

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS**  
**ESCOLA DE ENGENHARIA CIVIL**

Curso de Especialização em  
Análise e Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado e Aço

**FLÁVIA BARCELOS DE SOUZA**

**ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE METODOLOGIAS DE ESTIMATIVA DA  
CAPACIDADE DE CARGA À TRAÇÃO PARA FUNDAÇÕES**

Belo Horizonte

2024

FLÁVIA BARCELOS DE SOUZA

**ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE METODOLOGIAS DE ESTIMATIVA DA  
CAPACIDADE DE CARGA À TRAÇÃO PARA FUNDAÇÕES**

Trabalho de Conclusão apresentado ao Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Especialista em Estruturas.

Orientador: Prof. Ronaldo Azevedo Chaves

Belo Horizonte

2024



UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
CURSO DE ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

**ATA DE DEFESA DE MONOGRAFIA/TCC**

**ATA DE DEFESA DE MONOGRAFIA / TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO  
(TCC)**

Aos **cinco dias** do mês de **setembro de 2024**, às 16h, a estudante **Flávia Barcelos de Souza**, matrícula 2022676259, defendeu o Trabalho intitulado "**Análise Comparativa entre Metodologias de Estimativas de Capacidade de Carga à Tração para Fundações**".

Participaram da banca examinadora os abaixo indicados, que, por nada mais terem a declarar; assinam eletronicamente a presente ata.

**Nota:** 100

**Orientador(a):** Prof. Ronaldo Azevedo Chaves

**Nota:** 100

**Examinador(a):** Prof. Pedro Vianna de Pessoa Mendonça



Documento assinado eletronicamente por **Ronaldo Azevedo Chaves, Membro de comissão**, em 27/09/2024, às 15:13, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Pedro Vianna Pessoa de Mendonça, Professor do Magistério Superior**, em 09/10/2024, às 05:03, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site [https://sei.ufmg.br/sei/controlador\\_externo.php?acao=documento\\_conferir&id\\_orgao\\_acesso\\_externo=0](https://sei.ufmg.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0), informando o código verificador **3585348** e o código CRC **85B10791**.

**INSTRUÇÕES**

Este documento deve ser editado apenas pelo Orientador e deve ser assinado eletronicamente por todos os membros da banca.

## RESUMO

Em grande parte das obras no setor de engenharia as fundações são submetidas majoritariamente à esforços de compressão. No entanto, algumas infraestruturas, como aerogeradores, torres de transmissão de energia e plataformas de petróleo, exigem verificações adicionais devido aos esforços de tração nas fundações. Para essas verificações, existem diversas metodologias na literatura para estimar a capacidade de carga à tração das fundações. Como a hipótese de tração pode ser a mais crítica para o dimensionamento em alguns casos, é fundamental escolher a metodologia adequada às condições de aplicação do projeto. De maneira a verificar as diferenças em cada metodologia, neste trabalho realizou-se um estudo comparativo entre os resultados de capacidade de carga à tração obtidos pelos métodos de Grenoble, Meyerhof e Adams, Tronco de Cone e Balla para uma fundação em sapata. Os parâmetros de solo adotados foram baseados em uma sondagem de referência conforme correlações com o  $N_{SPT}$  propostas na literatura. Como esperado, os resultados variaram para cada metodologia. Entende-se que essas diferenças possam ser atribuídas às premissas e especificidades consideradas por cada método.

**Palavras-chave:** fundação; capacidade de carga; tração.

## **ABSTRACT**

In most engineering projects, foundations are primarily subjected to compressive strength. In certain infrastructures, such as wind turbines, transmission towers, and oil platforms, require additional verification to tensile strength of foundations. For these verifications, there are various methodologies in the literature for estimating the tensile load capacity of foundations. Since the tensile hypothesis can be the most critical for design, it is essential to choose a methodology that aligns with the specific project conditions. To assess the differences among these methodologies, this study conducted a comparative analysis of the tensile load capacity results obtained from the Grenoble, Meyerhof and Adams, The Soil Cone, and Balla methods for a spread footing foundation. The soil parameters were based on a reference boring test using correlations with the  $N_{SPT}$  as proposed in the literature. As expected, the results varied for each methodology. These differences are understood to stem from the assumptions and specific considerations of each method.

**Keywords: Foundations; load capacity; tensile strength**

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Fundação em Sapata .....	14
Figura 2: Sapata Associada .....	15
Figura 3: Fundação em Bloco .....	15
Figura 4: Fundação em <i>Radier</i> (a) liso (b) com pedestais ou cogumelos (c) nervurados (d) em caixão.....	16
Figura 5: Processo executivo do tubulão a céu aberto.....	17
Figura 6: Tubulão a ar comprimido.....	17
Figura 7: (a) Perfuração do trado por circulação d'água. (b) Ensaio de penetração. 21	
Figura 8: Boletim de sondagem SPT.....	22
Figura 9: Sondagem a trado.....	23
Figura 10: Sondagem mista .....	24
Figura 11: Tronco de cone em Estaca e Tubulão com base alargada .....	25
Figura 12: Método do Cilindro de Atrito em (a) sapata, (b) estaca ou tubulão sem base alargada e (c) tubulão com base alargada .....	27
Figura 13: Superfície de Ruptura método de Balla.....	29
Figura 14: Coeficientes e expressões para solos com coesão e ângulo de atrito .....	30
Figura 15: Coeficientes e expressões para solos sem coesão.....	30
Figura 16: Formas de ruptura - Método de Meyerhof e Adams.....	31
Figura 17: Ábaco para obtenção de $N_q$ e $N_c$ .....	33
Figura 18: Superfície de ruptura para estacas - Método de Grenoble.....	35
Figura 19: Superfície de ruptura para sapatas (Solo categoria 1) - Método de Grenoble .....	36
Figura 20: Superfície de ruptura para sapatas (Solo categoria 2) - Método de Grenoble .....	37
Figura 21: Torres de Linha de Transmissão.....	38
Figura 22: Estrutura Autoportante de Suspensão Pesada .....	39
Figura 23: Fundação de referência para os cálculos de capacidade de carga .....	39
Figura 24: Disposição dos sistemas em relação ao eixo da linha .....	40
Figura 25: Sondagem de referência .....	41
Figura 26: Coeficiente de capacidade de carga à tração - Grenoble .....	44
Figura 27: Coeficiente de Empuxo Passivo $K_u$ .....	46
Figura 28: Coeficientes e formulação de resistência à tração para solos coesivos...48	

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Índice de qualidade da rocha (RQD) .....	25
Tabela 2: Valores da relação H/D, fator de forma (s) e do coeficiente m. ....	32
Tabela 3: Estimativa do peso específico do solo.....	41
Tabela 4: Estado de compactação e consistência .....	42
Tabela 5: Parâmetros médios do solo.....	42
Tabela 6: Coeficiente m e valores máximos de s .....	46

## LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

NBR – Norma Brasileira Regulamentadora

NR – Norma Regulamentadora

SPT – *Standard Penetration Teste*

$N_{SPT}$  – Índice de Resistência à Penetração

N – Valor do SPT

NA – Nível d'água

RQD – *Rock Quality Designation*

c – Coesão

$\gamma$  – Peso específico

$\phi$  – ângulo de atrito

$K_h$  – Coeficiente de empuxo horizontal

$K_y$  – Coeficiente normal de empuxo

$P_f$  – Peso da fundação

$P_s$  – Peso do solo

s – Fator de forma

$A_l$  – Área lateral do fuste da fundação

f – Tensão lateral entre a fundação e o solo

D – Profundidade de assentamento da fundação

$D_c$  – Profundidade crítica

p – Perímetro da estaca

$P_u$  – Capacidade de carga à tração (Método do Cilindro de Atrito)

$P_{lu}$  – Resistência Lateral (Método do Cilindro de Atrito)

$\tau_{l,uni}$  – Atrito lateral unitário (Método do Cilindro de Atrito)

$c_a$  – Aderência entre estaca e solo (Método do Cilindro de Atrito)

$\tau_h$  – Tensão horizontal (Método do Cilindro de Atrito)

