. Em um estudo realizado pela Organização Mundial de Saúde (OMS) em 2014, os acidentes de trânsito eram a nona maior causa de fatalidades. Grande parte dos acidentes ocorrem por falha humana, sendo que a possibilidade de falha aumenta com o uso do celular por exemplo. Os PMVs são dispositivos que podem veicular mensagens de advertência e educativas, sendo que a exibição de mensagens persuasivas no PMV é comprovadamente eficaz na redução do uso de celular ao volante (VALE, 2017).

## 2.2 Tipos de fundações

As fundações têm como função realizar a transferência das cargas da estrutura para o solo. Nessa relação de solo estrutura, existe uma grande diferença de rigidez, a qual é um dos grandes desafios e requisitos para que essa interação ocorra de forma devida. As estruturas normalmente possuem grande rigidez e pouca aceitação de recalque e variações, enquanto que o solo, normalmente possui baixa rigidez e grande aceitação de recalques e variações. Dessa forma, é fundamental que a fundação garanta que a estrutura transmita suas solicitações ao solo sem que ele apresente significativas deformações, assim como também não atinja a ruptura. Para que esse objetivo seja atingido, existem diversas alternativas, sendo que cada qual possui vantagens e desvantagens e aplicações que dependem do solo ao qual estão inseridas e também da estrutura a qual estão suportando (VELLOSO e LOPES, 2011).

Existem dois grandes grupos de fundações, as rasas ou superficiais e as profundas. As fundações rasas são as que no caso de ruptura do solo, ela ocorrerá na superfície, enquanto que nas profundas ela ocorrerá na região inferior a superfície, conforme ilustrado na Figura 2. Esse mecanismo de ruptura que embasou a diferenciação técnica, a qual a ABNT NBR 6122:2022 diferencia as duas categorias, tendo em vista que as rupturas abaixo da superfícies ocorrem a pelo menos 2 diâmetros de profundidade (VELLOSO e LOPES, 2011).

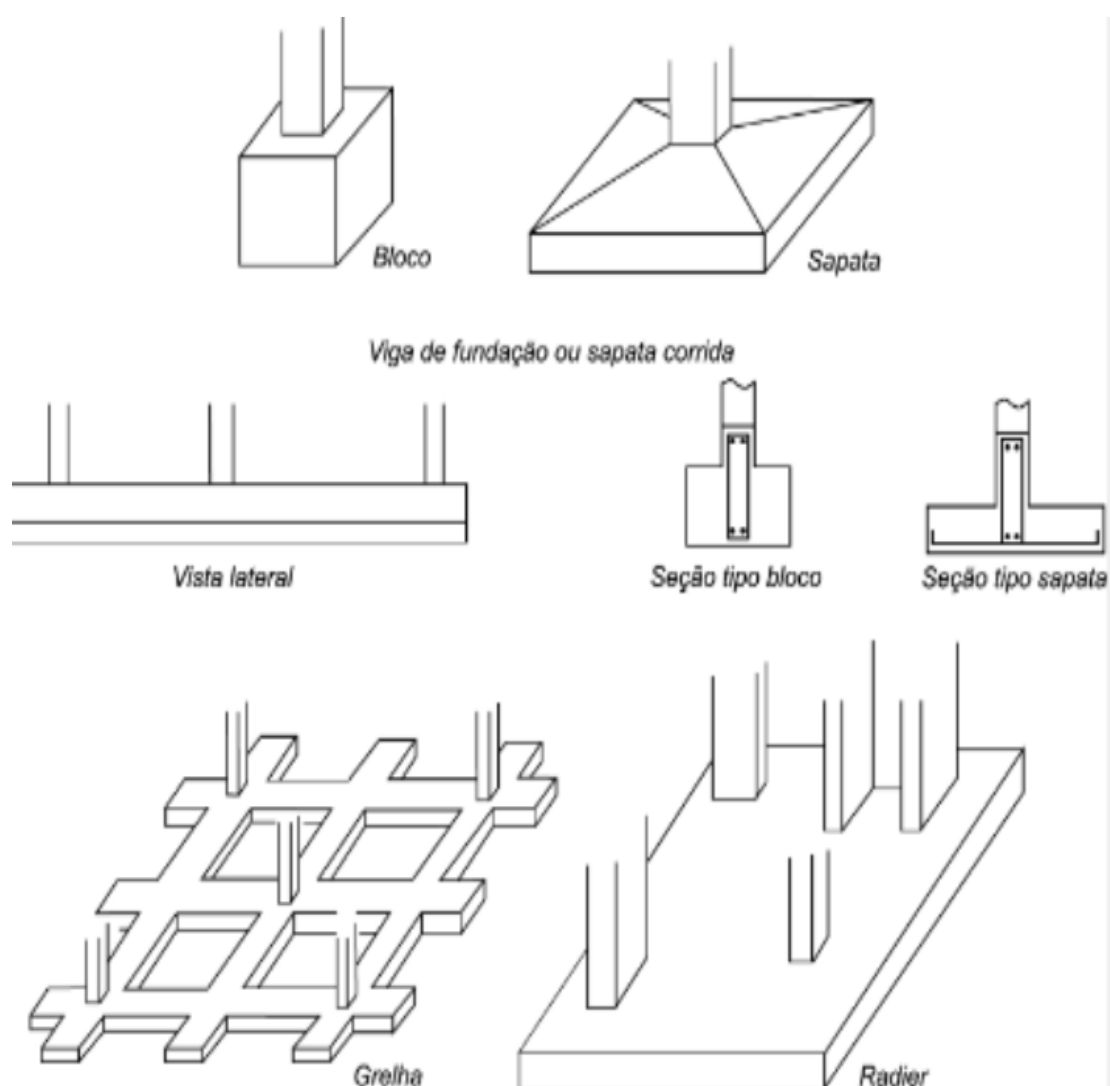
**Figura 2 - Fundações superficiais e profundas**



Fonte: Velloso (2011)

Realizada a diferenciação entre os elementos, as duas categorias se subdivide em diversas alternativas. Dentre as principais fundações superficiais, estão blocos, sapatas, sapatas corridas, grelha, sapata associada e radiers. Velloso e Lopes (2011) reuniu um resumo dos principais tipos de fundações superficiais conforme apresentado na Figura 3.

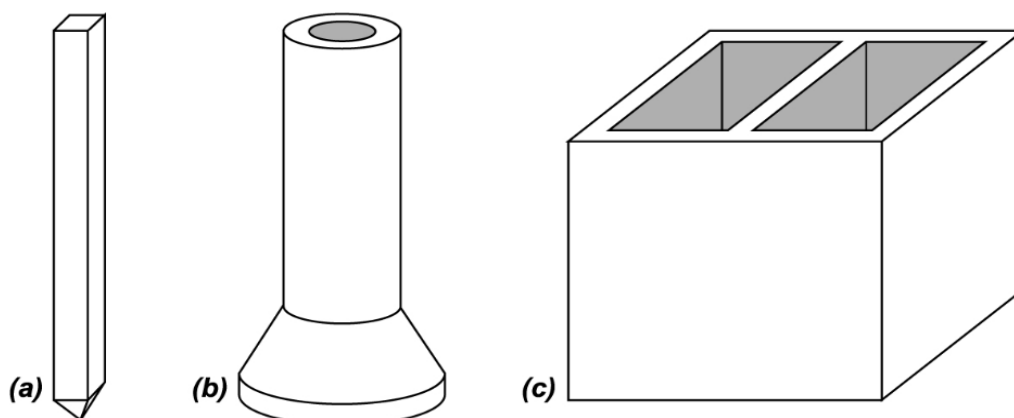
**Figura 3 - Principais tipos de fundações superficiais**



Fonte: Velloso e Lopes (2011)

Segundo os autores, no grupo das fundações profundas, também existe um grande leque de alternativas, e dentre os subgrupos, mencionados na sequência também existem diversas categorias que proporcionam uma vasta opção de soluções. As fundações profundas se subdividem em estacas, tubulões e caixões, conforme exposto na Figura 4.

**Figura 4 - Principais tipos de fundações profundas (a: estaca, b: tubulão, c: caixão)**



Fonte: Veloso e Lopes (2011)

As estacas são amplamente conhecidas e adotadas e possuem diversas alternativas de categorias. Dentre as que mais se destacam estão as rotativas a céu aberto, cravadas de aço, cravadas de madeira, cravadas de concreto protendido, Strauss, Raiz, Ômega e Hélice contínua. No subgrupo das estacas, as estacas rotativas a céu aberto na realidade brasileira são amplamente utilizadas devido a sua maior simplicidade de maquinário e materiais empregados que proporcionam como consequente o melhor custo benefício quando o solo e o projeto proporcionam a utilização desse tipo de solução. Esse tipo de fundação através de estacas pode receber outros nomes para classificação, sendo essa variação usual de acordo com a região e o autor (VELOSO e LOPES, 2011).

Os tubulões, por sua vez, são um tipo de fundação que descarregam as cargas através da ponta. A resistência de atrito na lateral ao longo do fuste é desprezada para dimensionamentos de carga vertical. As bases devem obrigatoriamente ser limpas, compactadas e inspecionadas antes de concretagem. A execução pode ocorrer através de encamisamento metálico, de concreto ou sem encamisamento. As bases podem ser alargadas em formato circular ou elíptico (VELOSO e LOPES, 2011).

Em tubulões são obrigatórios, o diâmetro mínimo de 90cm e o encamisamento quando a profundidade for superior a 125 cm, para possibilitar a descida de operário no seu interior. Para a realização de atividades dentro do tubulão deve existir obrigatoriamente plano de resgate. A execução de tubulão a ar comprimido é proibida (BRASIL, 2020).

### 2.3 Investigação geotécnica

O primeiro grande campo de conhecimento que embasa os estudos e tomadas de decisões para elaboração dos projetos é a investigação geotécnica. É uma área imensa, repleta de variáveis, informações e incertezas isso a torna uma das áreas mais complexas da engenharia. Entretanto, devido a grande complexidade e variabilidade dos solos, enormes simplificações e aproximações rotineiramente são adotadas para permitir a resolução dos problemas geotécnicos. Schnaid e Odebrecht (2012) citam a perplexidade que existe na área de investigação geotécnica:

A informação solicitada nem sempre é a informação necessária.

A informação necessária nem sempre pode ser obtida.

A informação obtida nem sempre é suficiente.

A informação suficiente nem sempre é economicamente viável.

(SCHNAID e ODEBRECHT, 2012)

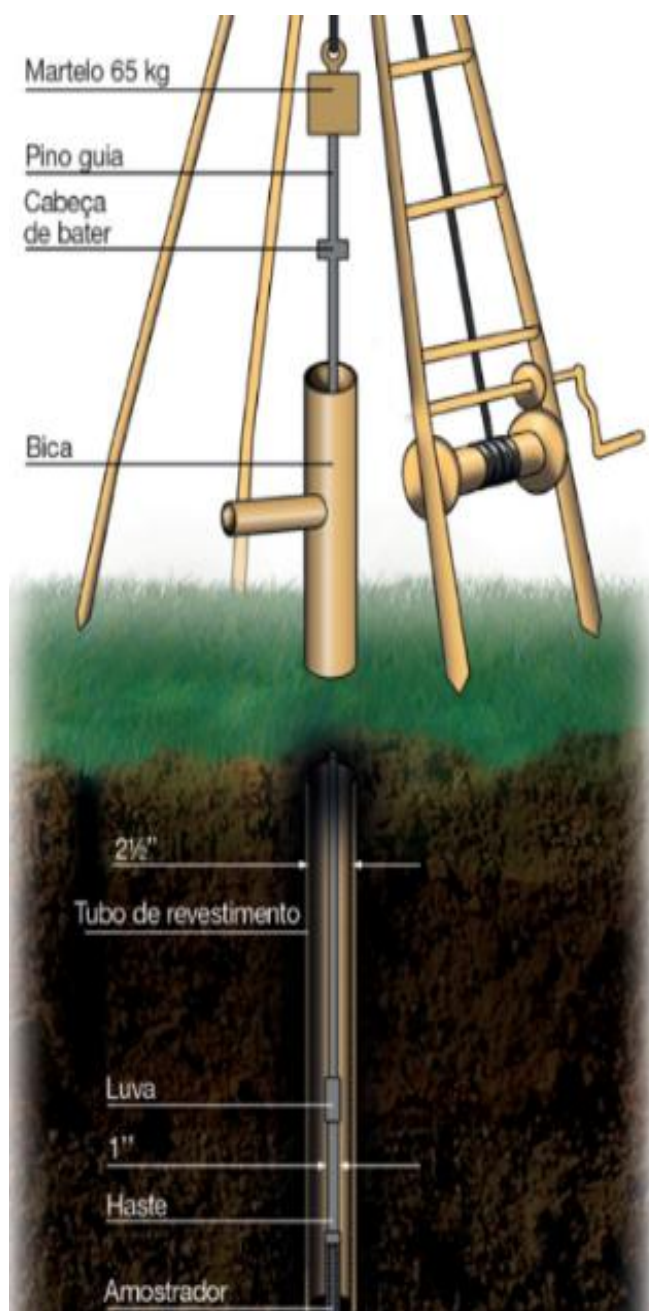
Dentro da área de investigação geotécnica, existem várias possibilidades de ensaios e investigações. Quanto mais ensaios forem realizados mais dados estarão disponíveis para o engenheiro dimensionar a estrutura. Todavia também mais trarão custos de investigação. Dentre os principais ensaios disponíveis atualmente, destaca-se, o Standard Penetration Test ou Ensaio de Penetração Padrão (SPT), inclusive, de acordo com a ABNT NBR 6122:2022, para qualquer projeto de fundações, é obrigatória a realização de uma investigação preliminar, constituída por no mínimo o ensaio SPT (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).

No Brasil, os ensaios do tipo SPT são de forma disparada a forma mais usual e empregada para investigação do subsolo. Todavia, existem vários parâmetros que não são obtidos diretamente através dele. Assim, diversos estudos e autores buscam correlacionar os resultados obtidos no SPT para estimar grandezas necessárias para o dimensionamento, as quais não são obtidas diretamente através do ensaio (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).

O Standard Penetration Test (SPT), ou ensaio de penetração padrão, é um método para a investigação geotécnica dos solos, sendo regulamentado pela norma ABNT NBR 6484:2020 - Sondagem de simples reconhecimento com SPT. O SPT é a investigação geotécnica mais econômica, popular e rotineira em todo o mundo. Trata-se de um ensaio de campo que permite obter informações diretas a respeito do tipo de solo, o perfil do terreno, do nível do lençol freático, além de fornecer parâmetro

NSPT o qual pode ser correlacionado para obtenção de parâmetros fundamentais para o projeto de fundações. O ensaio SPT impõe cargas dinâmicas no solo através dos golpes, sendo assim terá como resultado direto a resistência a carga dinâmica empregada que pode ser correlacionado através de métodos empíricos para obtenção de resultados de outros parâmetros do solo. Para a realização do ensaio, é adotado um equipamento específico e padronizado por norma, conforme Figura 5 (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).

**Figura 5 - Equipamento para o ensaio SPT**



Fonte: Schnaid, Odebrecht (2012)

O procedimento consiste na perfuração do terreno por meio de trado com ou sem sistema de circulação de água. É realizada a perfuração de 1,0m de solo no local do ensaio, em seguida é realizada a cravação de um amostrador padrão, com diâmetro externo de 50,8 mm, por golpes de um martelo padronizado de 65 kg, caindo de uma altura de 75 cm. São realizadas cravações de três segmentos de 15cm. Para cada segmento é realizada a leitura do número de golpes necessários para o amostrador cravar os 15cm. O índice de resistência à penetração, denominado NSPT, corresponde ao número de golpes necessários para a penetração de 30 cm finais de um total de 45 cm cravados, sendo os 15 cm iniciais considerados de acomodação. Após a finalização desse ensaio no primeiro metro, repete-se esse processo para cada metro conseguinte de solo no terreno. Com a realização do ensaio obtém-se os valores de NSPT para cada camada de solo, os quais podem ser correlacionados com o tipo de solo para determinação da compactidade características do solo adotando-se os critérios constantes na Tabela 1.

**Tabela 1 - Tabela dos estados de compactidade e de consistência.**

<b>Solo</b>	<b>Índice de resistência à penetração N</b>	<b>Designação <sup>1</sup></b>
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	> 19	Dura (o)

<sup>1</sup> As expressões empregadas para a classificação da compactidade das areias (fofa, compacta, etc.), referem-se à deformabilidade e resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não devem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compactidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na Mecânica dos Solos.