L – Comprimento da estaca (Método do Cilindro de Atrito)

$\sigma'_{vm}$  – Tensão vertical efetiva (Método do Cilindro de Atrito)

$\lambda$  – Coeficiente padrão (Método de Balla)

v – Altura da base (Método de Balla)

B – Largura da base (Método de Balla)

V – Capacidade de carga à tração (Método de Balla)

$T_v$  – Resistência ao cisalhamento (Método de Balla)

$G_1$  – Peso da fundação (Método de Balla)

$G_2$  – Peso do solo (Método de Balla)

H – Comprimento vertical da superfície de ruptura acima da base da fundação (Método de Meyerhof e Adams)

L – Profundidade da fundação (Método de Meyerhof e Adams)

D – Largura da base (Método de Meyerhof e Adams)

$P_o$  – Pressão da camada de solo (Método de Meyerhof e Adams)

$Q_{ult,t}$  – Capacidade de carga à tração (Método de Meyerhof e Adams)

$N_c$  e  $N_q$  – fatores obtidos através do ábaco (Método de Meyerhof e Adams)

$Q_{rt}$  – Capacidade de carga à tração (Método de Grenoble)

$q_o$  – Sobrecarga uniforme atuante na superfície do terreno (Método de Grenoble)

$M_c$ ,  $M_\phi + M_\gamma$  e  $M_q$  – Coeficientes de capacidade de carga à tração (Método de Grenoble)

## SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO .....	11
2. OBJETIVO .....	13
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	13
3.1. Conceitos de Fundações .....	13
3.1.1. Fundação Rasa.....	14
3.1.2. Fundação Profunda.....	16
3.2. Investigações Geotécnicas.....	20
3.2.1. Sondagem de simples reconhecimento com SPT .....	20
3.2.2. Sondagem a trado.....	23
3.2.3. Sondagem rotativa e mista .....	24
3.3. Metodologias de cálculo de capacidade de carga de tração .....	25
3.3.1. Método do Tronco de Cone .....	25
3.3.2. Método do Cilindro de Atrito.....	27
3.3.3. Método de Balla .....	28
3.3.4. Método de Meyerhof e Adams .....	31
3.3.5. Método de Grenoble .....	33
4. MATERIAIS E MÉTODOS .....	38
4.1. Tipo de fundação.....	38
4.2. Informações geotécnicas e parâmetros do solo .....	40
4.3. Metodologias de cálculo - Desenvolvimento.....	43
4.3.1. Método de Grenoble .....	43
4.3.2. Método do Tronco de Cone .....	44
4.3.3. Método de Meyerhof e Adams .....	45
4.3.4. Método de Balla .....	47
5. ANÁLISE DOS MÉTODOS .....	49

5.1. Resultados da capacidade de carga à tração.....	49
5.2. Análise comparativa dos resultados .....	50
6. CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	53
REFERÊNCIAS .....	55
Anexo I – Planilha de cálculo - Verificação ao arrancamento da Fundação em Sapata conforme metodologia de Grenoble .....	57
Anexo II – Planilha de cálculo - Verificação ao arrancamento da Fundação em Sapata conforme metodologia do Tronco de Cone .....	58
Anexo III – Planilha de cálculo - Verificação ao arrancamento da Fundação em Sapata conforme metodologia de Meyerhof e Adams .....	59
Anexo IV – Planilha de cálculo - Verificação ao arrancamento da Fundação em Sapata conforme metodologia de Balla .....	60

## 1. INTRODUÇÃO

No geral, as fundações são solicitadas por cargas verticais de compressão como em obras rodoviárias e em edificações. No entanto, existem infraestruturas nas quais os esforços de tração estão presentes, exigindo verificações adicionais. Como exemplo podemos citar fundações de aerogeradores, torres de Linhas de Transmissão de energia, plataformas de petróleo, entre outras.

Para verificação ao arrancamento são utilizadas metodologias de cálculo que estimam o valor da capacidade de carga à tração resistente pela fundação, levando em consideração o tipo de solo no qual ela será executada. Posto que em alguns casos a hipótese de tração pode ser a mais crítica para o dimensionamento, é de suma importância que a escolha da metodologia esteja coerente com as condições de aplicação do projeto. Além disso, ela precisa atender aos critérios de segurança e proporcionar um resultado otimizado, tanto no quantitativo de materiais quanto em seu custo final.

No meio técnico há várias metodologias amplamente utilizadas para o cálculo da capacidade de carga à tração de fundações, como o Método do cone, do cilindro de Atrito, Meyerhof e Adams, Grenoble, Balla dentre outros. Particularmente em linhas de transmissão, o método desenvolvido pela Universidade de Grenoble é o mais utilizado para tal, embora o Método do Cone ainda seja empregado em alguns casos (AZEVEDO, 2011).

Campelo (1994) comenta que os métodos de previsão de cálculo de capacidade de carga nas fundações tracionadas, dentro de uma metodologia teórica, deram início a partir da década de 1960. As metodologias desta época foram desenvolvidas baseadas em fundações rasas e profundas, para solos genéricos ou específicos como areais e argilas. Desde então, pesquisas são realizadas para aferir a confiabilidade de tais métodos por meio de ensaios de provas de carga.

Santos (1985) também ressalta a importância da verificação dos métodos de capacidade de carga existentes e dos parâmetros adotados nos cálculos, devido a necessidade de projetos seguros e econômicos. Ele pontua que a maioria das metodologias de cálculo utilizadas no Brasil foram desenvolvidas em países com condições climáticas e tipos de solo diferentes dos nossos.

Azevedo (2011) destaca o elevado custo dos ensaios em real grandeza para as obras de Linhas de Transmissão. Ele observa que, além das incertezas nos parâmetros dos solos adotados, já que o traçado dessas linhas costuma se estender por quilômetros e atravessar diversos tipos de solo, existem também incertezas nas metodologias de cálculo utilizadas. Por isso, é necessária a validação por meio de ensaios de campo em uma escala razoável. Contudo, a realização desses ensaios em uma quantidade relevante se torna impraticável devido aos seus altos custos, o que pode resultar em erros estatísticos consideráveis na determinação da capacidade de carga à tração nas fundações.

Neste trabalho serão estudados alguns dos principais métodos de estimativa de capacidade de carga à tração apresentados na bibliografia, sendo eles: Grenoble, Balla, Tronco de Cone e Meyerhof e Adams. Tendo como base um solo caracterizado pela sondagem de referência e de uma fundação em sapata. Será realizado uma análise comparativa entre os resultados fornecidos para os respectivos métodos de capacidade de carga.

Nos dois primeiros capítulos deste trabalho, será apresentada uma breve introdução ao tema estudado e, em seguida, a descrição dos objetivos. No terceiro capítulo serão abordados pontos chaves para o entendimento do estudo, realizando-se uma revisão teórica sobre tipos de fundações, investigações geotécnicas e das metodologias de cálculo de capacidade de carga à tração.

O quarto capítulo será destinado a apresentar de maneira mais detalhada os dados de entrada considerados para aplicação das respectivas metodologias (sondagem, tipo de fundação, parâmetros de solo etc.) e suas considerações particulares. Por fim, será demonstrado os cálculos realizados para cada metodologia estudada.

No quinto capítulo, serão apresentados os resultados obtidos para cada metodologia, acompanhados de uma análise comparativa entre elas. Por fim, o sexto capítulo apresentará as considerações finais da pesquisa, fundamentadas na análise dos resultados realizada no capítulo anterior.

## 2. OBJETIVO

O objetivo geral deste trabalho é realizar uma análise comparativa entre os seguintes métodos de estimativa de capacidade de carga à tração: Metodologia de Grenoble, Tronco de Cone, Meyerhof, e Adams e Balla. As estimativas serão realizadas para uma fundação rasa do tipo sapata. Para alcançar o objetivo geral será necessário o desenvolvimento dos seguintes objetivos específicos:

- Definir os parâmetros de solo com base no Boletim de Sondagem de referência;
- Desenvolver os cálculos de estimativa de capacidade de carga à tração para as metodologias predefinidas;
- Apresentar os resultados obtidos em cada metodologia e realizar uma análise comparativa entre eles.

## 3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste item, serão apresentados os pontos fundamentais para o entendimento deste trabalho. Serão descritos os tipos de fundações comumente utilizados, conceitos relacionados a investigações geotécnicas e algumas das principais metodologias de cálculo de capacidade de carga à tração encontradas na literatura.

### 3.1. Conceitos de Fundações

Determina-se fundação como o elemento responsável pela transferência de esforços advindos da estrutura para o subsolo. Elas são comumente classificadas como Fundações Diretas (Superficial) ou Fundações Profundas. Uma fundação superficial é aquela que se assenta em uma camada de solo à pequena profundidade, já a fundação profunda é assentada em camadas de solos com maior profundidade (SILVEIRA, 2003) .

De acordo com a Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 6122 (ABNT, 2022) a fundação é classificada como rasa (direta ou superficial) quando a profundidade na qual ela está assentada é inferior a duas vezes a menor dimensão da respectiva fundação. Já a fundação profunda é definida como sendo o elemento que transmite carga ao terreno pela ponta, superfície lateral ou por ambas as

situações, sendo que, sua base deve estar apoiada a uma profundidade superior a oito vezes sua menor dimensão (mínimo de 3,0m).

São exemplos de fundações rasas: bloco, sapata isolada, sapata associada e *radier*. Dentro do grupo de fundações profundas podemos citar as estacas e tubulões. Tais exemplos serão descritos e ilustrados nos itens a seguir.

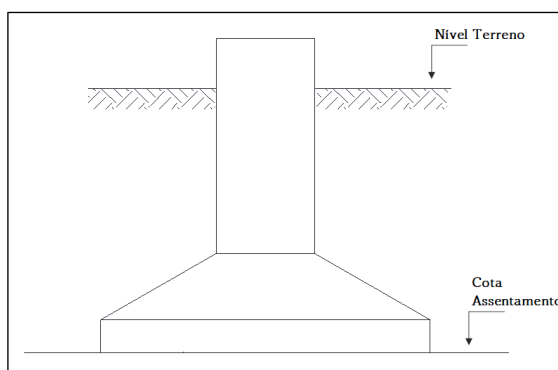
### 3.1.1. Fundação Rasa

#### 3.1.1.1. Sapata Isolada

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2022) a sapata é um elemento de fundação em concreto armado, cujo tensões solicitantes de tração são resistidas especialmente pela armadura empregada no elemento.

A fundação em sapata isolada é o tipo de sapata mais comumente utilizado. São elementos que transmitem esforços advindo de um único pilar, podendo ser ações excêntricas ou não. A geometria da base e do fuste são variáveis, admitindo formas quadradas, retangulares ou circulares (SILVA, 1998).

Figura 1: Fundação em Sapata



Fonte: A autora (2024).

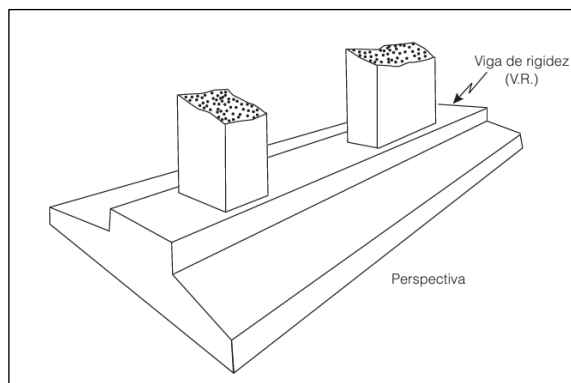
#### 3.1.1.2. Sapata associada

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2022) a sapata associada é uma sapata com dois pilares. Se aplica também em casos com mais de dois pilares quando não alinhados e com esforços que representam menos de 70% das cargas da estrutura.

Esse tipo de sapata pode ser uma opção de fundação em estruturas nas quais a proximidade de dois pilares não permite a execução de fundações independentes.

Logo, é aplicada um elemento de fundação que abrange os dois pilares em questão, podendo apresentar também uma viga de rigidez.

Figura 2: Sapata Associada



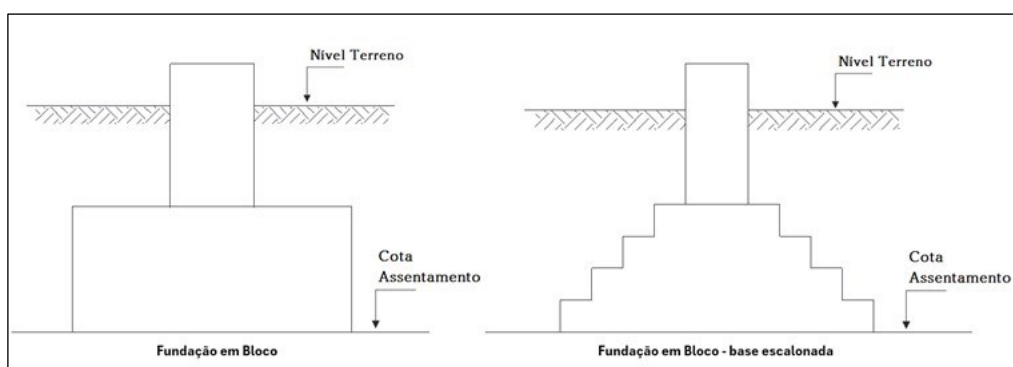
Fonte: (ALONSO, 2019).

### 3.1.1.3. Bloco

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2022) o bloco é um elemento de concreto, alvenaria ou pedra, no qual as tensões solicitantes de tração sejam resistidas pelo próprio material, sem a utilização de armaduras.

Bastos (2023) destaca que, como as tensões são resistidas apenas pelo próprio material, elas precisam ter um valor consideravelmente baixo. No caso de esforços maiores o bloco carece de uma altura relativamente grande para que a condição de tensão seja atendida. Logo, tal solução pode se tornar pouco econômica quando comparada com uma sapata. Um possível recurso para esta situação é o escalonamento da base do bloco (Figura 3), porém, ainda assim, sua aplicação não é muito comum quando comparado as fundações em sapatas.

Figura 3: Fundação em Bloco



Fonte: A autora (2024).

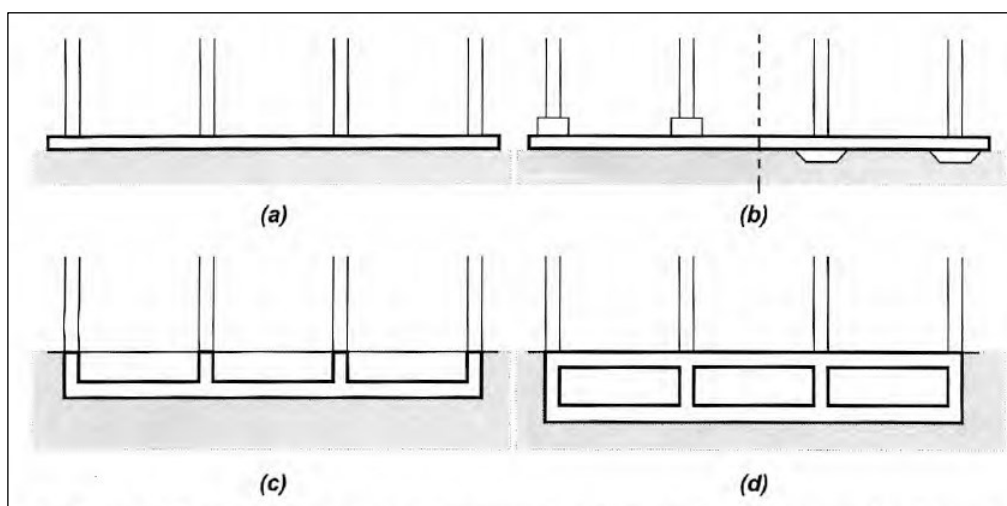
#### 3.1.1.4. Radier

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2022) o radier é um elemento de fundação dotado de rigidez para receber e distribuir mais do que 70% dos esforços solicitantes da estrutura.