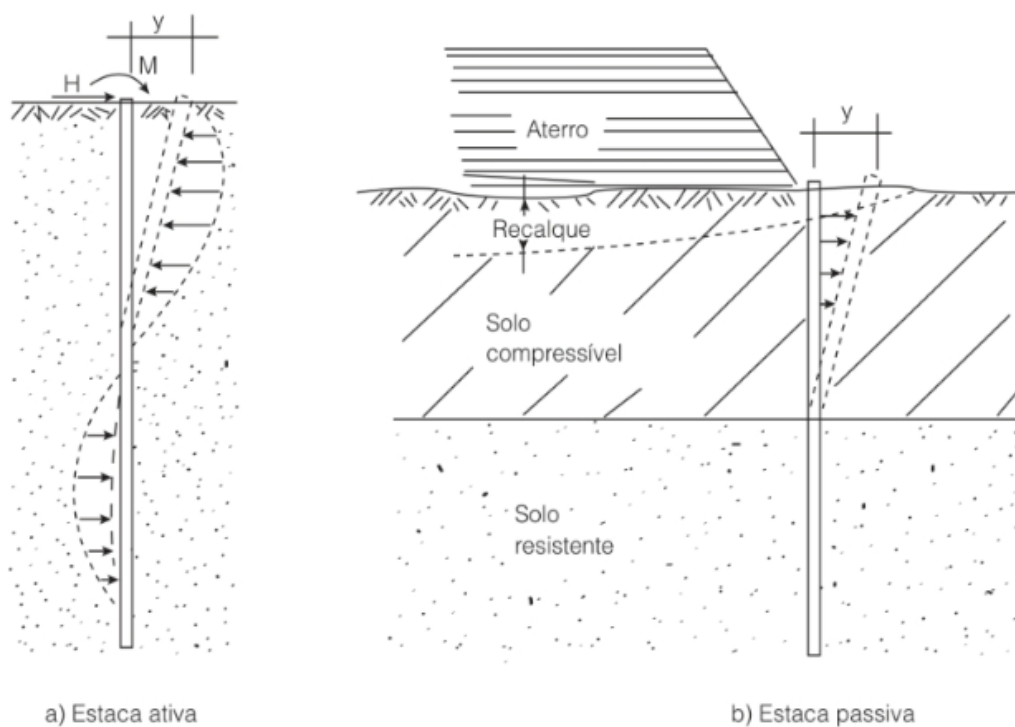
Fonte: ABNT (2022)

Além da obtenção do índice NSPT, o ensaio realiza a retirada de amostras deformadas para identificação tátil-visual das camadas de solo. Essas amostras devem ser avaliadas por geólogo ou engenheiro geotécnico para a sua caracterização. Com posse dos resultados das camadas, associadas à descrição estratigráfica, é possível elaborar o perfil geotécnico do subsolo, essencial para o dimensionamento de fundações e obras de contenção. Outro aspecto relevante é o registro do nível d'água encontrado durante a perfuração, fator que influencia principalmente a escolha do tipo de fundação (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012)

#### 2.4 Estacas sujeitas à solicitação lateral

Os esforços transversais em estacas podem ser oriundos de carregamentos laterais ativos ou passivos, conforme demonstrado na Figura 6. As forças ativas, são oriundas da parte superior da estrutura por forças de vento, momento devido a sobrecarga, peso próprio, entre outros. Já as forças laterais passivas são oriundas de solos que se movimentam em geram tensões nas estacas dentro do solo. (ALONSO, 2019)

**Figura 6 - Estacas sujeitas a carregamentos laterais ativos ou passivos**

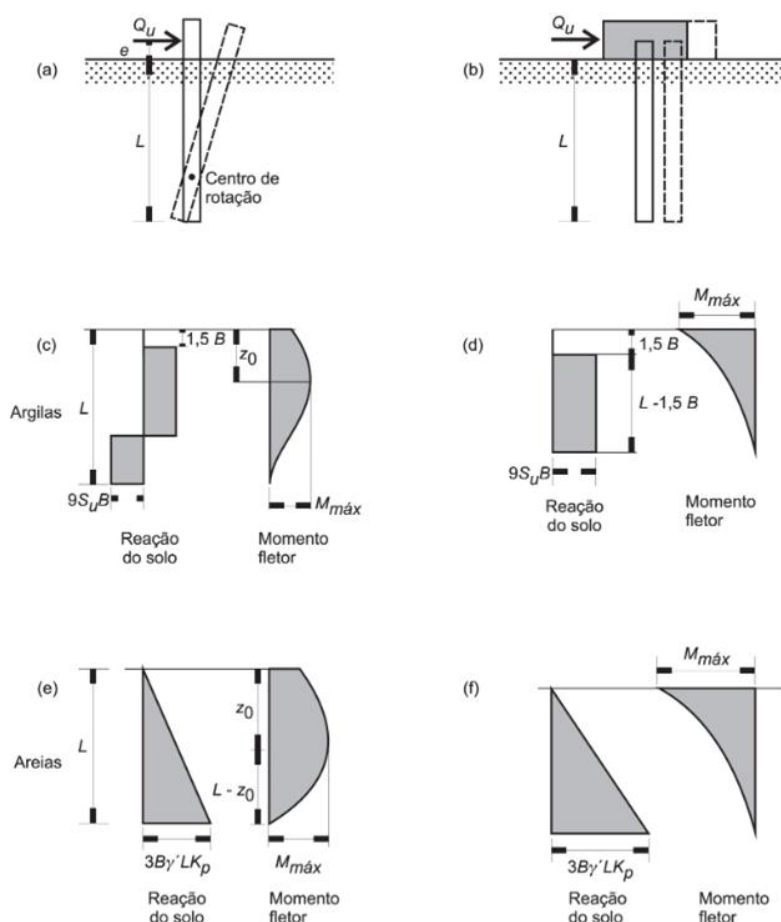


Fonte: Alonso (2019).

Broms (1964) apud Veloso e Lopes (2011), demonstra o funcionamento das tensões atuantes no solo e na estrutura para os principais tipos de solicitações de carregamento lateral ativo. As estacas podem possuir topo livre (com possibilidade de rotação) ou topo restringido (sem possibilidade de rotação). Essa diferenciação se dá através do travamento da estrutura, não sendo ligada aos tipos de solos. Já em relação aos solos, eles se subdividem em solos coesivos pré-adensados quando o coeficiente de reação horizontal é praticamente constante ao longo da profundidade e em solos não coesivos, quando o coeficiente de reação horizontal aumenta linearmente de acordo com a profundidade (VELOSO e LOPES, 2011).

Quanto ao comprimento das estacas na sua estrutura, elas se subdivide em estacas curtas e longas. As estacas curtas possuem elevada rigidez e resistência, isso faz com que elas praticamente não flexionam e que no casos de força horizontal máxima a ruptura ocorrerá no solo. A Figura 7 demonstra os diferentes comportamentos de estacas curtas, aliando as variações de restrição superior e tipo de solo (VELOSO e LOPES, 2011).

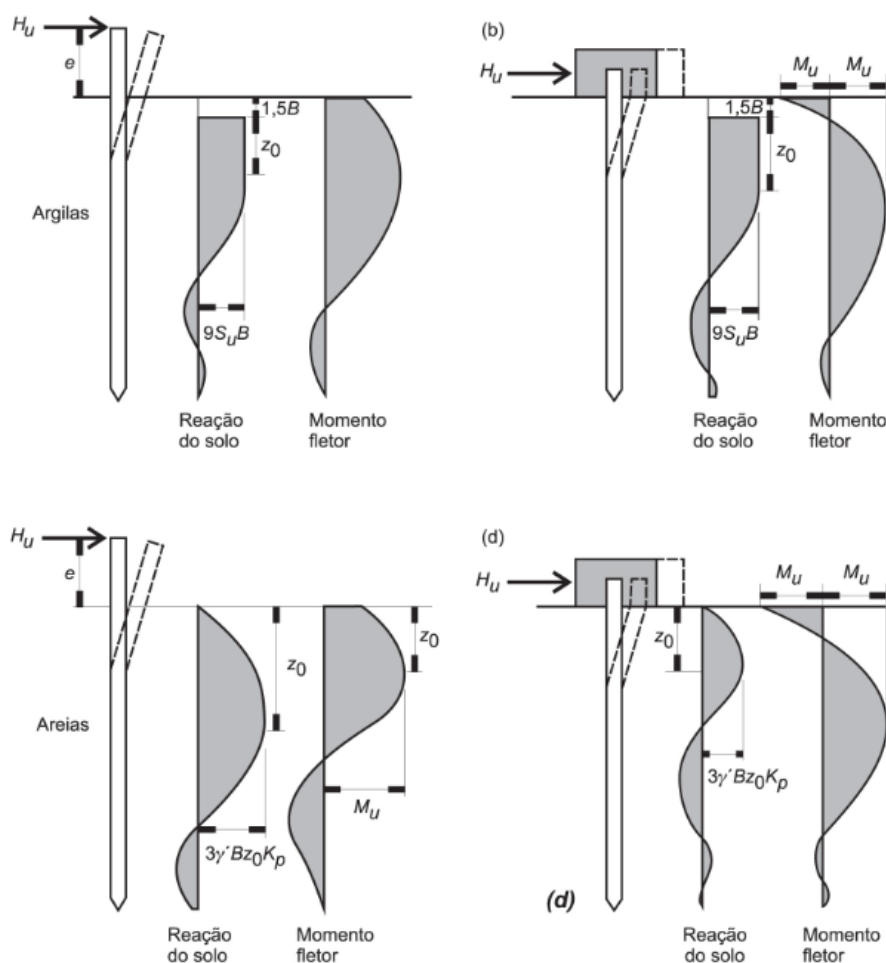
**Figura 7 - Estaca curta com topo livre ou restringido**



Fonte: Veloso e Lopes, 2011.

Em estacas longas, o comportamento é diferente. Elas não possuem a mesma rigidez devido a sua maior esbeltez, e ao aplicar um carregamento lateral último, as estacas deformam e rompem na estrutura da estaca. A Figura 8, demonstra o funcionamento das estacas longas em diferentes combinações de restrição superior e tipo de solo.

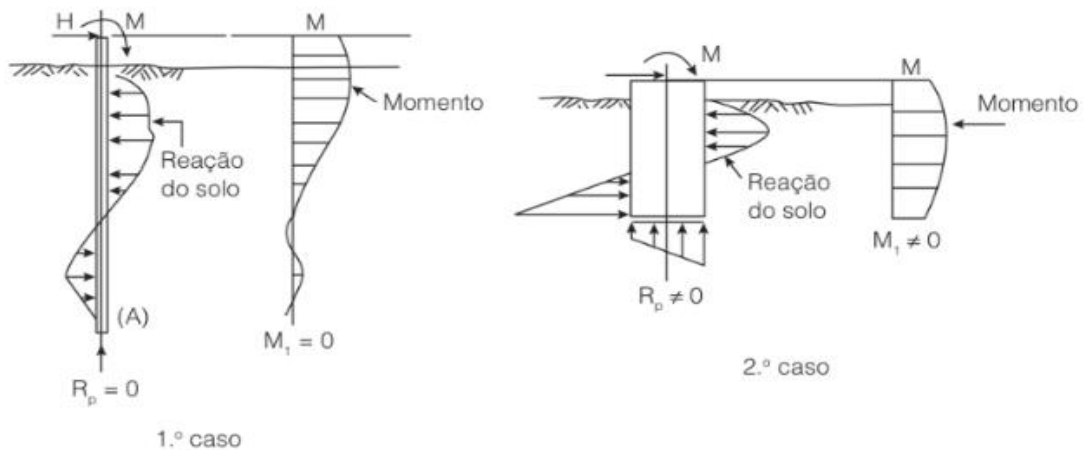
**Figura 8 - Estaca longa com topo livre ou restringida em solo coesivo**



Fonte: Veloso e Lopes, 2011.

Segundo Alonso (2019), nas estacas curtas a contribuição de ponta é significativa para o equilíbrio dos esforços laterais e momentos e nas estacas longas a resistência de ponta tem contribuição desprezível para os esforços transversais e momentos. A representação do funcionamento e atuação das forças na estacas curtas e longa é demonstrado na Figura 9.

**Figura 9 - Estacas longas (1º caso) e estacas curtas (2º caso):**



Fonte: Alonso (2019)

Segundo Alonso (2019), as estacas possuem uma rigidez relativa estaca-solo, para obtenção da sua classificação. Através da Equação 1 destinada a solos não coesivos e da Equação 2 destinada aos solos coesivos, é possível realizar essa diferenciação.

Solos não coesivos:

$$L \geq 4T \quad \text{estaca longa}$$

$$L < 4T \quad \text{estaca curta}$$

$$\text{Sendo } T = \sqrt[5]{\frac{EI}{nh}}$$

Equação 1

Solos coesivos:

$$L \geq 4R \quad \text{estaca longa}$$

$$L < 4R \quad \text{estaca curta}$$

$$\text{Sendo } R = \sqrt[4]{\frac{EI}{Kh}}$$

Equação 2

Sendo,  $E$  o módulo de elasticidade da estaca (MPa),  $I$  o momento de inércia da seção ( $m^4$ ),  $Kh$  o coeficiente de reação horizontal ( $kN/m^3$ ),  $nh$  a taxa de crescimento do coeficiente de reação horizontal ( $kN/m^4$ ) e  $L$  a profundidade da estaca ou tubulão (m).

## 2.5 Obtenção de parâmetros geotécnicos

### 2.5.1 Correção de energia do ensaio SPT

A prática internacional sugere normalizar os resultados do ensaio obtidos de número de golpes (NSPT) de acordo com a eficiência de cada equipamento. Nos Estados Unidos e na Europa, os equipamentos costumam ser mecanizados, e a energia liberada é de aproximadamente de 60%. No Brasil, os equipamentos são manuais, e a energia liberada é de 70% a 80%. De tal forma, antes de utilizar os dados obtido por ensaio brasileiro do NSPT para uma correlação internacional, deve ser realizada a majoração dos dados. A Equação 3 demonstra como obter o NSPT60 (SCHNAID ODEBRECHT, 2012).

$$NSPT60 = \frac{NSPT * Energia aplicada}{0,60} \quad \text{Equação 3}$$

Sendo, NSPT60 o número de golpes do ensaio SPT corrigido para o padrão de 60% de eficácia (adimensional), NSPT o número de golpes obtidos pelo ensaio SPT em questão (adimensional) e Energia aplicada a eficácia do equipamento SPT utilizado no ensaio (adimensional) (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).

### 2.5.2 Módulo de deformabilidade

O módulo de deformabilidade do solo pode ser obtido diretamente através de ensaios de campo e de laboratório ou por correlação com tais ensaios. Para a obtenção através de correlação com ensaios SPT existem várias proposições em forma de Tabelas e equações. Um exemplo é a proposta de Ruver, apresentada na Equação 4 que correlaciona o NSPT 60 com o módulo (Ruver, 2005).

$$Es = 2,01 \times NSPT60 \text{ (MPa)} \quad \text{Equação 4}$$

Sendo, **Es** o módulo de deformabilidade do solo (MPa) e **NSPT60** o número de golpes do ensaio SPT corrigido para o padrão de 60% de eficácia (adimensional).

### 2.5.3 Coeficientes de empuxos ativo e passivo de rankine

O coeficiente de empuxo passivo de Rankine ( $K_p$ ) expressa a relação entre as tensões horizontais e verticais no solo quando este se encontra em um estado de ruptura passiva, ou seja, quando o maciço é comprimido e as tensões laterais atingem o seu valor máximo. Esse coeficiente é calculado através da Equação 5 (DAS, 2016).

O coeficiente de empuxo ativo de Rankine ( $K_a$ ), representa a relação entre as tensões horizontais e verticais no solo quando este se encontra em um estado de ruptura ativa, ou seja, quando o maciço se selic suficientemente para reduzir as tensões laterais ao mínimo. Esse coeficiente depende do ângulo de atrito interno do solo ( $\phi$ ) e é determinado através da Equação 6. Esse coeficiente é usado para diversos parâmetros necessários para o dimensionamento e verificações geotécnicas (DAS, 2016).

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2) \quad \text{Equação 5}$$

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2) \quad \text{Equação 6}$$

Sendo,  $K_p$  o coeficiente de empuxo passivo (adimensional),  $K_a$  o coeficiente de empuxo ativo (adimensional) e  $\phi$  o ângulo de atrito interno do solo (graus).

### 2.5.4 Ângulo de atrito interno dos solos

A obtenção do ângulo de atrito interno dos solo através de correlação com os os ensaios NSPT dos solos pode ser realizada através de várias proposições. Como exemplos tem-se os métodos de Teixeira (1996) e de Godoy(1983) nas Equações 7 e 8, respectivamente (CHRISTAN, 2012).

$$\phi = \sqrt{(20NSPT + 15)} \quad \text{Equação 7}$$

$$\phi = 28 + 0,4NSPT \quad \text{Equação 8}$$

Sendo,  $NSPT$  o número de golpes obtidos pelo ensaio SPT (adimensional) e  $\phi$  o ângulo de atrito interno do solo (graus).

### 2.5.5 Peso específico

A obtenção do peso específico do solo de forma precisa deve ser realizada através de análise de ensaios laboratoriais, como por exemplo o ensaio de densidade em amostras indeformadas. Todavia, para o caso de limitação da obtenção de tais parâmetros de forma exata, é possível estimar os valores relacionando os dados obtidos pelo NSPT com a Tabela 2.