Dória (2007) cita que o *radier* é aplicado em situações que, o solo possui baixa capacidade de carga, é desejável a uniformização dos recalques e quando a área da sapata é maior do que 50% da área de construção ou quando elas estão muito próximas.

Segundo Velloso e Lopes (2011) os *radiers* são classificados quanto sua forma ou sistema estrutural, sendo os principais tipos: lisos, com pedestais ou cogumelos, nervurados e em caixão (Figura 4).

Figura 4: Fundação em *Radier* (a) liso (b) com pedestais ou cogumelos (c) nervurados (d) em caixão



Fonte: (VELLOSO; LOPES, 2011).

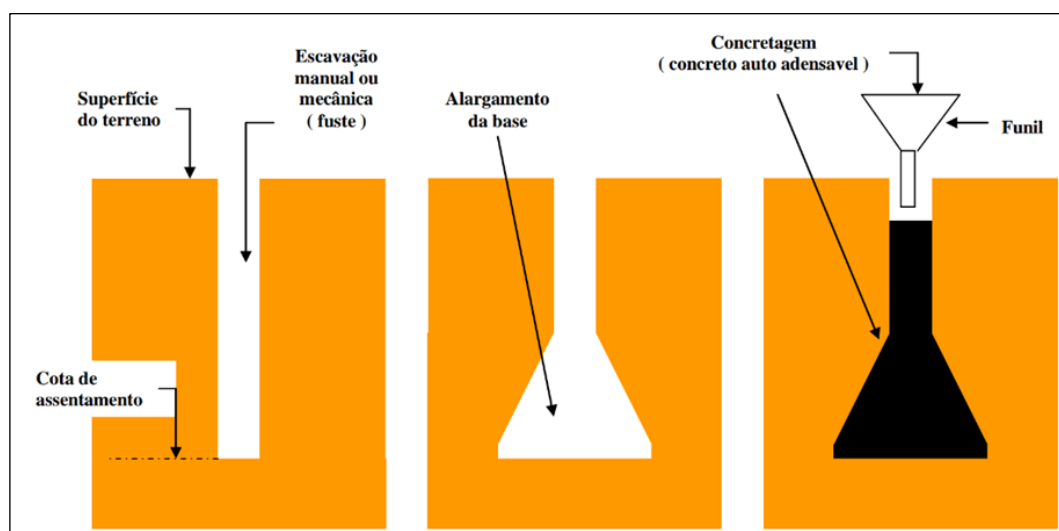
### 3.1.2. Fundação Profunda

#### 3.1.2.1. Tubulão

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2022) a fundação em tubulão é caracterizada pelo alargamento da base, podendo ser realizada de maneira manual, ou não, tendo em vista que os esforços solicitantes são resistidos predominantemente pela ponta. A seguir serão abordados dois tipos de fundação em tubulão, o “Tubulão a céu aberto” e o “Tubulão a ar comprimido”.

Os tubulões a céu aberto são elementos formados a partir da concretagem de um poço aberto no terreno, usualmente executado com uma base alargada. O fuste normalmente possui uma seção circular, além de possuir um diâmetro mínimo a ser respeitado quando da escavação ser manual (ALONSO, 2019). Caso a escavação da base seja realizada manualmente, a Norma Regulamentadora NR-18 (TEM, 2015) prevê que o diâmetro mínimo do tubulão deve ser de 90cm e ele deve ser encamisado em toda sua extensão.

Figura 5: Processo executivo do tubulão a céu aberto

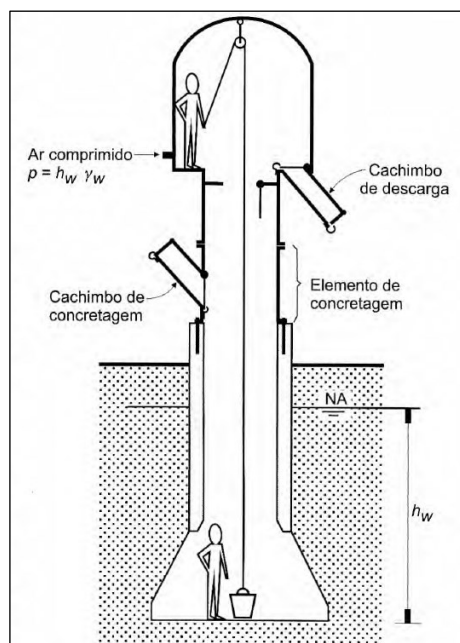


Fonte: (SILVEIRA, 2003).

Os tubulões a ar comprimido são caracterizados por serem executados em solos com presença de nível de água no qual não seja possível esgotá-la. Neste caso usualmente são utilizadas camisas de concreto ou de aço tanto para a questão da presença de água quanto ao risco de desmoronamento das paredes da cava. Uma particularidade no dimensionamento é que se despreza a contribuição da força de atrito entre o fuste e o solo, logo, os esforços solicitantes são todos resistidos pela base (ALONSO, 2019).

Silveira (2003) comenta que a aplicação desse tipo de tubulão se torna restrita devido aos riscos do trabalho sob ar comprimido (campânula para pressurização), a baixa produtividade do processo de execução e aos custos elevados. Tal fundação é geralmente aplicada fora de perímetro urbano e no qual o emprego de estacas não seja vantajoso.

Figura 6: Tubulão a ar comprimido



Fonte: (VELLOSO; LOPES, 2011).

### 3.1.2.2. Estacas

A NBR 6122 (ABNT, 2022) determina que estaca é um elemento de fundação profunda na qual todos os procedimentos executivos são realizados mecanicamente, sem que haja qualquer trabalho manual. Tais estacas podem ser executadas com os seguintes materiais: concreto pré-moldado ou moldado *in loco*, argamassa, calda de cimento, madeira, aço, ou qualquer combinação entre eles.

As estacas podem ser classificadas em dois grupos a depender do seu processo executivo, estacas de deslocamento e estacas de não deslocamento. Estacas de deslocamentos são basicamente aquelas chamadas de estacas cravadas, cuja execução provoca deslocamento do solo adjacente e subjacente com provável ganho de resistência. Já as estacas de não deslocamento são aquelas chamadas de estacas escavadas, não provocando deslocamento do solo e nem ganho de resistência (SILVEIRA, 2003).

Piancastelli (1988) enfatiza algumas situações nas quais se escolhe a aplicação da solução em estacas. Dentre elas se destacam a aplicação em solos com baixa capacidade de carga e/ou presença de nível d'água elevado, equilibrar forças horizontais nas fundações, promover contenção de taludes, entre outras.

A seguir será realizada uma breve descrição dos tipos de estacas com base no descrito na NBR 6122 (ABNT, 2022) e na bibliografia de Silveira (2003):

- i. Estaca a trado mecanizado: executada por perfuração do solo com trado mecânico, sem emprego de revestimento ou fluido estabilizante. É aplicável em solos que apresentam alguma coesão e situados acima do lençol freático. Possui elevada produtividade e baixo custo de execução.
- ii. Estaca Strauss: executada por perfuração do solo com sonda ou piteira e com a utilização de camisa metálica. O revestimento é retirado paralelamente à concretagem da estaca. É aplicável em solos secos ou submersos que apresentam alguma coesão. Possui equipamento de baixo custo e tamanho reduzido, possibilitando a operação em terrenos desnivelados e em obras de pequeno porte.
- iii. Estaca raiz: executada por perfuração rotativa e revestida por tubos metálicas nos trechos de solo. Preenchida com argamassa de cimento e areia, e moldada *in loco*. É aplicável a solos de materiais impenetráveis e abrange elevadas cargas solicitantes de tração.
- iv. Estaca pré-moldada: constituídas por elementos pré-moldados (concreto, aço, madeira e mista) que são cravadas no solo por golpes de martelo de gravidade. São aplicadas comumente em solos moles (baixa capacidade de carga), submersos ou com alta permeabilidade.
- v. Estaca Franki: moldada *in loco* e executada pela cravação de um tubo de aço com a ponta fechada por uma bucha de brita e areia. Esse método executivo proporciona a abertura de uma base na ponta da estaca, ela é preenchida com concreto e integralmente armada. Além disso, o processo resulta em uma estaca de deslocamento possibilitando um ganho na capacidade de carga.
- vi. Estaca hélice contínua: moldada *in loco* e escavada com um trado helicoidal por rotação. A concretagem é realizada pela própria haste central do trado em paralelo à sua retirada, sendo que, a armadura é introduzida ao final desta etapa. Sua aplicação não é indicada para solos com camadas impenetráveis com presença de matacões, pedregulhos, etc. Além disso, deverá se ter uma atenção especial na ocorrência de solos moles e submersos, pois nestes casos existe a possibilidade de

desconfinamento das paredes da cava durante a perfuração, podendo comprometer o seu desempenho.