**Tabela 2 - Pesos específicos dos diferentes tipos de solo**

Solo	Peso específico do solo saturado (kN/m <sup>3</sup> )
Areia muito fofa	11 - 16
Areia fofa	14 - 18
Areia medianamente compacta	17 - 20
Areia compacta	17 - 22
Areia muito compacta	20 - 23
Argila muito mole	16 - 19
Argila mole	16 - 19
Argila média	17 - 20
Argila rija	19 - 22
Argila muito rija	19 - 22
Argila Dura	19 - 22

Fonte: Adaptado pelo Autor, Bowles (1997)

### 2.5.6 Tensão de ruptura do solo horizontal

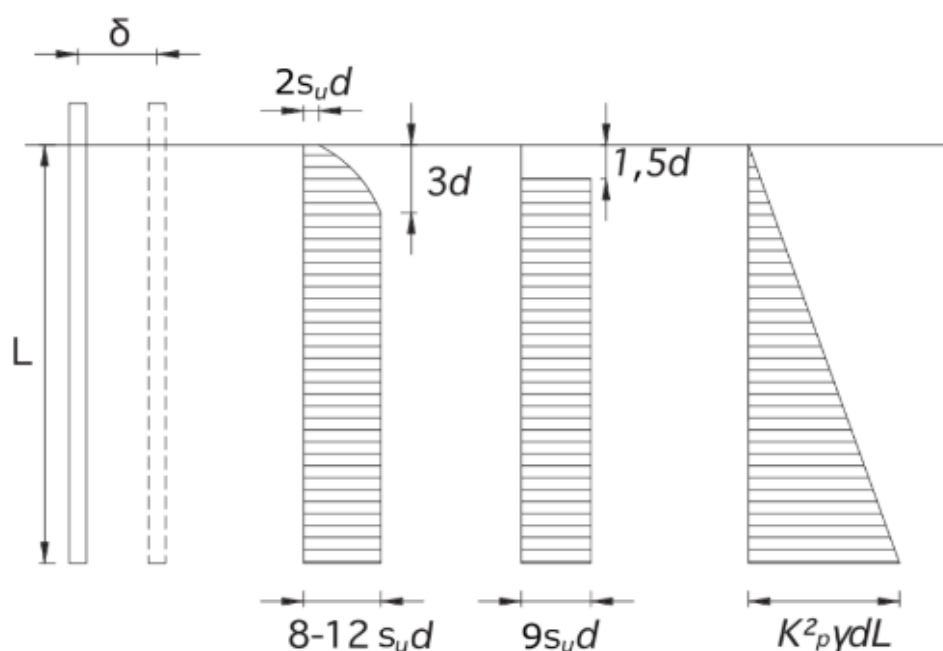
Através do método de Broms, a resistência horizontal do solo para uma estaca de diâmetro  $d$  com rotação restringida no topo é demonstrada na Figura 10. Para solos coesivos pré-adensados saturados e para solicitações não drenadas, é possível obter a tensão admissível máxima através da Equação 9. Para solos não coesivos, a tensão admissível aumenta de liinearmente acordo com a profundidade, sendo expressa pela Equação 10.

$$\sigma_{rup h} = 9 \times SU \text{ (coesão em sollicitação não drenada)} \quad \text{Equação 9}$$

$$\sigma_{rup h} = Kp^2 \times \gamma \times L \quad \text{Equação 10}$$

Sendo,  $\sigma_{rup h}$  a tensão de ruptura horizontal do solo (kPa), **SU** a coesão em sollicitação não drenada (kPa),  $\gamma$  o peso específico do solo (kN/m<sup>3</sup>), **L** o comprimento da estaca ou tubulão (m) e **Kp** o coeficiente de empuxo passivo (adimensional).

**Figura 10 - Força horizontal resistente do solo através do método de Broms**



Fonte: Broms (1964) apud Nascimento (2020)

Pelo método Russo, a tensão de ruptura do solo na horizontal aumenta linearmente de acordo com a profundidade e é dada pela Equação 11. Nesse método a tensão horizontal é checada somente no nível mais inferior.

$$\sigma_{rup h} = \gamma \times L \times (kp - ka) \quad \text{Equação 11}$$

Sendo,  $\sigma_{rup h}$  a tensão de ruptura horizontal do solo (kPa),  $\gamma$  o peso específico do solo (kN/m<sup>3</sup>), **L** o comprimento da estaca ou tubulão (m), **Ka** o coeficiente de empuxo ativo (adimensional) e **Kp** o coeficiente de empuxo passivo (adimensional).

### 2.5.7 Tensão admissível vertical do solo

A tensão admissível vertical, pode ser obtida a partir de ensaios de placa, por métodos teóricos ou por correlação com ensaios de campo. Através da correlação do ensaio SPT com a fórmula empírica elaborada por Décourt & Quaresma demonstrada na Equação 12 é possível estimar a tensão admissível vertical do solo (Hachich, 1998).

$$\sigma_{adm\ v} = 0,02 \times NSPT \text{ (resultado em MPa)} \quad \text{Equação 12}$$

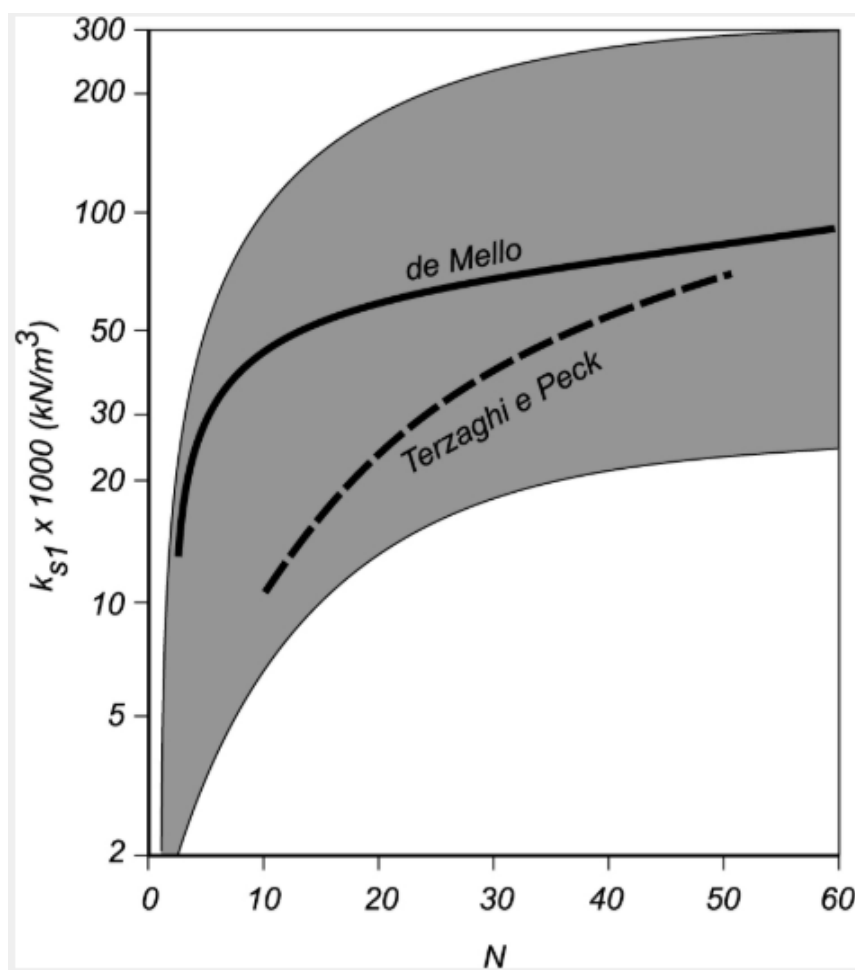
Sendo,  $\sigma_{adm\ v}$  a tensão admissível vertical do solo (MPa) e **NSPT** o número de golpes obtidos pelo ensaio SPT em questão (adimensional)

### 2.5.8 Coeficiente de reação vertical

O coeficiente de reação vertical ( $K_v$ ) pode ser obtido através de ensaio de placa ou cálculo do recalque da fundação real. Alternativamente, ele pode ser obtido através de correlações, sejam através do uso de tabelas de valores típicos relacionadas ao tipo de solo ou através das correlações com o ensaio SPT. As correlações com o NSPT, foram avaliadas por Mello (1971) e são demonstradas na Figura 11. Verificou-se que a correlação do  $K_v$  com o NSPT é baixa visto a amplitude de valores na região hachurada da imagem (VELLOSO E LOPES, 2011).

A Tabela 3 pode ser utilizada para estimar o Coeficiente de Reação Vertical do solo e determinar a ordem correta de magnitude desse valor. O autor adota a mesma estimativa do coeficiente de reação vertical para a estimativa de coeficiente de reação horizontal que será apresentada posteriormente. Os valores de  $K_v$  podem ser obtidos através do tipo de solo, que por vez pode ser obtido através da análise de compactidade através do ensaio NSPT (BOWLES, 1977 apud CHRISTIAN, 2020)

**Figura 11 - Correlação do NSPT com o Kv**



Fonte: Veloso e Lopes (2011).

**Tabela 3 - Estimativa do coeficiente de reação horizontal do solo (Kv)**

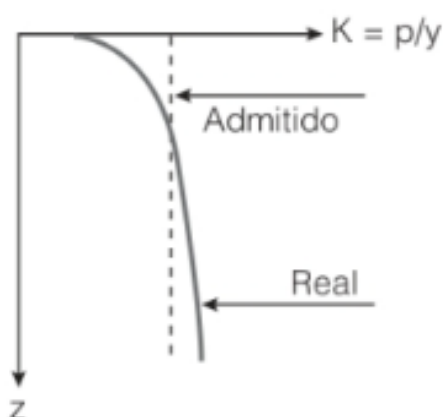
Solo	Kv (kN/m <sup>3</sup> )
Areia fofa	4800 - 16000
Areia medianamente compacta	9600 - 80000
Areia compacta	64000 - 128000
Argila arenosa medianamente compacta	32000 - 80000
Silte arenoso medianamente compacto	24000 - 48000
Argila $q_u \leq 200$ kPa	12000 - 24000
Argila $200 < q_u \leq 800$ kPa	24000 - 48000
Argila $q_u > 800$ kPa	> 48000

Fonte: Adaptado pelo Autor Bowles (1997) apud CHRISTAN (2012)

### 2.5.9 Coeficiente de reação horizontal

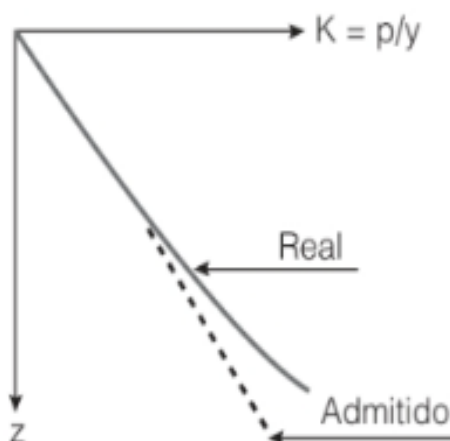
No caso de argilas pré-adensada, rijas a duras, o coeficiente  $K_h$  é uma curva que aumenta ao longa da profundidade de forma não linear. Como forma de simplificação, esse coeficiente é admitido como constante. Através da Figura 12 é possível entender esse comportamento (Alonso, 2019). Para os demais casos, o coeficiente de reação horizontal aumenta de acordo com a profundidade, conforme representado na Figura 13 e pela Equação 13.

**Figura 12 - Coeficiente  $K_h$  em solos pré-adensado.**



Fonte: Alonso (2019)

**Figura 13 - Coeficiente  $K_h$  em solos pré-adensado.**



Fonte: Alonso (2019)

$$K_h = nh * z$$

Equação 13

Sendo, **KI** o Coeficiente de reação horizontal ( $\text{kN/m}^3$ ), **nh** a taxa de crescimento do coeficiente de reação horizontal ( $\text{kN/m}^4$ ) e **Z** a profundidade (m).

O coeficiente de reação horizontal, pode ser obtida através de Ensaios de placa (colocadas verticalmente e carregadas horizontalmente), ensaios pressiométricos ou tabelas de valores típicos, como por exemplo a Tabela 4. Como ensaios de placas ou pressiométricos não são usuais no Brasil, constantemente se recorrem as tabelas para obtenção dos dados de coeficiente de reação horizontal (HACHICH, 1998).

**Tabela 4 - Estimativa do coeficiente de reação vertical do solo (Kh)**

Solo	Kh (kN/m <sup>3</sup> )
Areia fofa	4800 - 16000
Areia medianamente compacta	9600 - 80000
Areia compacta	64000 - 128000
Argila arenosa medianamente compacta	32000 - 80000
Silte arenoso medianamente compacto	24000 - 48000
Argila $q_u \leq 200$ kPa	12000 - 24000
Argila $200 < q_u \leq 800$ kPa	24000 - 48000
Argila $q_u > 800$ kPa	> 48000

Fonte: Adaptado pelo Autor Bowles (1997) apud CHRISTAN (2012)

Também é possível estimar o coeficiente de reação horizontal através do módulo de deformabilidade do solo, pela Equação 14 elaborada por Pyke e Beiake (1985), apud Bowles (1997).

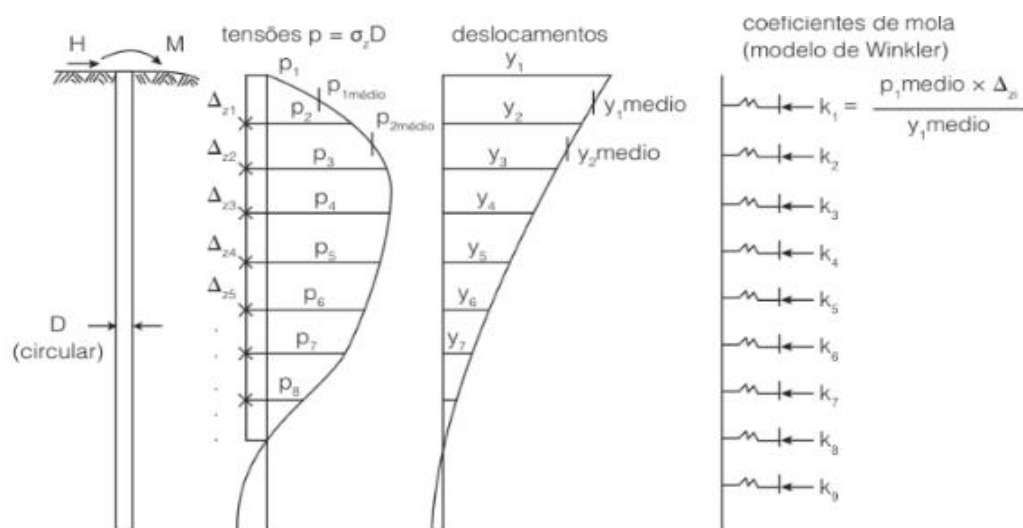
$$Kh = Es * \frac{1,8}{B} \quad \text{Equação 14}$$

Sendo, **Kh** o coeficiente de reação horizontal (kN/m<sup>3</sup>), **Es** o módulo de deformabilidade do solo (MPa) e **B** o diâmetro da estaca ou tubulão (m).

## 2.6 Modelo de winkler

O modelo de Winkler prevê, para efeitos de análise, a substituição do solo por molas elásticas, as quais possuem um coeficiente de mola dado pela razão entre a tensão aplicada e o deslocamento sofrido. Para obtenção do coeficiente de mola, é necessário obter o coeficiente de reação horizontal do solo e multiplicá-lo pela área de influência da estaca. Esse modelo, representa um comportamento linear do solo, que pode ser adotado em situações onde a interação solo estrutura ocorre em regime elástico e com baixos deslocamentos, tendo em vista que a realidade do gráfico tensão deformação do solo se dá por uma curva e não por uma reta como traz de forma simplificada o modelo. Através da Figura 14 e da Equação 15 é possível compreender o modelo de Winkler (ALONSO, 2019).

**Figura 14 - Representação do modelo de Winkler**



Fonte: Alonso (2019)

$$K \text{ (mola)} = Kh \text{ (solo)} \times A \text{ (área de influência)}$$

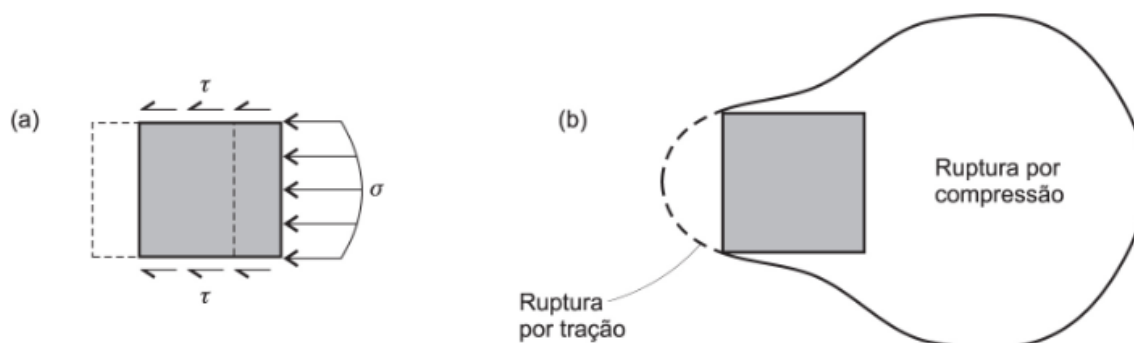
Equação 15

Sendo, **K** o coeficiente de mola ( $\text{kN/m}^2$ ), **Kh** o coeficiente de reação horizontal ( $\text{kN/m}^3$ ) e **A** a área de influência da mola (m).

Velloso e Lopes (2011) explicam que no caso de uma viga apoiada sobre o solo o comportamento do modelo de winkler seria mais nítido, pois efetivamente existe somente a contribuição dos apoios de “molas” na parte inferior da viga com contato com o solo. Entretanto, no caso de uma estaca imersa em solo, o comportamento

real é diferente, devido a contribuição do atrito lateral que irá cisalhar o solo, e do empuxo por tração da parte posterior da estaca. A Figura 15 exemplifica esse comportamento real que difere em parte do modelo de Winkler que simplifica a solução.

**Figura 15 - Forças atuantes em estacas carregadas transversalmente.**



Fonte: Veloso e Lopes, 2011

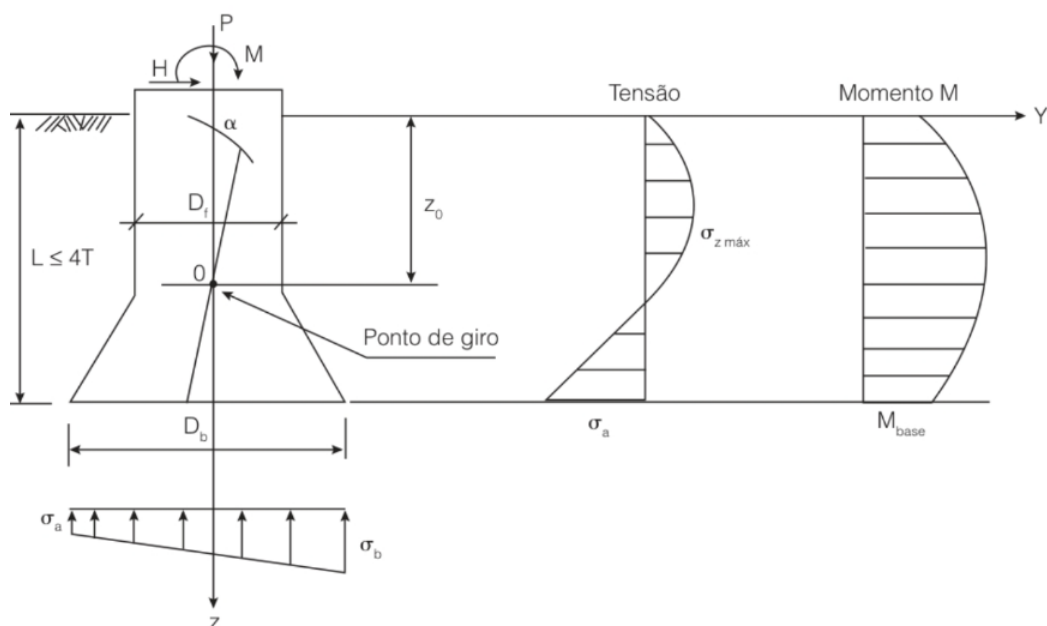
Todavia, apesar de o modelo de Winkler não representar de forma completamente fidedigna a realidade física do problema da interação solo-estrutura, esse modelo é frequentemente utilizado no estudo de deslocamentos e esforços em estacas carregadas transversalmente. Isso ocorre em razão de que os softwares atuais permitem a utilização desse modelo empregando-se métodos de elementos finitos e métodos de diferenças finitas (ALONSO, 2019).

O uso de métodos complexos que adotam de forma mais realista o comportamento da interação solo estrutura deve ser acompanhado de dados precisos. Pois, a qualidade do resultado está diretamente relacionada a confiabilidade dos dados de entrada (BORN, 2015).

## 2.7 Método russo

O método descrito na norma Russa, prevê o solo na lateral com suporte de molas conforme modelo de Winkler, em que as molas possuem coeficiente que cresce linearmente de acordo com a profundidade. Também é considerado a base com as reações de molas baseadas na hipótese de Winkler. Ele é aplicado para tubulões ou estacas curtas. Nesse método a resistência de ponta contribui no suporte das forças laterais. É possível verificar o funcionamento das tensões e forças atuantes através da Figura 16 (VELLOSO e LOPES, 2011)

**Figura 16 - Funcionamento do método Russo**



Fonte: Alonso (2019)

Através da Equação 16 é possível obter o deslocamento horizontal no topo do tubo ou estaca, enquanto que a Equação 17 permite encontrar o deslocamento vertical. A Equação 18 permite encontrar o ângulo de giro da fundação. O ponto de giro é o local aonde não existe deslocamento nem tensão horizontal, sendo medido da superfície do terreno até o seu ponto. A obtenção da cota do ponto de giro é dada pela Equação 19 (ALONSO, 2019).

$$\Delta x = \frac{2H}{Kh L Df} + \frac{2}{3}L\alpha \quad (\alpha \text{ em radianos}) \quad \text{Equação 16}$$

$$\Delta y = \frac{V}{kv Ab} \quad \text{Equação 17}$$

$$\alpha = \frac{2HL + 3M}{\frac{1}{12}Kh L^3 Df + \frac{3}{16}Kv Ab Bd^2} \quad (\alpha \text{ em radianos}) \quad \text{Equação 18}$$

$$z_0 = \frac{V}{\alpha} \quad \text{Equação 19}$$

A maior tensão horizontal ocorre no nível mais inferior da fundação, sendo resultado da Equação 20. Devido aos momentos e força horizontais, as tensões na base não são iguais para tubulões ou estacas curtos. As tensões mínimas e máximas podem ser obtidas através da Equação 21 e da Equação 22, e obtendo-se assim as respectivas tensões (ALONSO, 2019).

$$\sigma_h = -\frac{Kh}{L} L V + \frac{Kl}{L} L^2 \alpha \quad \text{Equação 20}$$

$$\sigma_a = \frac{V}{Ab} - \frac{Kv Bb}{2} \alpha \quad \text{Equação 21}$$

$$\sigma_b = \frac{V}{Ab} + \frac{Kv Bb}{2} \alpha \quad \text{Equação 22}$$

Para a verificação de estabilidade, deve ser verificada se as tensões atuantes não superam as tensões admissíveis. A tensão máxima horizontal deve ser verificada através da Equação 23, a tensão máxima na base através da Equação 24 e a média da tensão na base conforme Equação 25.

$$\sigma_{rup h} < \gamma l (Kp - Ka) \quad \text{Equação 23}$$

$$\frac{\sigma_a + \sigma_b}{2} \leq \sigma_{adm v} \quad \text{Equação 24}$$

$$\sigma_b \leq 1,3 \sigma_{adm v} \quad \text{Equação 25}$$

Sendo,  $\Delta x$  o deslocamento horizontal no topo (m),  $\Delta y$  o deslocamento vertical no topo (m),  $\alpha$  o ângulo de giro (radianos),  $Z_0$  a profundidade da superfície do terreno até o ponto de girpo (m),  $V$  a carga vertical no topo do tubulão (kN),  $H$  a força horizontal (kN),  $M$  o momento no topo do tubulão (kN.m),  $K_h$  o coeficiente de reação horizontal (kN/m<sup>3</sup>),  $L$  a profundidade do tubulão (m),  $Ab$  a Área de base (m),  $D_b$  o diâmetro da base (m),  $K_v$  o coeficiente de reação vertical (kN/m<sup>3</sup>),  $D_f$  o diâmetro do fuste da estaca ou tubulão (m),  $\sigma_{rup h}$  a tensão de ruptura horizontal (kPa),  $\sigma_a$  a menor tensão na base (kPa),  $\sigma_b$  a maior tensão na base (kPa),  $\sigma_a$  a menor tensão na base (kPa),  $\sigma_h$  a maior tensão horizontal (kPa),  $\sigma_{adm v}$  a tensão admissível vertical (kPa) e  $\sigma_h$  a maior tensão horizontal (kPa).

### **3 METODOLOGIA**

O presente trabalho realizou o estudo de fundações para suportarem pórticos metálicos com PMV (Painel de Mensagens Variáveis). Em fundações, devem ser realizadas verificações quanto a resistência do solo (geotécnica) e quanto a resistência do elemento estrutural do elemento em concreto armado. Este trabalho realizou a verificação geotécnica com comparação de diferentes modelos. Os parâmetros do solo foram obtidos através de correlações com os resultados de ensaios do tipo SPT (*Standard Penetration Test*). O tipo de fundação escolhida foi a de estaca rotativa a céu aberto, devido ao seu menor custo. Foram avaliados 3 modelos de fundação a partir dos dados obtidos através da caracterização do problema, das reações e da investigação geotécnica realizada.

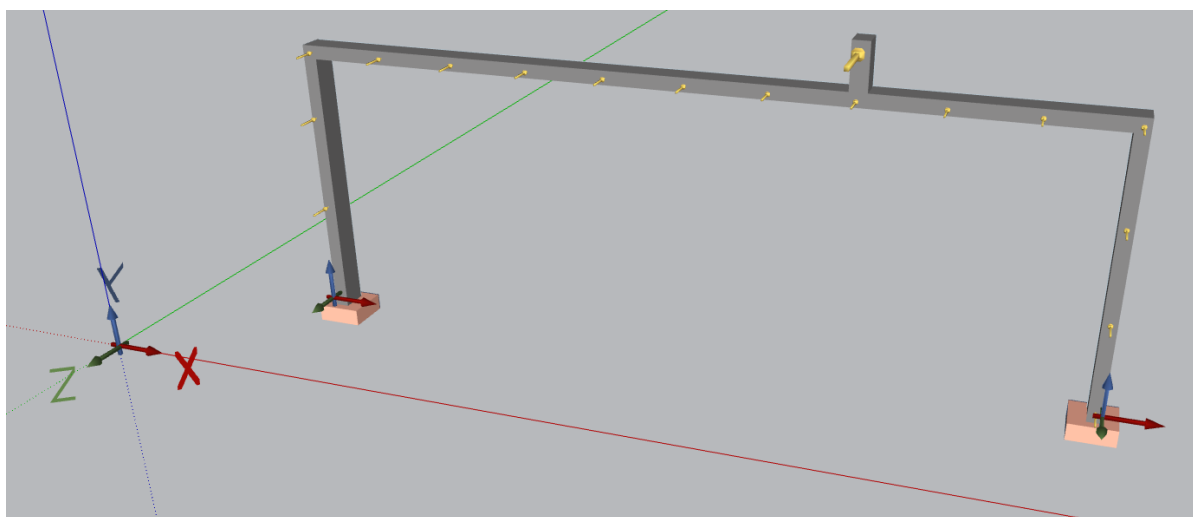
#### **3.1 Caracterização do problema**

O exemplo a ser estudado consiste em um caso real de implantação de pórtico metálico. O problema consiste na elaboração de fundação para pórtico metálico com PMV. No local de implantação existe espaço disponível praticamente irrestrito na longitudinal a via. Na perpendicular a via, a fundação poderia avançar no máximo 1,0m a partir do pilar de forma que a fundação mantenha o afastamento mínimo estabelecido pelo cliente para a instalação da futura defesa metálica. Não existiam interferências como tubulações, fibra óptica, ou rede elétrica que gerassem interferências na implantação. A fundação deve ser nivelada 50 cm acima do nível do terreno de forma que a estrutura metálica mantenha o vão livre mínimo de 6,0m.

### 3.2 Ações na base da estrutura metálica e na fundação.

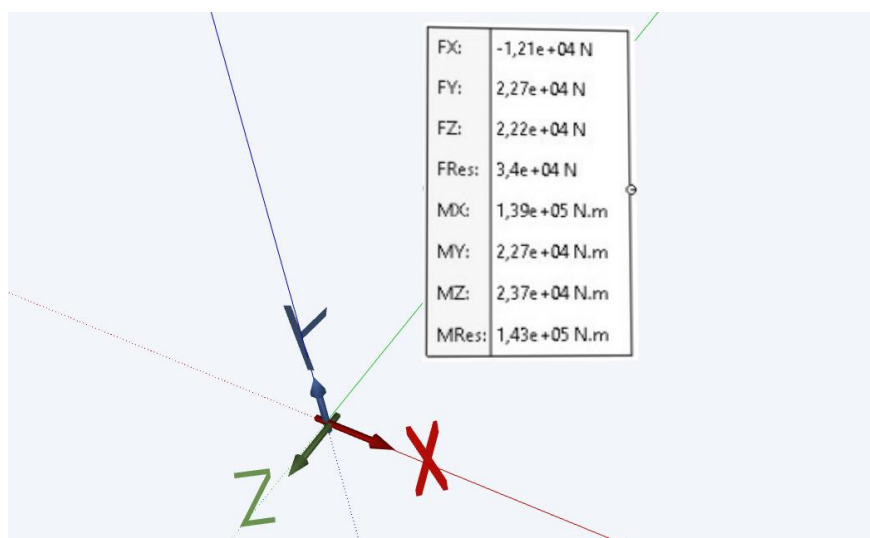
Nas Figuras 17 e 18, estão demonstrados, respectivamente, as ações características na base da estrutura metálica, oriundos do projeto do pórtico metálico. A força resultante do vento não centrada aliado a não rigidez total do pórtico geram uma complexidade de forças no nível da fundação. Por esse motivo foram escolhidas as cargas resultantes da pior combinação de esforços para o dimensionamento da fundação de ambos os lados do pórtico.

**Figura 17 – Eixos de referência das ações características na fundação do pórtico na pior combinação.**



Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

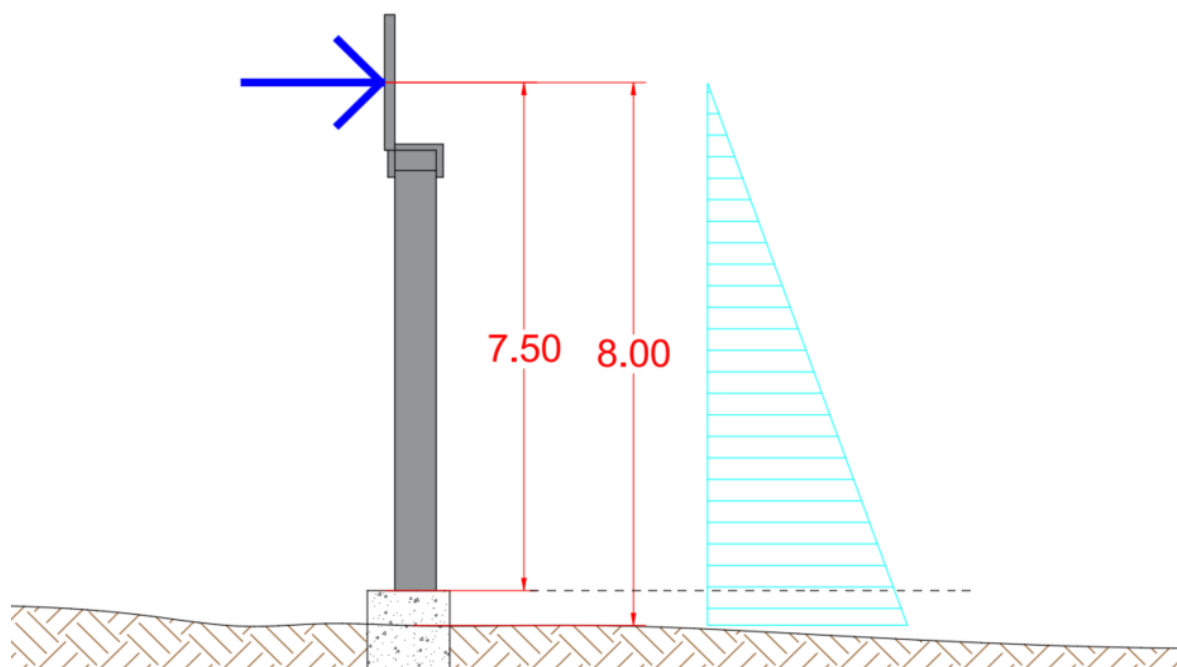
**Figura 18 – Ações características na base do pórtico na pior combinação.**



Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

Adicionalmente, devido a elevação da fundação em relação ao nível do terreno, ocorre um aumento no braço de alavanca da força de vento resultante do PMV e por conseguinte um aumento do momento no nível do terreno, conforme demonstrado na Figura 19. A correção do momento foi realizada utilizando-se a regra de semelhança de triângulos aliada a conhecimentos de mecânica dos sólidos. Dessa forma, [ distância do eixo PMV a superfície da terreno ] / [ distância do eixo PMV a superfície do fundação ] =  $8,0 / 7,5 = 1,067 =$  acréscimo de 6,75% no momento fletor.

**Figura 19 - Acréscimo de momento fletor devido a elevação da fundação**



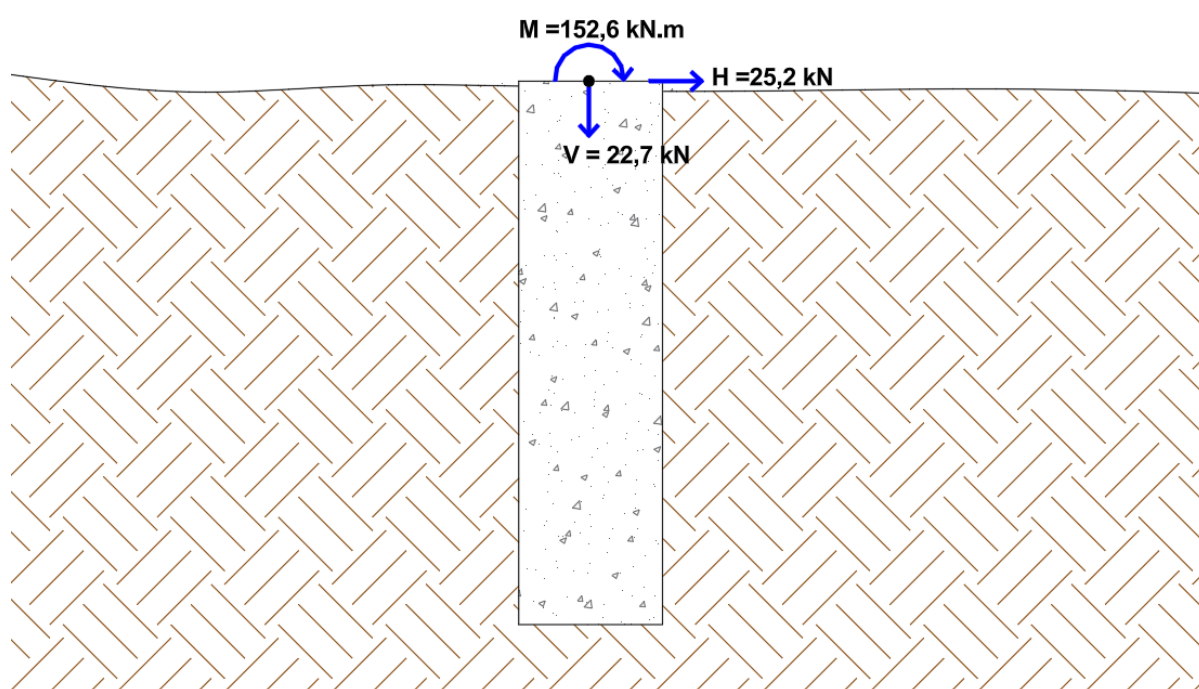
Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

De forma a compatibilizar a resolução do problema com as técnicas e métodos existentes, será adotado o momento fletor resultante, e as forças transversais resultantes. A força normal não precisa ser convertida. Na Tabela 5 e na Figura 20 tem-se os esforços considerados no dimensionamento geotécnico após realizar as correções descritas anteriormente. Neste trabalho a força de torção não será verificada no dimensionamento geotécnico.