- vii. Estaca escavada com fluido estabilizante: moldada *in loco* e escavada por perfuratriz e equipamentos (trados e caçambas). A estabilidade da escavação é proporcionada pela utilização de fluidos estabilizantes (Ex: lama betonítica). Sua aplicação é indicada para esforços elevados e quando as condições do terreno não permitem a aplicação de outra solução de fundação. Além do mais, esse tipo de solução se torna pouco competitivo quando comparado as demais, devido ao equipamento de grande porte e ao fluido estabilizante utilizado.

### 3.2. Investigações Geotécnicas

Para o dimensionamento geotécnico das fundações é fundamental ter conhecimento das características do solo onde ela será implantada, é com base nessas investigações que serão definidos seus respectivos parâmetros geotécnicos (peso específico, coesão, ângulo de atrito, etc.). Além disso, elas são essenciais para a escolha de uma solução econômica e exequível em campo.

A seguir serão exemplificados 3 tipos de investigações geotécnicas que geralmente são executadas para o desenvolvimento dos projetos de fundações, sendo elas: sondagem de simples reconhecimento (SPT - *Standard Penetration Teste*), sondagem a trado e sondagem rotativa/mista.

#### 3.2.1. Sondagem de simples reconhecimento com SPT

A sondagem de simples reconhecimento pode ser considerada um dos métodos empíricos mais aplicados para caracterização do solo, fornecendo informações imprescindíveis para o desenvolvimento de um projeto de fundação. Dentre elas podemos citar a identificação, classificação e a resistência à penetração (número de golpes N) das camadas de solo, informações estas que são utilizadas como referência para estimar os respectivos parâmetros geotécnicos (SILVEIRA, 2003).

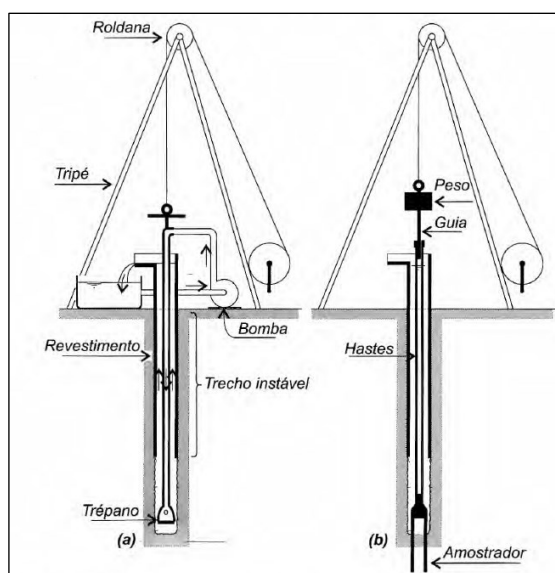
As orientações e premissas para execução da sondagem são previstas pela NBR 6484 (ABNT, 2020). Neste documento são determinadas as especificações dos equipamentos necessários para realização do ensaio, o processo de perfuração a ser

adotado, a locação e quantidade de furos previstos, os critérios de paralisação e as informações que deverão estar descritas nos respectivos relatórios de campo.

O processo de perfuração é realizado com o auxílio de um trado. Após atingir o primeiro metro de profundidade é colocado um tubo de revestimento para que o ensaio de penetração seja iniciado. A depender do nível de dificuldade para seguir com a perfuração (solo mais resistente), adota-se a perfuração por circulação d'água. E no caso de instabilidade das paredes do furo utiliza-se tubos de revestimento para prosseguir com o ensaio (VELLOSO; LOPES, 2011).

Conforme indicado na NBR 6484 (ABNT, 2020), o ensaio de penetração consiste na cravação do amostrador pelo martelo padrão de 65kg caindo em queda livre de uma altura de 75cm controlada pela marca existente na haste guia. Neste processo é medido o número de golpes necessários para cravar o amostrador em três trechos consecutivos de 15cm cada. O valor do índice de resistência à penetração (N) é definido como sendo a soma do número de golpes necessários para cravar o amostrador nos últimos 30cm (duas últimas camadas de 15cm do ensaio).

Figura 7: (a) Perfuração do trado por circulação d'água. (b) Ensaio de penetração.

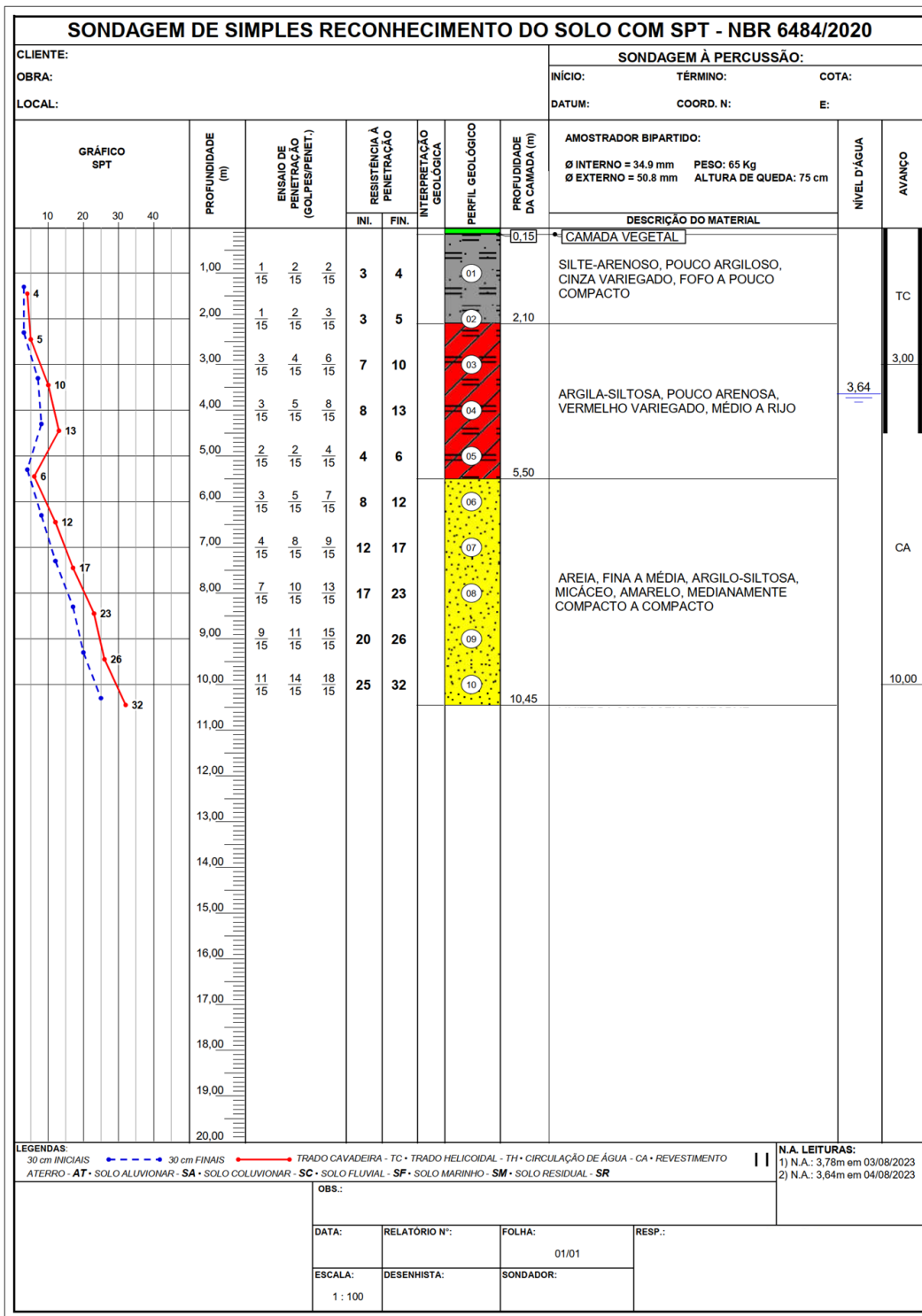


Fonte: (VELLOSO; LOPES, 2011).

Durante a realização do ensaio são colhidas amostras de solo para análise e classificação, tais informações são apresentadas nos relatórios de sondagem a cada metro. Outra informação apurada no ensaio é a determinação da posição do nível d'água (NA), caso seja identificado sua presença, informação importantíssima para a escolha do tipo de fundação a ser executada. Na figura 8 apresenta-se um modelo de

boletim de sondagem com o intuito de exemplificar como as informações provenientes do ensaio são apresentadas.

Figura 8: Boletim de sondagem SPT



Fonte: A autora (2024).

### 3.2.2. Sondagem a trado

A sondagem a trado utiliza-se de um trado helicoidal ou do tipo cavadeira para perfurar o solo, a depender do nível dificuldade da perfuração. As amostras de solo são coletadas metro a metro, ou quando se é observado uma mudança no tipo de solo escavado. Além da classificação do tipo de solo presente nas camadas, também é identificado a posição do NA no terreno quando encontrado.

Todas as informações e orientações pertinentes para sua execução estão indicadas na NBR 9603 (ABNT, 2023). A finalidade principal deste tipo de sondagem consiste na determinação do perfil geológico do solo por meio da coleta de amostras deformadas, não sendo obtidos nenhum índice de resistência do solo (como nos ensaios SPT). Na Figura 9 apresenta-se um exemplo de Boletim de sondagem a trado.

Figura 9: Sondagem a trado

BOLETIM DE SONDAEM A TRADO					
Progressiva: _____		Estrutura Tipo: _____		Torre Nº _____	
Profundidade da Sondagem Especificada (m): 4,00		Atingida: 3,20		ST nº _____	
CARACTERÍSTICAS DO SOLO		CAMADAS		PERFIL	DESCRIÇÃO COMPLEMENTAR E OBSERVAÇÕES
		1ª	2ª		
PROFUNDIDADE DAS CAMADAS (m)		1,70	2,80	3,20	3,20
CLASSIFICAÇÃO DO SOLO	Terra vegetal				
	Areia				
	Argila	X	X	X	X
	Siltite	X	X	X	X
	Cascalho				
	Blocos / Matações / Pedras				
Alteração de rocha					
Rocha (*)					
CONSISTÊNCIA OU COMPACIDADE ESTIMADA	Muito mole / Fofa				
	Mole / Pouco compacta	X	X		
	Média / Median. compacta		X	X	
	Rija / Compacta				X
Dura / Muito compacta					
UMIDADE	Pouco úmida	X	X	X	
	Parcialmente saturada				
	Saturada				
ESTRUTURA	Homogênia	X	X	X	
	Estratificada				
	Com mosqueadas				
COR	Vermelha	X	X	X	
	Amarela				
	Marrom				
	Cinza				
	Variegada				
TONALIDADE	Clara				
	Média				
	Escura	X	X	X	
GRANULOMETRIA	Fina				
	Média				
RESISTÊNCIA DE TORRÕES	Grossa				X
	Com pedregulhos				
	Muito coeso	X	X	X	
PLASTICIDADE	Nenhuma				
	Pequena				
	Média	X	X	X	
DIFICULDADE DE AVANÇO DO TRADO	Baixa	X	X		
	Média		X	X	
	Alta				X
DIFICULDADE AO TORQUE DO TRADO	Baixa		X	X	
	Média		X	X	
	Alta				X
PAREDES DO FURO	Sem desmoronamento	X	X	X	X
	Com desmoronamento				
TIPO DE EQUIPAMENTO UTILIZADO	Trado Helicoidal				
	Trado Concha	X	X	X	X
	Ponteira ou Cruzeta	X			
SISTEMA DE PERFURAÇÃO	Manual	X			
	Mecânico	X	X	X	X
CLIENTE:	SONDADOR:	SUPERVISOR DA SONDAEM:	FISCAL:	DATA DA SONDAEM:	

Diâmetro do trado .....	75	mm
Nível d'água registrado no furo .....	Seco	m
Local inundável .....	Sim <input type="checkbox"/>	Não <input checked="" type="checkbox"/>

(\*) DESCRIÇÃO DA ROCHA VISUALIZADA:

Tipo de Rocha :	Centro	Pé A	Pé B	Pé C	Pé D
Profundidade da Rocha (m) :					
Grau de fraturamento avaliado:					
- Maciça					
- Pouco fraturada					
- Medianamente fraturada					
- Muito fraturada					
Grau de alteração avaliado:					
- Sa					
- Pouco alterada					
- Medianamente alterada					
- Muito alterada					

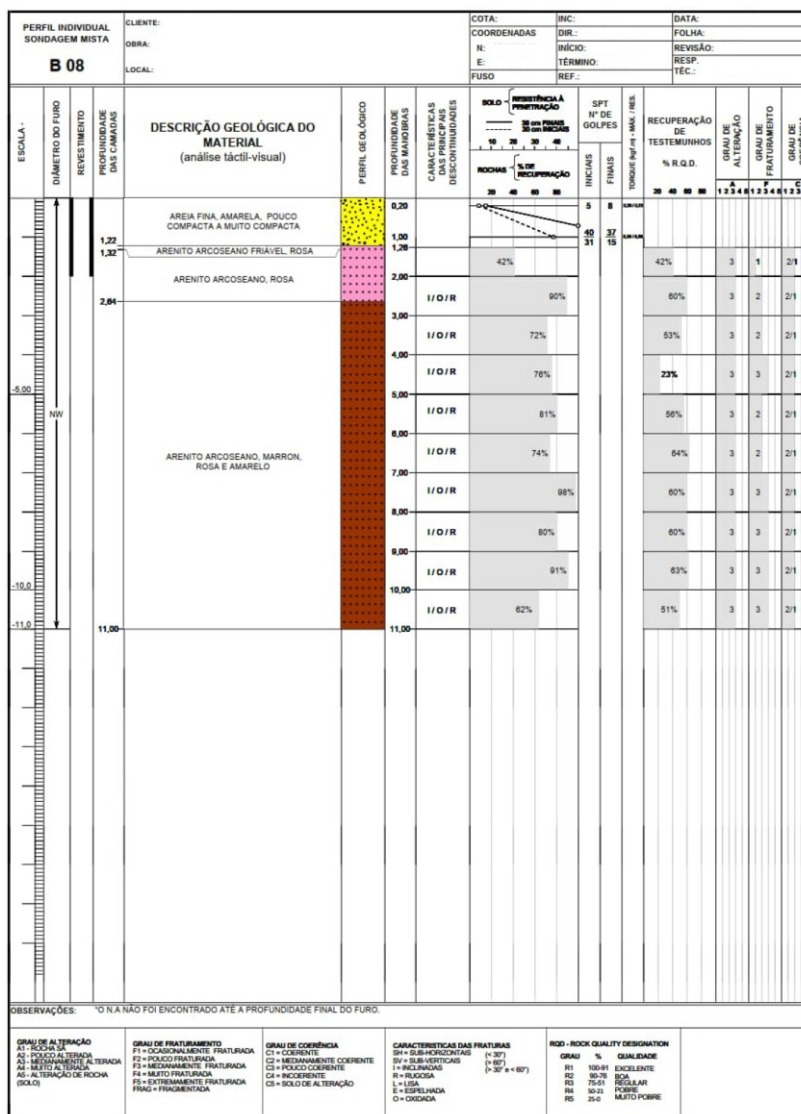
Fonte: A autora (2024).