**Tabela 5 – Ações características na fundação na superfície do terreno**

Ação	Valor
Força normal (kN)	22,70
Força transversal (kN)	25,20
Momento fletor resultante (kN.m)	152,60

Fonte: elaborado pelo Autor (2025).

**Figura 20 - Esforços característicos simplificados em vista**

Fonte: Elaborado pelo Autor (2025).

### 3.3 Investigação geotécnica do problema.

O PMV possui uma fundação no lado direito e uma fundação no lado esquerdo, foi realizada uma sondagem SPT para cada fundação. Elaborou-se o PGG (Perfil Geológico Geotécnico), considerando-se os dados da sondagem, conforme Figura 21. Considerando a similaridade entre as duas sondagens, foi realizado um único modelo de fundação para ambos os lados, considerando os pirores dados de ambas as sondagens. Observa-se em ambas as sondagens de solo, o índice NSPT é crescente ao longo da profundidade, o que corrobora para a caracterização do solo como não pré-adensado, sendo as propriedades de coeficiente de reação horizontal e tensão admissível crescentes ao longo da profundidade. Apesar de o solo possuir

a classificação principal como argiloso, devido a existência de areia em menor quantidade em sua composição e devido a crescente no NSPT com a profundidade, será adotado a característica de solo arenoso da literatura. Observando-se a existência de nível de água na profundidade de 6,5m, as alternativas de solução de fundação a serem estudadas se limitaram a profundidade de 6,0m pois as soluções em estacas rotativas a céu aberto não são indicadas para escavações com nível de água.

**Figura 21 - PGG (Perfil Geológico Geotécnico) dos locais da fundação.**

Considerado			Lado esquerdo		Lado direito	
Profundidade (m)	N SPT	Classificação do material	N SPT	Classificação do material	N SPT	Classificação do material
1	3	Aterro mole	3	Aterro mole	4	Aterro mole
2	6	Argila	6	Argila	6	Argila
3	7	Argila	8	Argila	7	Argila
4	10	Argila	12	Argila	10	Argila
5	14	Argila	16	Argila	14	Argila
6	18	Argila	20	Argila	18	Argila
7	25	Silte argiloso	25	Silte argiloso	38	Silte argiloso
8	37	Silte argiloso	37	Silte argiloso	48	Silte argiloso
9	45	Silte argiloso	45	Silte argiloso	59	Silte argiloso
10	35	Silte argiloso	35	Silte argiloso	35	Silte argiloso
11	35	Silte argiloso	35	Silte argiloso	35	Silte argiloso
12	35	Silte arenoso	35	Silte arenoso	35	Silte arenoso
13	40	Silte arenoso	40	Silte arenoso		

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

### 3.4 Análise das alternativas de fundação

Foram realizados 3 diferentes modelos de fundação, cada um com uma única estaca, estabelecendo-se os seguintes casos:

- Caso 1: Diâmetro de 1,20m
- Caso 2: Diâmetro de 1,00m
- Caso 3: Diâmetro de 0,80m

Em todos os casos foi adotado a profundidade necessária para a fundação. Em cada um dos três casos, as condições geotécnicas foram cheçadas através de 3 diferentes modelos sendo eles:

- Modelo 1: Verificação através do Método Russo.
- Modelo 2: Análise das tensões através do Modelo de Winkler com os mesmos dados do método Russo no programa Ftool.
- Modelo 3: Análise das tensões através do Modelo de Winkler com os dados obtidos da sondagem no programa Ftool sem contribuição da resistência de ponta.

Os parâmetros geotécnicos foram obtidos através das correlações e métodos apresentadas no item 2.5. O ângulo de atrito foi estimado adotando-se o método de Godoy (1983). O peso específico foi obtido pela tabela de Bowles considerando um valor intermediário de 18 kN/m<sup>3</sup>. O módulo de elasticidade do solo foi estimado através das correlações de Ruver (2005) e o Coeficiente de reação horizontal foi obtido através da correlação de Pyke e Beikae (1983) que utiliza o módulo e o diâmetro. O coeficiente de reação vertical foi estimado através da tabela de Bowles (1997). A tensão admissível vertical foi verificada através do método de Décourt & Quaresma. A tensão horizontal no nível inferior foi verificada através da verificação constante no método Russo. Foi considerado o módulo de elasticidade do elemento de fundação de 23,8 GPa, o que corresponde ao módulo de elasticidade secante de um elemento de fundação de concreto classe C25 com agregado de granito ou gnaissado adotando-se a fórmula da ABNT NBR 6118:2023. As estacas foram classificadas como curtas ou longas através das equações de Alonso (2019).

A massa da fundação em cada caso foi calculada através da multiplicação do volume pelo peso específico médio do concreto armado de 25 kN/m<sup>3</sup>. Foi acrescida o peso próprio do elemento de fundação na força vertical em todas as análises.

Durante a verificação, para os três casos, foi adotado a alteração de comprimento de 0,5m em 0,5m. Foram checados os diâmetros até se obter um comprimento de fundação que atendesse ao fator de segurança de no mínimo dois para as verificações indicadas no método Russo. Foi verificado o comprimento máximo para classificação de estaca curta com o diâmetro de 0,80m e obteve-se o limite de 7,42m de profundidade, sendo assim todos os casos expostos recaíram em estacas curtas, visto que o comprimento não poderia exceder 6,0m devido ao nível de água existente.

Para fins de comparativo de custos previstos com materiais em cada caso, foi realizado apenas o cálculo do volume de concreto do elemento. Não foram verificadas as armaduras do concreto armado.

## 4 RESULTADOS E ANÁLISES

### 4.1 Modelo 1 - Verificação através do método russo.

Em planilha eletrônica programável foram inseridas as fórmulas do método Russo. Para os diâmetro de 1,20m, 1,00m e 0,80m da estaca, foram necessários os comprimentos respectivamente de 4,50m, 5,00m e 5,50m dentro do solo. Os valores obtidos para os parâmetros geotécnicos cada caso encontra encontrado estão demonstrados na Tabela 6, enquanto que os valores de tensões no solo e deslocamento obtidos pelo método Russo estão demonstrado na Tabela 7. A Figura 22 demonstra as tensões no solo obtidas através do método Russo.

**Tabela 6 – Parâmetros Geotécnicos no caso 1**

<b>Descrição</b>	<b>Caso 1</b>	<b>Caso 2</b>	<b>Caso 3</b>
P = Carga vertical no tubulão, acrescido o peso próprio (kN)	149,87	120,83	91,78
Df = Diâmetro do fuste tubulão (m)	1,20	1,00	0,80
Db = Diâmetro da base tubulão (m)	1,20	1,00	0,80
L = Profundidade do tubulão (m)	4,50	5,00	5,50
Y = Peso específico do solo (kN/m <sup>3</sup> )	18,00	18,00	18,00
NSPT médio ao longo do fuste = (adimensional)	7,11	8,00	8,72
NSPT no fundo da estaca = (adimensional)	12,00	14,00	16,00
NSPT médio bulbo tensões fundo estaca = (adimensional)	18,75	21,66	31,33
E = Módulo de deformabilidade do solo no nível inferior da estaca (MPa)	24,12	28,14	32,16
Kv = Coef. de reação vertical (kN/m <sup>3</sup> )	24000	24000	24000
KI = Coeficiente de reação horizontal na base (kN/m <sup>3</sup> )	36180	50652	72360
Ø = Ângulo de atrito do solo no fundo da estaca (graus)	32,80	33,60	34,40
Kp - Ka = Coeficiente de empuxo passivo - ativo no fundo da estaca (adimensional)	3,07	3,19	3,32

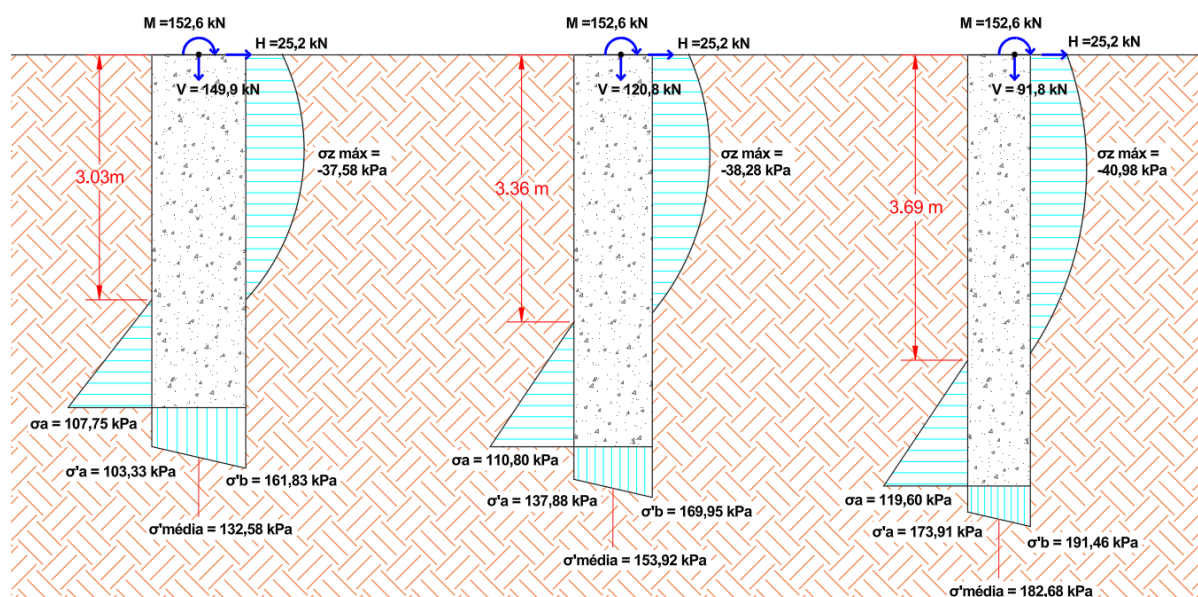
Fonte: Elaborado pelo Autor (2025)

Tabela 7 - Tensões e Deslocamentos obtidos no caso 1

Descrição	Caso 1	Caso 2	Caso 3
$\Delta y$ = Deslocamento horizontal (m)	0,00616	0,00449	0,00337
$\Delta z$ = Deslocamento vertical (m)	0,00552	0,00641	0,00761
$\alpha$ = Ângulo deslocamento (radianos)	0,00203	0,00134	0,00091
$Z_0$ = Ponto de giro (m)	3,03	3,36	3,69
$\sigma_z$ máx = Tensão horizontal máxima acima do ponto de giro (kPa)	-37,58	-38,28	-40,98
$\sigma'_a$ = Tensão Horizontal no fundo (kPa)	107,75	110,80	119,60
$\sigma$ adm h = Tensão admissível horizontal no fundo (kPa)	248,41	287,16	328,62
FS $\sigma'_a$ = Fator de segurança (adimensional)	2,31	2,59	2,75
$\sigma_b$ = Maior tensão Vertical no fundo (kPa)	161,83	169,95	191,46
1,3 $\sigma$ adm v = Tensão admissível no fundo em região pontual (kPa)	487,50	563,16	814,58
FS $\sigma_b$ = Fator de segurança (adimensional)	3,01	3,31	4,25
$\sigma'_a$ = Menor tensão Vertical no fundo (kPa)	103,33	137,88	173,91
$\sigma$ adm v = Tensão admissível vertical no fundo (kPa)	375,00	433,20	626,60
FS $\sigma'_a$ = Fator de segurança (adimensional)	3,63	3,14	3,60
$\sigma$ média = Tensão média no fundo (kPa)	132,58	153,92	182,68
$\sigma$ adm v = Tensão admissível vertical no fundo (kPa)	375,00	433,20	626,60
FS $\sigma$ média = Fator de segurança (adimensional)	2,83	2,81	3,43

Fonte: Elaborado pelo Autor (2025)

Figura 22 - Tensões através do modelo 1

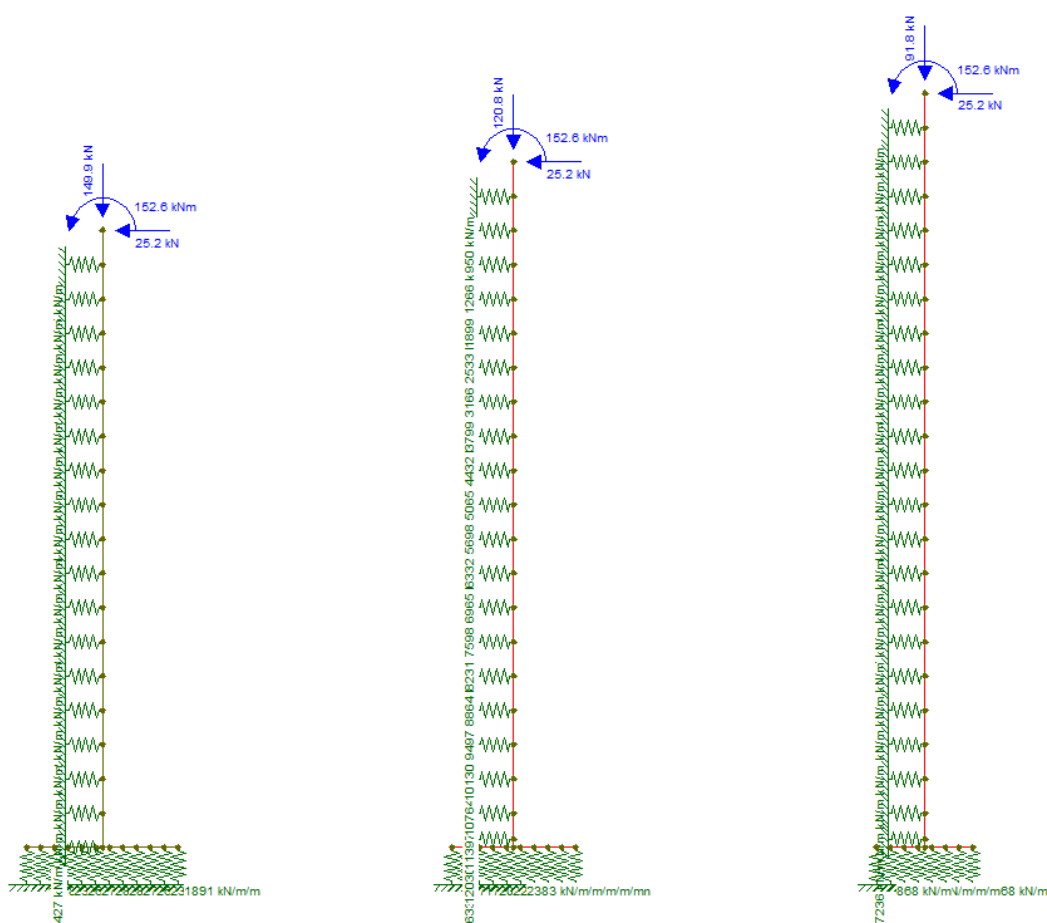


Fonte: Elaborado pelo Autor (2025)

#### 4.2 Modelo 2 - Análise das tensões através do modelo de winkler com os mesmos dados do método russo no programa ftool.

O NSPT foi adaptado para reproduzir o mesmo parâmetro do método Russo, sendo linearmente crescente ao longo da profundidade. Sendo assim o Coeficiente de reação horizontal, também permaneceu linearmente crescente ao longo da profundidade. Os Coeficientes de mola obtidos foram inseridos no Software Ftool, e obtidas as forças em cada mola. Através das áreas de influência de cada mola, foram obtidas as tensões em cada trecho. A Figura 23 demonstra a modelagem realizada, enquanto que a Tabela 8, Tabela 9 e Tabela 10 trazem, os dados inseridos e os resultados obtidos para os casos 1, 2 e 3 respectivamente. A

Figura 23 - Modelagem no Ftool, modelo 2, casos 1, 2 e 3.



Fonte: Elaborado pelo Autor (2025)

Tabela 8 – Forças e tensões obtidas no modelo 2, caso 1.