### 3.2.3. Sondagem rotativa e mista

A sondagem rotativa é realizada em solos impenetráveis à percussão (SPT) e em maciços rochosos, seja quando aflorados ou entre camadas de solo (como matacões e blocos). É classificada como mista quando o trado da sondagem SPT não consegue avançar devido à presença de solo impenetrável, e então utiliza-se o equipamento de sondagem rotativa para continuar a perfuração (Figura 10).

O Boletim de sondagem fornece as seguintes informações: tipo de rocha identificado nas amostras, grau de alteração, fraturamento e de coerência, porcentagem de recuperação, índice de qualidade da rocha (RQD - *Rock Quality Designation*) e as características das discontinuidades.

Figura 10: Sondagem mista



Fonte: A autora (2024).

Velloso e Lopes (2011) ressalta que a melhor indicação de qualidade da rocha é o RQD. Este índice consiste no percentual de recuperação das amostras em que são considerados apenas os fragmentos maiores que 10cm. A classificação da rocha está apresentada a seguir na Tabela 1.

Tabela 1: Índice de qualidade da rocha (RQD)

RQD	Qualidade do Maciço Rochoso
0-25%	Muito fraco
25-50%	Fraco
50-75%	Regular
75-90%	Bom
90-100%	Excelente

Fonte: (VELLOSO; LOPES, 2011).

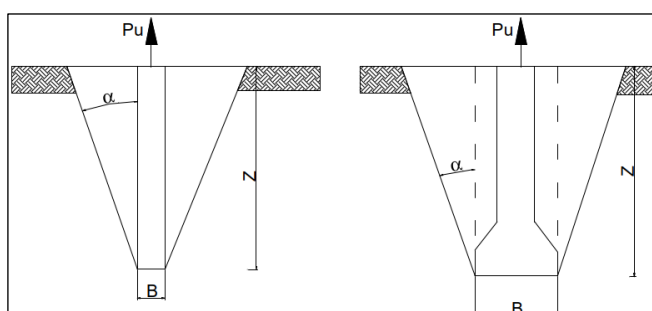
### 3.3. Metodologias de cálculo de capacidade de carga de tração

A seguir, serão apresentadas algumas das principais metodologias de capacidade de carga à tração disponíveis na literatura. Sendo objetivo de estudo neste trabalho as metodologias de: Grenoble, Balla, Meyerhof e Adams e Tronco de Cone.

#### 3.3.1. Método do Tronco de Cone

A metodologia do tronco de cone é um dos métodos mais antigo para se determinar a capacidade de carga à tração em fundações. Ela estabelece que a capacidade de carga é equivalente ao peso próprio da fundação somado ao peso do tronco de cone (ou pirâmide, a depender da geometria da fundação). O tronco de cone é composto pela base menor, correspondente à base da fundação, e pela base maior, que corresponde à superfície do terreno, com uma geratriz formando um ângulo  $\alpha$  com a vertical (SANTOS, 1985).

Figura 11: Tronco de cone em Estaca e Tubulão com base alargada



Fonte: (FILHO, 2008).

Neste caso a capacidade de carga à tração é dado por:

$$P_u = P_{uf} + P_s \quad (3.1)$$

Onde  $P_u$  é a resistência última à tração da fundação,  $P_f$  é o peso da fundação e  $P_s$  é o peso do solo. Para as fundações de base quadradas ou circulares o cálculo é realizado através das equações 3.2 e 3.3 respectivamente (FILHO, 2008).

$$P_u = P_f + P_{sc} + C_2 Z^2 + C_3 B^3 \quad (3.2)$$

Onde  $P_{sc}$  é o peso do solo contido no paralelepípedo que tem como base as dimensões da própria fundação (largura B e comprimento Z).

$$P_u = P_f + C_1 Z + C_2 Z^2 + C_3 Z^3 \quad (3.3)$$

Onde:

$$C_1 = \frac{\pi}{4} \cdot B^2 \gamma \quad (3.4)$$

$$C_2 = \frac{\pi}{2} \cdot B \gamma \tan \alpha \quad (3.5)$$

$$C_3 = \frac{\pi}{3} \gamma \tan^2 \alpha \quad (3.6)$$

Toda a capacidade de carga é atribuída somente as parcelas de peso, o método desconsidera a parcela de resistência advinda das tensões de cisalhamento mobilizadas ao longo da superfície de ruptura. Outro ponto importante é a dificuldade de correlacionar o valor do ângulo  $\alpha$  com parâmetros geotécnicos do solo ou propriedades geométricas da fundação. Por isso, o método é considerado problemático, podendo apresentar resultados bastantes aleatórios, tanto conservadores quando contrários à segurança (DANZIGER, 1983).

O ângulo  $\alpha$  é determinado por meio de ensaios de prova de carga em escala natural, sendo, portanto, específico para as condições do ensaio, como o tipo de solo, a geometria da fundação e sua profundidade de assentamento. Assim, quaisquer alterações nessas variáveis resultam em uma mudança no valor do ângulo (AZEVEDO, 2011).

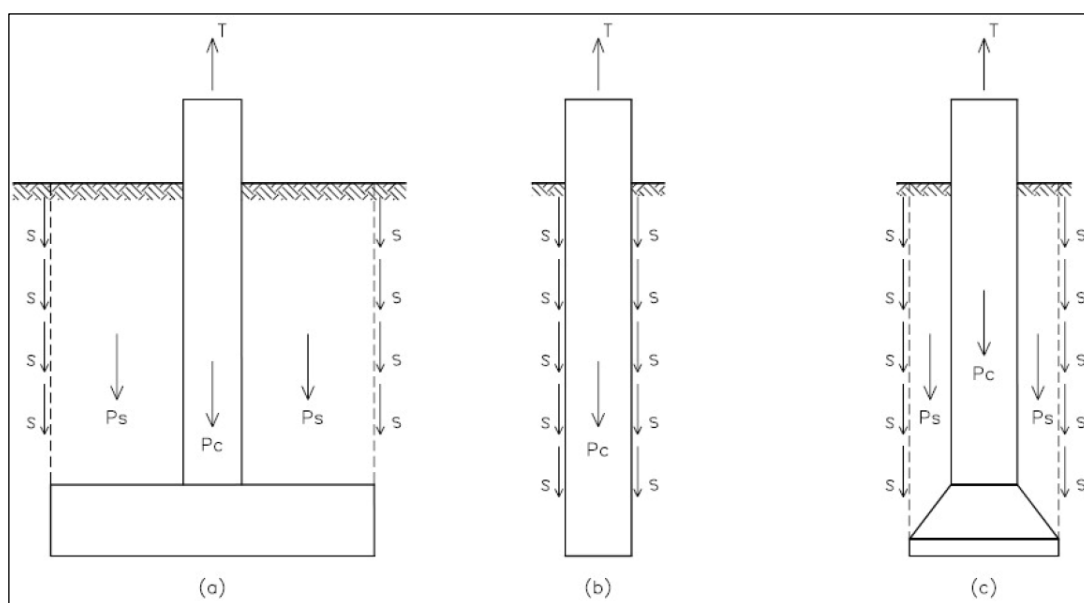
Danziger (1983) e Santos (1985) apontam que alguns autores consideram o ângulo  $\alpha$  como equivalente ao ângulo de atrito interno do solo. No entanto, essa consideração não é a mais usual, pois ensaios de provas de carga indicam que a igualdade entre esses ângulos ocorre por mera coincidência. Santos (1985) ressalta

que na prática, quem utiliza essa metodologia como previsão de capacidade de carga adotam valores de  $\alpha$  conhecidos na literatura em função do tipo de fundação e categoria do solo.

### 3.3.2. Método do Cilindro de Atrito

O método do cilindro de atrito assume que a ruptura ocorre verticalmente ao longo de um cilindro ou prisma, dependendo da geometria da fundação, cuja base é igual à da fundação, conforme ilustrado na Figura 12. A capacidade de carga é determinada pela soma do peso da fundação, do solo contido no interior do cilindro e da resistência por aderência ao longo da superfície admitida como sendo a de ruptura (DANZIGER, 1983).