Profundidade (m)	N SPT equivalente (adimensional)	Kh (kN/m <sup>3</sup> )	Altura de influência (m)	Coef. K mola (kN/m)	Força (kN)	Tensão (kPa)
0	0,0	0	0,00	0	0,00	0
0,25	0,7	2010	0,38	905	-5,3	-11,8
0,5	1,3	4020	0,25	1206	-6,4	-21,3
0,75	2,0	6030	0,25	1809	-8,6	-28,7
1	2,7	8040	0,25	2412	-10,3	-34,3
1,25	3,3	10050	0,25	3015	-11,3	-37,7
1,5	4,0	12060	0,25	3618	-11,7	-39,0
1,75	4,7	14070	0,25	4221	-11,5	-38,3
2	5,3	16080	0,25	4824	-10,7	-35,7
2,25	6,0	18090	0,25	5427	-9,3	-31,0
2,5	6,7	20100	0,25	6030	-7,3	-24,3
2,75	7,3	22110	0,25	6633	-4,8	-16,0
3	8,0	24120	0,25	7236	-1,6	-5,3
3,25	8,7	26130	0,25	7839	2,1	7,0
3,5	9,3	28140	0,25	8442	6,3	21,0
3,75	10,0	30150	0,25	9045	11,2	37,3
4	10,7	32160	0,25	9648	16,6	55,3
4,25	11,3	34170	0,25	10251	22,6	75,3
4,5	12,0	36180	0,13	5427	14,6	97,3

Fonte: Elaborado pelo Autor (2025)

**Tabela 9 – Forças e tensões obtidas no modelo 2, caso 2.**

<b>Profundidade (m)</b>	<b>N SPT equivalente (adimensional)</b>	<b>Kh (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Altura de influência (m)</b>	<b>Coef. K mola (kN/m)</b>	<b>Força (kN)</b>	<b>Tensão (kPa)</b>
0	0,0	0	0,00	0	0,00	0
0,25	0,7	2533	0,38	950	-4,4	-11,7
0,5	1,4	5065	0,25	1266	-5,3	-21,2
0,75	2,1	7598	0,25	1899	-7,2	-28,8
1	2,8	10130	0,25	2533	-8,6	-34,4
1,25	3,5	12663	0,25	3166	-9,5	-38,0
1,5	4,2	15196	0,25	3799	-10	-40,0
1,75	4,9	17728	0,25	4432	-10	-40,0
2	5,6	20261	0,25	5065	-9,7	-38,8
2,25	6,3	22793	0,25	5698	-8,9	-35,6
2,5	7,0	25326	0,25	6332	-7,7	-30,8
2,75	7,7	27859	0,25	6965	-6,2	-24,8
3	8,4	30391	0,25	7598	-4,3	-17,2
3,25	9,1	32924	0,25	8231	-2	-8,0
3,5	9,8	35456	0,25	8864	0,7	2,8
3,75	10,5	37989	0,25	9497	3,7	14,8
4	11,2	40522	0,25	10130	7,1	28,4
4,25	11,9	43054	0,25	10764	10,8	43,2
4,5	12,6	45587	0,25	11397	15	60,0
4,75	13,3	48119	0,25	12030	19,50	78,0
5	14	50652	0,13	6332	11,70	93,6

Fonte: Elaborado pelo Autor (2025)

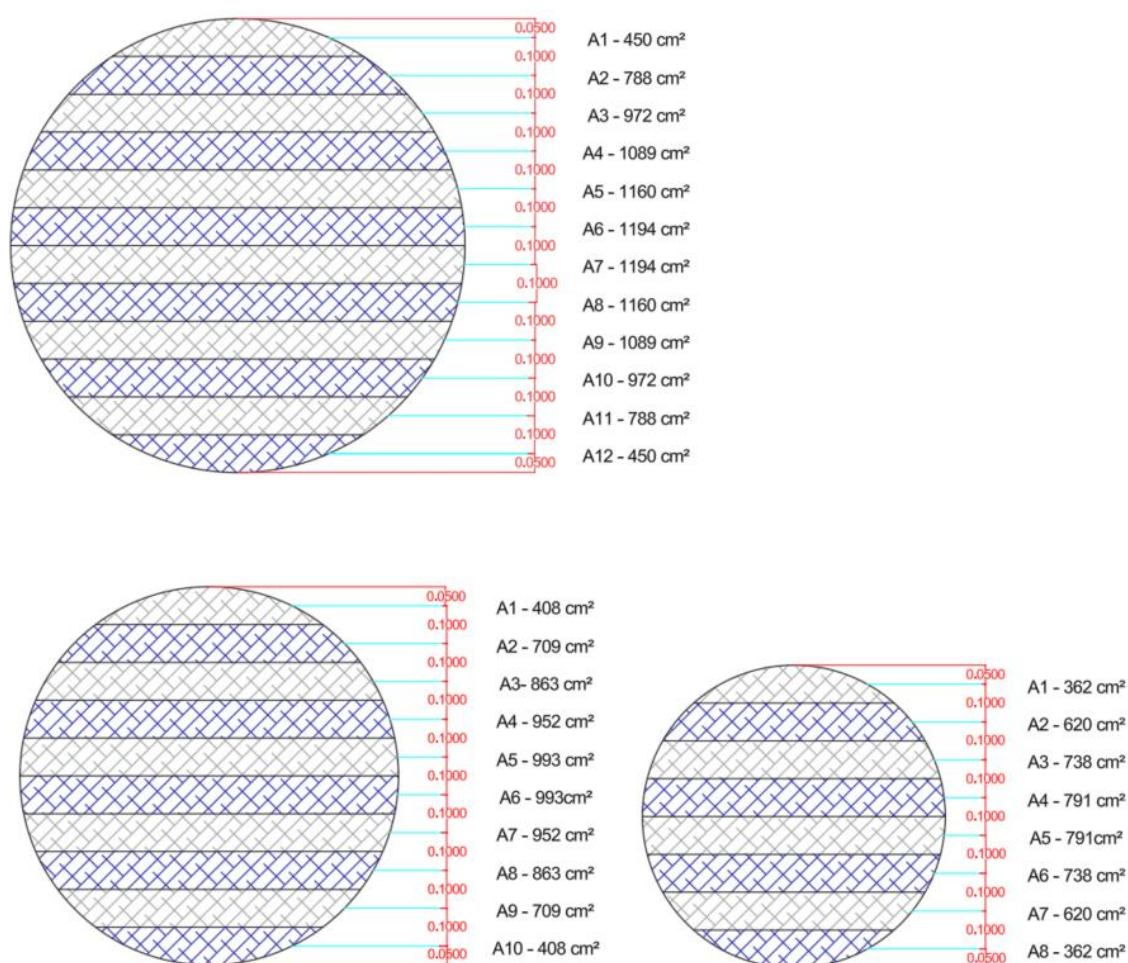
Tabela 10 – Forças e tensões obtidas no modelo 2, caso 3.

Profundidade (m)	N SPT equivalente (adimensional)	Kh (kN/m <sup>3</sup> )	Altura de influência (m)	Coef. K mola (kN/m)	Força (kN)	Tensão (kPa)
0	0,0	0	0,00	0	0,00	0
0,25	0,7	3289	0,38	987	-4,2	-14,0
0,5	1,5	6578	0,25	1316	-5	-25,0
0,75	2,2	9867	0,25	1973	-6,6	-33,0
1	2,9	13156	0,25	2631	-7,8	-39,0
1,25	3,6	16445	0,25	3289	-8,5	-42,5
1,5	4,4	19735	0,25	3947	-8,8	-44,0
1,75	5,1	23024	0,25	4605	-8,7	-43,5
2	5,8	26313	0,25	5263	-8,4	-42,0
2,25	6,5	29602	0,25	5920	-7,7	-38,5
2,5	7,3	32891	0,25	6578	-6,8	-34,0
2,75	8,0	36180	0,25	7236	-5,7	-28,5
3	8,7	39469	0,25	7894	-4,3	-21,5
3,25	9,5	42758	0,25	8552	-2,8	-14,0
3,5	10,2	46047	0,25	9209	-1,2	-6,0
3,75	10,9	49336	0,25	9867	0,7	3,5
4	11,6	52625	0,25	10525	2,7	13,5
4,25	12,4	55915	0,25	11183	4,8	24,0
4,5	13,1	59204	0,25	11841	7,1	35,5
4,75	13,8	62493	0,25	12499	9,60	48,0
5	14,5	65782	0,25	13156	12,30	61,5
5,25	15,3	69071	0,25	13814	15,20	76,0
5,5	16	72360	0,13	7236	8,80	88,0

Fonte: Elaborado pelo Autor (2025)

Foram obtidas as áreas de influência de cada mola no fundo da estaca através de software cad, conforme demonstrado na Figura 24, e obtidos os valores K de mola para cada trecho através da multiplicação da área de influência pelo coeficiente de mola. Realizou-se a modelagem no programa ftool, aonde obteve-se as reações do solo e os deslocamentos. Foi realizado, devido a característica do programa, uma barra no nível inferior, engastada na barra principal e com rigidez praticamente equivalente a indeformável. Foram lançadas as molas no fundo na barra inferior representando as reações no fundo da estaca. As tensões foram checadas, dividindo a força de reação da mola pela área de influência. Os dados inseridos e os resultados obtidos para cada mola nos casos 1, 2 e 3 estão demonstrados nas Tabela 11, Figura 25, Tabela 12, Figura 26, Tabela 13 e Figura 27, respectivamente. Na Tabela 14 estão consolidados os resultados obtidos no Ftool para cada caso.

**Figura 24 - Áreas de influência na base da fudação dos casos 1, 2 e 3.**



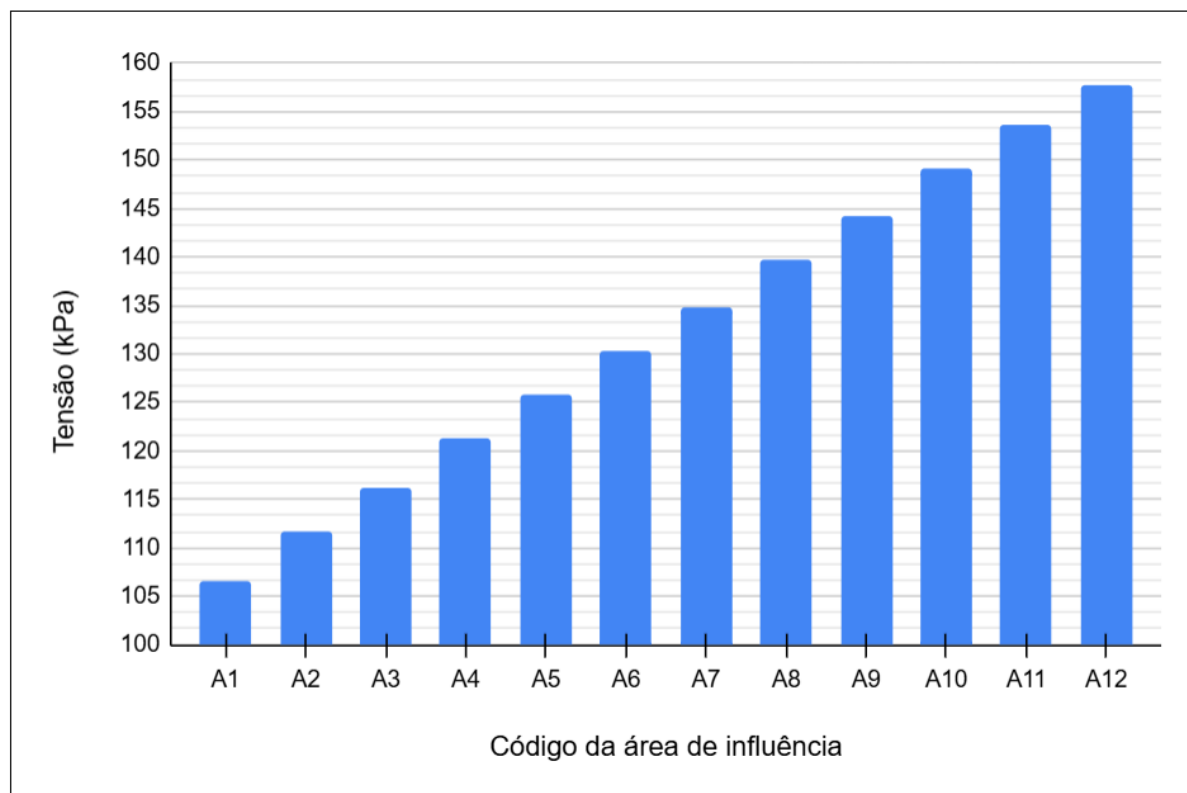
Fonte: Elaborado pelo Autor (2025)

**Tabela 11 – Tensões na base da estaca obtidas através do modelo 2, caso 1**

Código da área de influência	Área de influência (cm <sup>2</sup> )	Coefficiente de mola (kN/m <sup>2</sup> )	K da mola (kN/m)	Força obtida no Ftool (kN)	Tensão obtida na área (kPA)
A1	450	24000	1080	4,8	106,6666667
A2	788	24000	1891,2	8,8	111,6751269
A3	972	24000	2332,8	11,3	116,255144
A4	1089	24000	2613,6	13,2	121,2121212
A5	1160	24000	2784	14,6	125,862069
A6	1194	24000	2865,6	15,5	129,8157454
A7	1194	24000	2865,6	16,1	134,840871
A8	1160	24000	2784	16,2	139,6551724
A9	1089	24000	2613,6	15,7	144,1689624
A10	972	24000	2332,8	14,5	149,1769547
A11	788	24000	1891,2	12,1	153,5532995
A12	450	24000	1080	7,1	157,7777778

Fonte: Elaborado pelo Autor (2025)

**Figura 25 – Tensão obtidas na base da estaca através do modelo 2, caso 1**



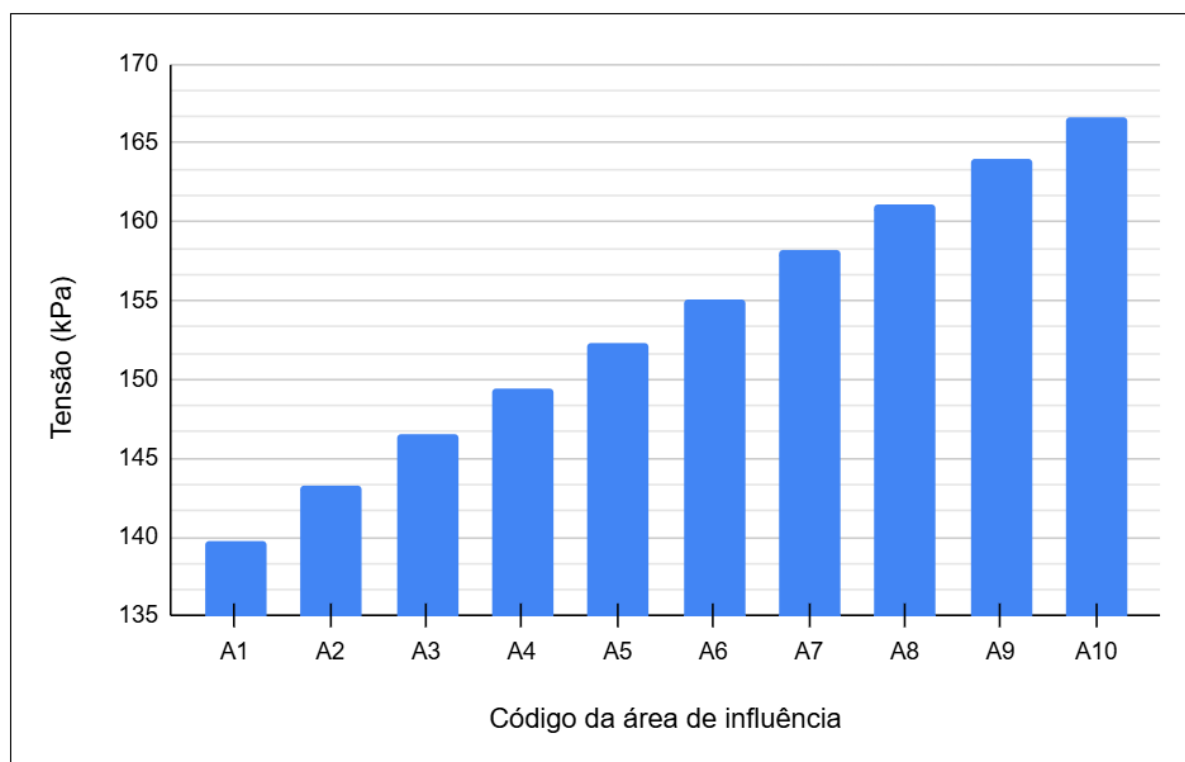
Fonte: Elaborado pelo Autor (2025)

Tabela 12 – Tensões na base da estaca obtidas através do modelo 2, caso 2

Código da área de influência	Área de influência (cm <sup>2</sup> )	Coefficiente de mola (kN/m <sup>2</sup> )	K da mola (kN/m)	Força obtida no Ftool (kN)	Tensão obtida na área (kPA)
A1	408	24000	979,2	5,7	139,7058824
A2	709	24000	1701,6	10,2	143,864598
A3	863	24000	2071,2	12,7	147,161066
A4	952	24000	2284,8	14,2	149,1596639
A5	993	24000	2383,2	15,1	152,0644512
A6	993	24000	2383,2	15,4	155,0855992
A7	952	24000	2284,8	15,1	158,6134454
A8	863	24000	2071,2	13,9	161,0660487
A9	709	24000	1701,6	11,6	163,6107193
A10	408	24000	979,2	6,8	166,6666667

Fonte: Elaborado pelo Autor (2025)

Figura 26 – Tensão obtidas na base da estaca através do modelo 2, caso 2

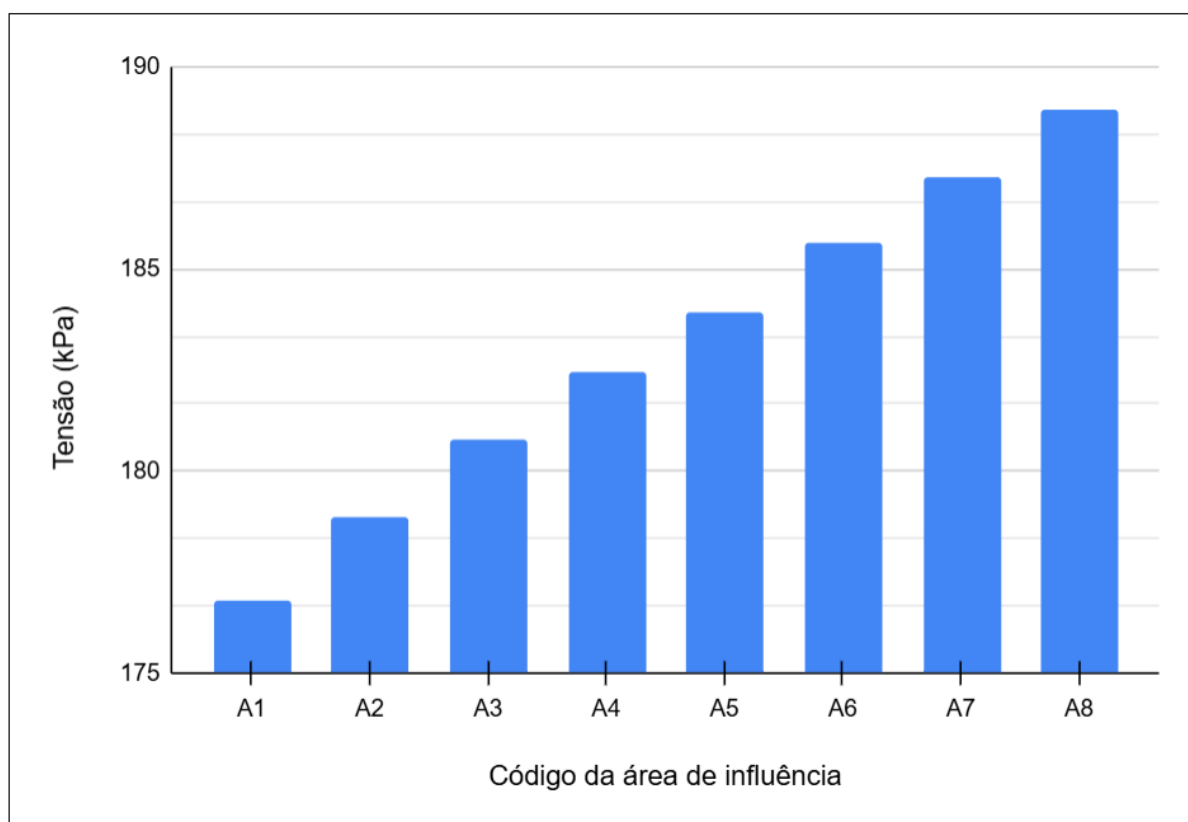


Fonte: Elaborado pelo Autor (2025)

**Tabela 13 – Tensões na base da estaca obtidas através do modelo 2, caso 3**

Código da área de influência	Área de influência (cm <sup>2</sup> )	Coefficiente de mola (kN/m <sup>2</sup> )	K da mola (kN/m)	Força obtida no Ftool (kN)	Tensão obtida na área (kPA)
A1	362	24000	868,8	6,4	176,7955801
A2	620	24000	1488	11,1	179,0322581
A3	738	24000	1771,2	13,3	180,2168022
A4	791	24000	1898,4	14,4	182,0480405
A5	791	24000	1898,4	14,5	183,312263
A6	738	24000	1771,2	13,7	185,6368564
A7	620	24000	1488	11,6	187,0967742
A8	362	24000	868,8	6,8	188,9502762

Fonte: Elaborado pelo Autor (2025)

**Figura 27 – Tensão obtidas na base da estaca através do modelo 2, caso 3**

Fonte: Elaborado pelo Autor (2025)

**Tabela 14 - Resultados obtidos no modelo 2 para o caso 1, 2 e 3**

<b>Descrição</b>	<b>Caso 1</b>	<b>Caso 2</b>	<b>Caso 3</b>
$\Delta y$ = Deslocamento horizontal (m)	0,00635	0,005	0,00467
$\Delta z$ = Deslocamento vertical (m)	0,00555	0,00645	0,00766
$\alpha$ = Ângulo deslocamento (radianos)	0,00215	0,00169	0,00188
$Z_0$ = Ponto de giro (m)	3,13	3,42	3,66
Deformação horizontal da estaca (m)	0,0094	0,00236	0,00672
$\sigma_z$ máx = Tensão horizontal máxima acima do ponto de giro (kPa)	-10,00	-40,00	-44,00
$\sigma'_a$ = Tensão Horizontal no funo (kPa)	97,33	93,60	88,00
$\sigma$ adm h = Tensão admissível horizontal no fundo (kPa)	248,41	287,16	328,62
FS = Fator de segurança (adimensional)	2,55	3,07	3,73
$\sigma_b$ = Maior tensão Vertical no fundo (kPa)	157,78	166,67	187,85
1,3 $\sigma$ adm v = Tensão admissível no fundo em região pontual (kPa)	487,50	563,16	814,58
FS = Fator de segurança (adimensional)	4,57	4,03	4,61
$\sigma'_a$ = Menor tensão Vertical no fundo (kPa)	106,67	139,71	176,80
$\sigma$ adm v = Tensão admissível vertical no fundo(kPa)	375,00	433,20	626,60
FS = Fator de segurança (adimensional)	2,38	2,60	3,34
$\sigma$ média = Tensão média no fundo (kPa)	132,58	153,92	182,68
$\sigma$ adm v = Tensão admissível vertical no fundo (kPa)	375,00	433,20	626,60
FS = Fator de segurança (adimensional)	2,83	2,81	3,43

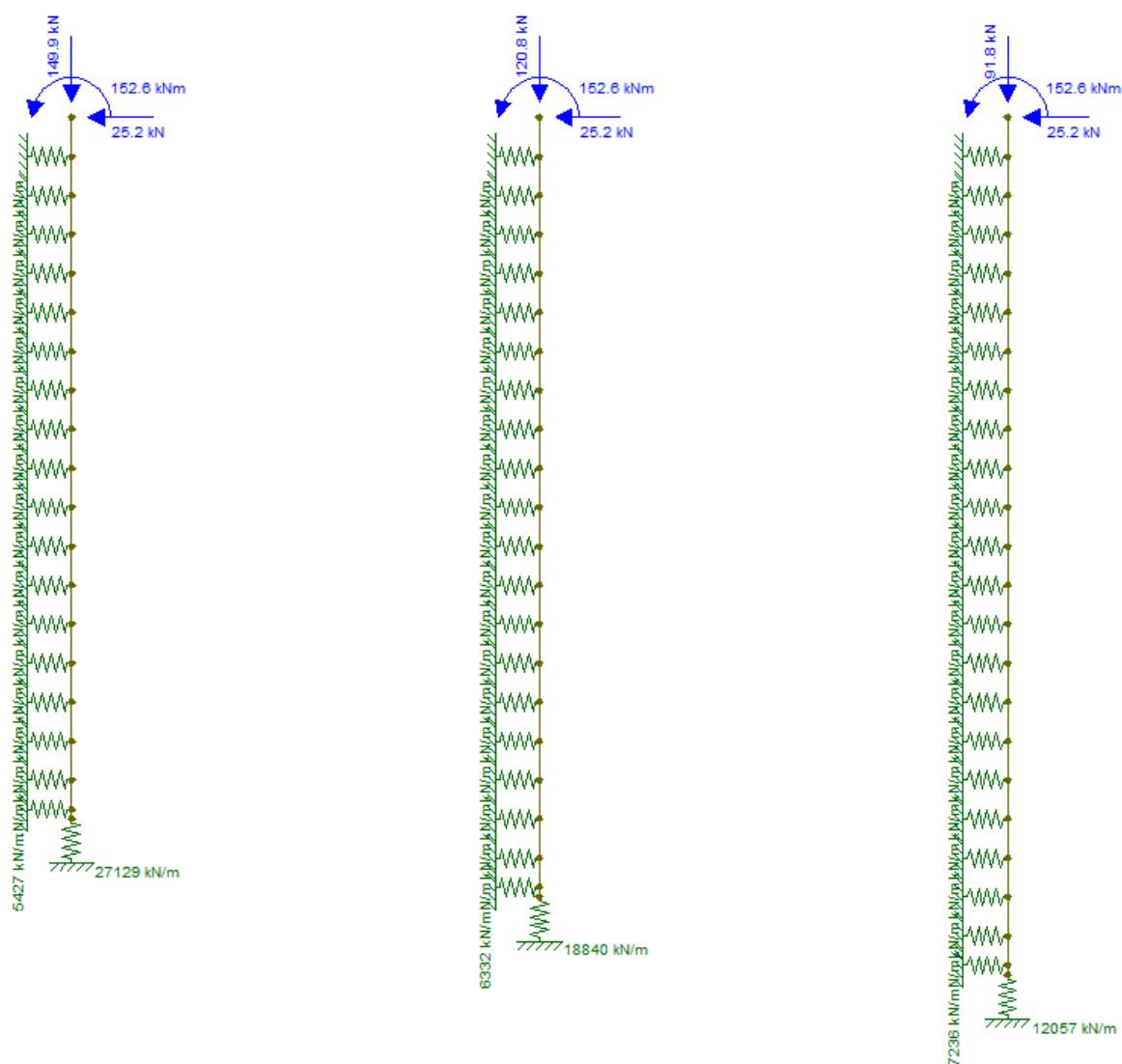
Fonte: Elaborado pelo Autor (2025)

#### **4.3 Modelo 3 - Análise das tensões através do modelo de winkler com os dados obtidos da sondagem no programa ftool sem contribuição da resistência de ponta**

Para uma maior precisão da modelagem foram inseridas molas a cada 0,25m. Foi realizada a interpolação de dados do NSPT para obtenção do NSPT equivalente em trechos correspondidos entre os dados do ensaio, visto que os dados obtidos pela sondagem são a cada 1,0m. A contribuição da resistência de ponta foi desprezada para as solicitações laterais, sendo lançada um mola vertical apenas para estabilidade e permitir o funcionamento do programa. Essa mola vertical não contribui para esforços laterais nem de momento. As tensões foram cheçadas, dividindo a força de reação da mola pela área de influência. Através da Figura 28

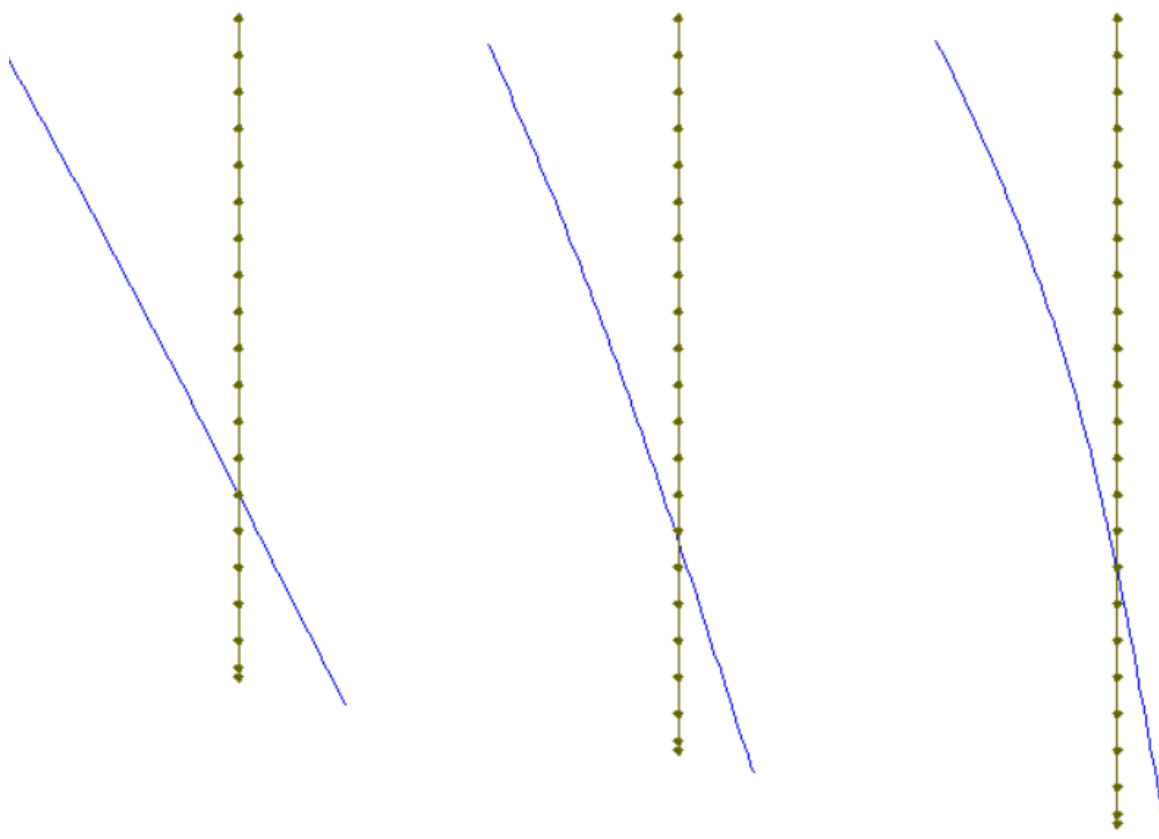
está representada a modelagem realizada no software Ftool, as reações em cada mola. Através da Figura 29 está representada a deformação da estaca obtida para entedimento do comportamento da mesma quando submetida a solicitação. A Tabela 15, Tabela 16 e Tabela 17 consolidam os parâmetros adotados para modelagem e os resultados obtidos para os casos 1, 2 e 3 respectivamente. A Tabela 18 traz os resultados consolidados para esse modelo, tensões e deslocamento.

**Figura 28 - Modelagem no Ftool, modelo 3, casos 1, 2 e 3.**



Fonte: Elaborado pelo Autor (2025)

**Figura 29 – Comportamento da deformação das estacas obtido no Ftool através do modelo 3 para os casos 1, 2 e 3.**



Fonte: Elaborado pelo Autor (2025)

Tabela 15 - Coeficiente de Mola K, modelo 3, caso 1.

Profundidade (m)	N SPT	Kh (kN/m <sup>3</sup> )	Altura de influência (m)	Coef. K mola (kN/m)	Força (kN)	Tensão (kPa)
0	0	0	0,00	0	0,00	0,0
0,25	0,75	2261	0,38	1018	-5,6	-12,4
0,5	1,5	4523	0,25	1357	-6,8	-22,7
0,75	2,25	6784	0,25	2035	-9,2	-30,7
1	3	9045	0,25	2714	-10,9	-36,3
1,25	3,75	11306	0,25	3392	-11,9	-39,7
1,5	4,5	13568	0,25	4070	-12,3	-41,0
1,75	5,25	15829	0,25	4749	-12	-40,0
2	6	18090	0,25	5427	-11	-36,7
2,25	6,25	18844	0,25	5653	-8,7	-29,0
2,5	6,5	19598	0,25	5879	-6,2	-20,7
2,75	6,75	20351	0,25	6105	-3,5	-11,7
3	7	21105	0,25	6332	-0,6	-2,0
3,25	7,75	23366	0,25	7010	2,7	9,0
3,5	8,5	25628	0,25	7688	6,6	22,0
3,75	9,25	27889	0,25	8367	11,1	37,0
4	10	30150	0,25	9045	16,3	54,3
4,25	11	33165	0,25	9950	22,6	75,3
4,5	12	36180	0,13	5427	14,3	95,3

Fonte: Elaborado pelo Autor (2025)

Tabela 16 - Coeficiente de Mola K, modelo 3, caso 2.

Profundidade (m)	N SPT	Kh (kN/m <sup>3</sup> )	Altura de influência (m)	Coef. K mola (kN/m)	Força (kN)	Tensão (kPa)
0	0	0	0,00	0	0,00	0,0
0,25	0,75	2714	0,38	1018	-4,6	-12,3
0,5	1,5	5427	0,25	1357	-5,5	-22,0
0,75	2,25	8141	0,25	2035	-7,5	-30,0
1	3	10854	0,25	2714	-8,9	-35,6
1,25	3,75	13568	0,25	3392	-9,9	-39,6
1,5	4,5	16281	0,25	4070	-10,4	-41,6
1,75	5,25	18995	0,25	4749	-10,4	-41,6
2	6	21708	0,25	5427	-10	-40,0
2,25	6,25	22613	0,25	5653	-8,4	-33,6
2,5	6,5	23517	0,25	5879	-6,8	-27,2
2,75	6,75	24422	0,25	6105	-5,1	-20,4
3	7	25326	0,25	6332	-3,2	-12,8
3,25	7,75	28040	0,25	7010	-1,4	-5,6
3,5	8,5	30753	0,25	7688	0,9	3,6
3,75	9,25	33467	0,25	8367	3,5	14,0
4	10	36180	0,25	9045	6,6	26,4
4,25	11	39798	0,25	9950	10,3	41,2
4,5	12	43416	0,25	10854	14,5	58,0
4,75	13	47034	0,25	11759	19,20	76,8
5	14	50652	0,13	6332	11,80	94,4

Fonte: Elaborado pelo Autor (2025)

Tabela 17 - Coeficiente de Mola K, modelo 3, caso 3.

Profundidade (m)	N SPT	Kh (kN/m <sup>3</sup> )	Altura de influência (m)	Coef. K mola (kN/m)	Força (kN)	Tensão (kPa)
0	0	0	0,00	0	0,00	0,0
0,25	0,75	3392	0,38	1018	-4,3	-14,3
0,5	1,5	6784	0,25	1357	-5,1	-25,5
0,75	2,25	10176	0,25	2035	-6,8	-34,0
1	3	13568	0,25	2714	-8	-40,0
1,25	3,75	16959	0,25	3392	-8,8	-44,0
1,5	4,5	20351	0,25	4070	-9,1	-45,5
1,75	5,25	23743	0,25	4749	-9	-45,0
2	6	27135	0,25	5427	-8,6	-43,0
2,25	6,25	28266	0,25	5653	-7,4	-37,0
2,5	6,5	29396	0,25	5879	-6,1	-30,5
2,75	6,75	30527	0,25	6105	-4,8	-24,0
3	7	31658	0,25	6332	-3,5	-17,5
3,25	7,75	35049	0,25	7010	-2,3	-11,5
3,5	8,5	38441	0,25	7688	-0,9	-4,5
3,75	9,25	41833	0,25	8367	0,6	3,0
4	10	45225	0,25	9045	2,4	12,0
4,25	11	49748	0,25	9950	4,4	22,0
4,5	12	54270	0,25	10854	6,7	33,5
4,75	13	58793	0,25	11759	9,2	46,0
5	14	63315	0,25	12663	12,1	60,5
5,25	15	67838	0,25	13568	15,2	76,0
5,5	16	72360	0,13	7236	9	90,0

Fonte: Elaborado pelo Autor (2025)

**Tabela 18 - Resultados no modelo 3, casos 1, 2 e 3.**

<b>Descrição</b>	<b>Caso 1</b>	<b>Caso 2</b>	<b>Caso 3</b>
$\Delta y$ = Deslocamento horizontal (m)	0,00606	0,00489	0,00467
$\Delta z$ = Deslocamento vertical (m)	0,00555	0,00645	0,00766
$\alpha$ = Ângulo deslocamento (radianos)	0,00021	0,00166	0,00188
$Z_0$ = Ponto de giro (m)	3,10000	3,42000	3,64000
Deslocamento do elemento de concreto armado devido a flexão (m)	0,0094	0,00236	0,00672
$\sigma_z$ máx = Tensão horizontal máxima acima do ponto de giro (kPa)	-41,00	-41,60	-45,50
$\sigma'_a$ = Tensão Horizontal no fundo (kPa)	95,33	94,40	90,00
$\sigma$ adm h = Tensão admissível horizontal no fundo (kPa)	248,41	287,16	328,62
FS = Fator de segurança (adimensional)	2,61	3,04	3,65
$\sigma_b$ = Maior tensão Vertical no fundo (kPa)	NA	NA	NA
$1,3 \sigma$ adm v = Tensão admissível no fundo em região pontual (kPa)	NA	NA	NA
FS = Fator de segurança (adimensional)	NA	NA	NA
$\sigma'_a$ = Menor tensão Vertical no fundo (kPa)	NA	NA	NA
$\sigma$ adm v = Tensão admissível vertical no fundo(kPa)	NA	NA	NA
FS = Fator de segurança (adimensional)	NA	NA	NA
$\sigma$ média = Tensão média no fundo (kPa)	132,58	153,92	182,68
$\sigma$ adm v = Tensão admissível vertical no fundo (kPa)	375,00	433,20	626,60
FS = Fator de segurança (adimensional)	2,83	2,81	3,43

Fonte: Elaborado pelo Autor (2025)

#### **4.4 Comparativo de consumo de concreto**

O Volume de concreto foi obtido realizado a determinação sem nenhuma perda ocasionada por variações ou imperfeições da escavação no momento da execução. O volume foi calculado através de fórmula para volume de cilindro e os resultados estão demonstrados na Tabela 19.

**Tabela 19 - Comparação de consumo de concreto**

<b>Caso avaliado</b>	<b>Consumo de concreto (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Economia de concreto em relação ao pior caso (m<sup>3</sup>)</b>
Caso 1 – Ø 1,2m x 4,5m	5,09	0
Caso 2 – Ø 1,0m x 5,0m	3,93	1,16
Caso 3 – Ø 0,8m x 5,5m	2,76	2,33

Fonte: Elaborado pelo Autor (2025)

#### 4.5 Discussão dos resultados obtidos pelos diferentes modelos

A contribuição de ponta para a absorção dos momentos e forças horizontais foi avaliada comparando-se as tensões horizontais no nível inferior obtidas nos modelo 2 em comparação as obtidas no modelo 3. Através da Tabela 20 estão representados as diferenças no resultados obtidos.

**Tabela 20 – Comparação de resultados devido a ausência de resistência de ponta.**

<b>Caso avaliado</b>	<b>Tensão horizontal no nível inferior – modelo 2</b>	<b>Tensão horizontal no nível inferior – modelo 3</b>	<b>Diferença percentual na tensão</b>
Caso 1 - Ø 1,20m x 4,50m	97,33	95,33	2,10%
Caso 2 - Ø 1,00m x 5,00m	93,60	94,40	-0,85%
Caso 3 - Ø 0,80m x 5,50m	88,00	90,00	-2,22%

Fonte: Elaborado pelo Autor (2025)

A comparação entre o modelo 1 e o modelo 2 foi realizada checando-se os resultados da tensão maior tensão no fundo da estacas, conforme representado na Tabela 21. Adicionalmente comparou-se as tensões horizontais no nível inferior e tensões horizontais acima do ponto de giro, conforme demonstrado na Tabela 22 e na Tabela 23, respectivamente. Para as três comparações, é natural observar-se um acréscimo de tensões no modelo 1 visto que está sendo considerada a tensão máxima de fato, enquanto que no modelo 2 é a máxima tensão média de uma área de influência.

**Tabela 21 – Comparativo de resultados do modelo 1 e 2 da maior tensão na base para os 3 casos**

<b>Caso avaliado</b>	<b>Maior tensão vertical no fundo (kPa) - Modelo 1</b>	<b>Maior tensão vertical no fundo (kPa) - Modelo 2</b>	<b>Diferença percentual na tensão</b>
Caso 1 - Ø 1,20m x 4,50m	161,83	157,78	2,57%
Caso 2 - Ø 1,00m x 5,00m	169,95	166,67	1,97%
Caso 3 - Ø 0,80m x 5,50m	191,46	187,85	1,92%

Fonte: Elaborado pelo Autor (2025)

**Tabela 22 - Comparativo de resultados do modelo 1 e 2 da maior tensão na horizontal para os 3 casos**

<b>Caso avaliado</b>	<b>Tensão Horizontal no fundo (kPa) - Modelo 1</b>	<b>Tensão Horizontal no fundo (kPa) – modelo 2</b>	<b>Diferença percentual na tensão (%)</b>	<b>Deslocamento do elemento de concreto armado devido a flexão (mm)</b>
Caso 1 - Ø 1,20m x 4,50m	107,75	97,33	10,71%	0,94
Caso 2 - Ø 1,00m x 5,00m	110,80	93,60	18,37%	2,36
Caso 3 - Ø 0,80m x 5,50m	119,60	88,00	35,91%	6,72

Fonte: Elaborado pelo Autor (2025)

**Tabela 23 - Resultados consolidados para os 3 modelos e os 3 casos**

<b>Caso avaliado</b>	<b>Tensão horizontal máxima acima do ponto de giro (kPa) - Modelo 1</b>	<b>Tensão horizontal máxima acima do ponto de giro (kPa) – Modelo 2</b>	<b>Diferença percentual na tensão (%)</b>	<b>Deslocamento do elemento de concreto armado devido a flexão (mm)</b>
Caso 1 - Ø 1,20m x 4,50m	-37,58	-39,00	-3,64%	0,94
Caso 2 - Ø 1,00m x 5,00m	-38,28	-40,00	-4,30%	2,36
Caso 3 - Ø 0,80m x 5,50m	-40,98	-44,00	-6,86%	6,72

Fonte: Elaborado pelo Autor (2025)

Na Tabela 24 são comparados os resultados dos coeficientes de mola obtidos para cada trecho de cada estaca no modelo 3. Fica evidente na comparação, que apesar de haver diferenças nos diâmetros das estacas, e por consequência diferenças das áreas de influência, os coeficientes K de mola permanecem inalterados. Na fórmula do método Russo, também é possível verificar essa incoerência devido ao B (diâmetro da estaca) estar no numerado e no denominador de uma equação, se anulando por conseguinte.

**Tabela 24 - Resultados de coeficiente de mola para cada área de influência nos 3 casos.**

Profundidad e (m)	Coef. K mola (kN/m)	Coef. K mola (kN/m)	Coef. K mola (kN/m)
	Caso 1 - Ø 1,20m x 4,50m	Caso 2 - Ø 1,00m x 5,00m	Caso 3 - Ø 0,80m x 5,50m
0	0	0	0
0,25	1018	1018	1018
0,5	1357	1357	1357
0,75	2035	2035	2035
1	2714	2714	2714
1,25	3392	3392	3392
1,5	4070	4070	4070
1,75	4749	4749	4749
2	5427	5427	5427
2,25	5653	5653	5653
2,5	5879	5879	5879
2,75	6105	6105	6105
3	6332	6332	6332
3,25	7010	7010	7010
3,5	7688	7688	7688
3,75	8367	8367	8367
4	9045	9045	9045
4,25	9950	9950	9950

Fonte: Elaborado pelo Autor (2025)

## 5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Comparando-se o método Russo com o modelo de Winkler através do Software Ftool, conclui-se que o modelo apresenta os mesmos resultados, desde que verificados casos de estacas rígidas e com coeficientes de mola linearmente crescentes ao longo da profundidade. Para casos aonde a estaca não é indeformável e possui rigidez intermediária, passam a ocorrer diferenças significativas nas tensões obtidas devido a deformação da estaca. O parâmetro para determinação de estacas longas ou curtas de Alonso (2019), não caracteriza um limite de estacas indeformáveis.

Conclui-se que é fundamental a modelagem de diversas hipóteses para verificação do dimensionamento mais econômico e eficaz para um caso específico, de forma a se otimizar o consumo de concreto e os resíduos de solo oriundos da escavação. O caso 3 apresentou o maior fator de segurança e o menor custo de concreto. Adicionalmente, concluiu-se que o acréscimo de profundidade nas estacas é mais eficiente que o acréscimo de diâmetro, desde que a escavação na profundidade seja viável e a rigidez e resistência da estaca seja suficiente. Também conclui-se que a contribuição de ponta para os casos estudados são desprezíveis para suporte as solicitações laterais de força e momento.

Conclui-se que modernamente é mais adequado a modelagem no software ftool para obtenção das tensões, visto que com uso da ferramenta computacional é possível considerar a flexão da estaca, o que traz resultados mais precisos para a verificação. Adicionalmente, através desse modelo, é possível realizar diferentes verificações, como por exemplo a verificação das tensões horizontais considerando a não contribuição da resistência de ponta e a modelagem com o coeficiente de mola não linearmente crescente ao longo do comprimento da estaca.

Ao verificar-se os resultados dos coeficiente K de mola horizontal, conclui-se que a divisão do coeficiente de reação horizontal por B (diâmetro da estaca) não representa de forma fidedigna a realidade do problema. Pois, ao aumentar o diâmetro da estaca, independente do acréscimo, o coeficiente de mola de uma determinada área de influência sempre permanece o mesmo, e assim os acréscimos de diâmetro, unica e exclusivamente, nunca reduzem os deslocamentos horizontais.

**Como recomendações para trabalhos futuros, sugere-se o seguinte:**

- Realizar uma análise comparativa da resistência horizontal do solo prevista em cálculos em comparação aos resultados de resistência a ruptura real através de provas de carga.
- Realizar correlações entre o NSPT e a tensão admissível horizontal, através de estudos com provas de carga ou ensaios de campo.
- Realizar um estudo teórico e experimental para verificação da influência acréscimo e redução do diâmetro da estaca no Coeficiente de reação horizontal do solo.

## 6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA, Otávio Henrique Garcia de. **Análise do comportamento de estacas verticais submetidas a ações horizontais**. 2017. 92 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) — Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR, Campo Mourão, 2017.

ALONSO, Urbano Rodrigue. **Dimensionamento de fundações profundas**. 3. ed. São Paulo: Blucher, 2019. *E-book*. Disponível em: <https://plataforma.bvirtual.com.br>. Acesso em: 19 set 2025.

ALONSO, Urbano Rodrigue. **Exercícios de fundações**. 3. ed. São Paulo: Blucher, 2019. *E-book*. Disponível em: <https://plataforma.bvirtual.com.br>. Acesso em: 01 jun. 2025.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118 Projeto de estruturas de concreto**. Rio de Janeiro. 2023

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro. 2022

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484 Solo - Sondagem de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio**. Rio de Janeiro. 2020

BENETTI, Larissa Santos. **Método de avaliação das condições de fluidez do tráfego para provisão de informações através de painéis de mensagem variável**. 2012. 69 f. Dissertação de Mestrado (Engenharia de Produção) — Univeridade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2012.

BORN, Ricardo Bergan. **Efeito de Grupo em Estacas Carregadas Transversalmente Associadas a Solos Melhorados**. 2015. 128 f. Dissertação de Mestrado (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) — Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015.

BORN, Ricardo Bergan. **Análise Experimental do Comportamento de Estacas Carregadas Lateralmente em um Solo Residual**. 2019. 160 f. Tese de Doutorado (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) — Univeridade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2019.

BOWLES, Joseph E. **Foundation Analysis and Design**. 5. Ed. Singapore: McGraw-Hill Book Co, 1997.

CHRISTAN, Priscila de. **Estudo da interação solo-estaca sujeito a carregamento horizontal em ambientes submersos**. 2012. 194 f. Dissertação de Mestrado (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) — Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2012.

COPETTI, Fernanda Dalcin. **Estudo do coeficiente de reação vertical no subsolo do campo experimental de engenharia geotécnica da UFSM**. 2019. 69 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) — Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2019.

DAS, M. Braja. **Principles of foundation engineering**. 8. ed. Boston: Cengage Learning, 2016.

DONIN, Christian. **Estruturas de Fundações em Concreto Armado**. 2023. PowerPoint. Color.

HACHICH, Waldemar et al. **Fundações Teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Editora Pini Ltda, 1998.

KAWAMURA, Roberto Bringel. **elaboração do projeto de fundação do espaço educativo urbano de 12 salas de aula - São Valério - TO**. 2012. 194 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) — Centro Universitário Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA, Palmas, 2020.

KULHAWY, F. H.; MAYNE P. W. **Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design**. Ithaca, New York: Cornell University, 1990.

MARTINS, Lucas Vieira. **Dimensionamento de fundação para equipamento de subestação**. 2024. 133 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civi) — Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2024.

MOURAES, Rodrigo Eduardo. **Análise do comportamento ee estaca escavada e tubulão curto, submetidos a carregamento horizontal, em solo arenoso da região centro-oeste**. 2024. 166 f. Dissertação de Mestrado (concentração de estruturas e geotécnica) — Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Unicamp, Campinas, 2024.

NASCIMENTO, Laís Veríssimo do. **Carregamento lateral de estacas em grupo em um solo residual**. 2020. 147 f. Dissertação de Mestrado (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) — Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2020.

PINTO, Carlos de Sousa. **Curso básico de mecânica dos solos**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. *E-book*. Disponível em: <https://plataforma.bvirtual.com.br>. Acesso em: 21 set 2025.

QUEIROZ, R. C. **Geologia e geotecnia básica para engenharia**. 1. ed. São Paulo: Blucher, 2016. *E-book*. Disponível em: <https://plataforma.bvirtual.com.br>. Acesso em: 21 set 2025.

RUVER, Cesar Alberto. **Determinação do comportamento carga-recalque de sapatas em solos residuais a partir de ensaios SPT**. 2025. 182 f. Dissertação de Mestrado (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) — Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

SCHNAID, Fernando; ODEBRECHT, Edgar. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012. *E-book*. Disponível em: <https://plataforma.bvirtual.com.br>. Acesso em: 19 set 2025.

VALE, Gabriel Carvalho do. **A utilização de painéis de mensagem variável em relação ao uso de celular no trânsito**. 2017. 56 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) — UniCEUB – Centro Universitário de Brasília, Brasília, 2017.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011. *E-book*. Disponível em: <https://plataforma.bvirtual.com.br>. Acesso em: 19 set 2025.

WAGNER, Williann Miguel. **Análise e dimensionamento de estacas em concreto armado sujeitas a solicitações laterais**. 2019. 84 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) — Universidade de Santa Cruz do Sul, Santa Cruz do Sul, 2019.