Figura 12: Método do Cilindro de Atrito em (a) sapata, (b) estaca ou tubulão sem base alargada e (c) tubulão com base alargada



Fonte: (DANZIGER, 1983).

Desta forma, a capacidade de carga à tração ( $P_u$ ) pode ser calculada conforme equação 3.7, onde  $P_{lu}$  é resistência lateral ao longo da superfície de ruptura considerada,  $P_f$  é o peso da fundação e  $P_s$  o peso do solo. Para as fundações sem abertura de base (estacas e tubulões) o valor do peso do solo é igual a zero.

$$P_u = P_{lu} + P_f + P_s \quad (3.7)$$

A resistência lateral pode ser calculada de maneira análoga ao cálculo da resistência ao deslizamento de um sólido em contato com o solo. Usualmente o atrito

lateral unitário ( $\tau_{l,uni}$ ) é calculado pela soma de duas parcelas, a aderência entre estaca e solo ( $c_a$ ) e a tensão horizontal contra a superfície lateral da estaca ( $\tau_h$ ) multiplicado pelo coeficiente de atrito entre estaca e solo ( $\tan \delta$ ), conforme indicado na equação 3.8 (VELLOSO; LOPES, 2011).

$$\tau_{l,uni} = c_a + \tau_h \tan \delta \quad (3.8)$$

Filho (2008) sugere que o cálculo da resistência lateral ( $P_{lu}$ ) pode ser realizado pela integração da resistência lateral unitária ao longo do comprimento da estaca ( $L$ ), conforme a equação 3.9, onde  $p$  é o perímetro da estaca,  $\sigma'_{vm}$  é a tensão vertical efetiva e  $K_h$  o coeficiente de empuxo horizontal. Ele também observa que vários pesquisadores admitem o valor da aderência estaca/solo sendo igual à coesão do solo e o atrito estaca/solo sendo igual ao ângulo de atrito do solo.

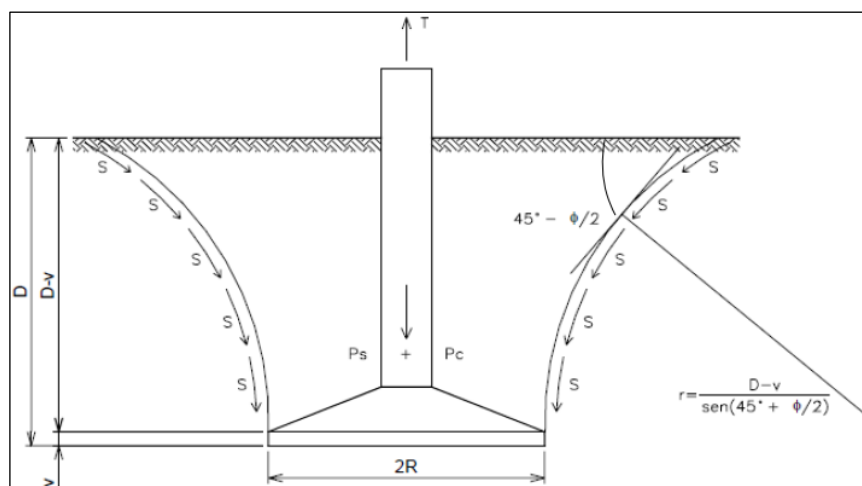
$$P_{lu} = \int_0^L p(c_a + \sigma'_{vm} K_h \tan \delta) dz \quad (3.9)$$

Observa-se que o método do cilindro de atrito está mais alinhado com os princípios da mecânica do solo em comparação com o método do cone. A superfície de ruptura considerada nas fundações sem abertura de base é bastante próxima da realidade. No entanto, para outros tipos de fundações, essa correspondência muitas vezes não é tão precisa, o que pode ser visto como sua principal limitação (SANTOS, 1985).

### 3.3.3. Método de Balla

O método de Balla define que a capacidade de carga à tração de uma fundação é obtida a partir da soma do peso da fundação com o peso do solo no interior da superfície de ruptura considerada e das tensões de cisalhamento mobilizadas ao longo dessa superfície. A superfície de ruptura sugerida é formada por parte de uma circunferência que possui sua tangente vertical junto à extremidade da base da fundação ao nível do terreno (Figura 13), e formando um ângulo igual a  $45^\circ - \phi/2$ , sendo  $\phi$  o ângulo de atrito interno do solo (AZEVEDO, 2011).

Figura 13: Superfície de Ruptura método de Balla



Fonte: (BALLA, 1961 apud AZEVEDO, 2011).

Esta metodologia considera, para o cálculo da capacidade de carga, os parâmetros do solo, como coesão ( $c$ ), ângulo de atrito ( $\phi$ ) e peso específico ( $\gamma$ ), juntamente com o coeficiente padrão ( $\lambda$ ) definido conforme a equação 3.10, onde  $D$  é a profundidade de assentamento da fundação,  $v$  a altura da base e  $B$  sua largura.

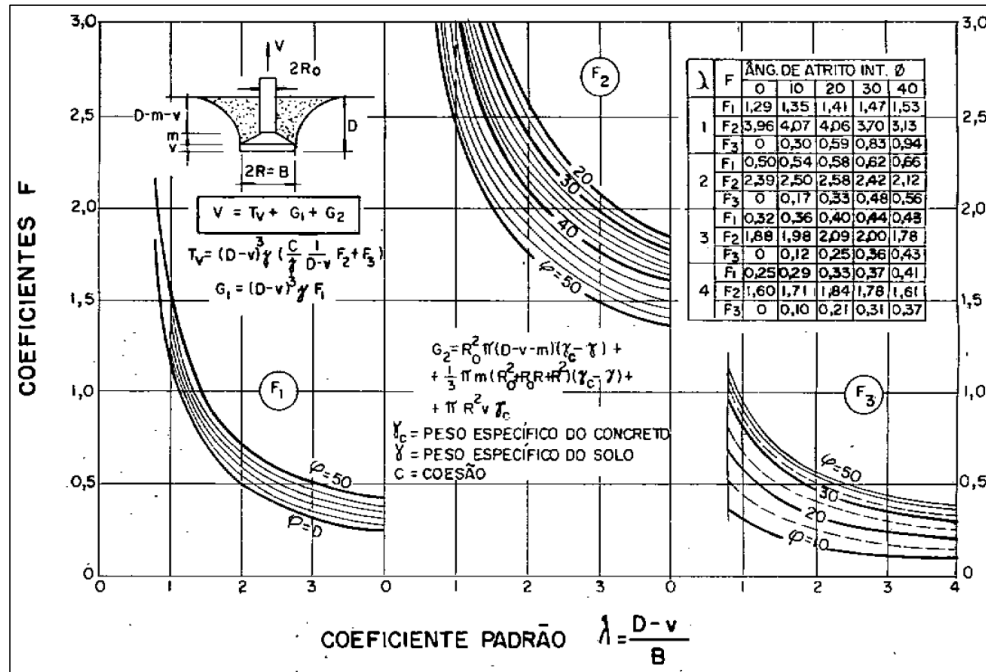
$$\lambda = \frac{D-v}{B} \quad (3.10)$$

Santos (1985) destaca que, embora os ensaios tenham sido realizados em solos arenosos, Balla também desenvolveu formulações teóricas para o cálculo da capacidade de carga em solos coesivos. Nos testes realizados, foi observado que a capacidade de carga aumenta com o incremento da base e da profundidade da fundação. Além disso, todos os testes apresentaram a mesma superfície de ruptura mostrada anteriormente na Figura 13.

A capacidade de carga  $V$  é calculada conforme a equação 3.11, onde  $T_v$  representa a parcela correspondente à resistência ao cisalhamento e  $G_1$  e  $G_2$  correspondem aos pesos da fundação e do solo dentro da superfície de ruptura considerada. Para solos com coesão e ângulo de atrito, Balla forneceu os fatores e expressões necessários para o cálculo da capacidade por meio de ábacos (Figura 14). Em solos sem coesão, os cálculos se tornam mais simples, com as informações relevantes também obtidas através de um ábaco, indicado na Figura 15 (DANZIGER, 1983).

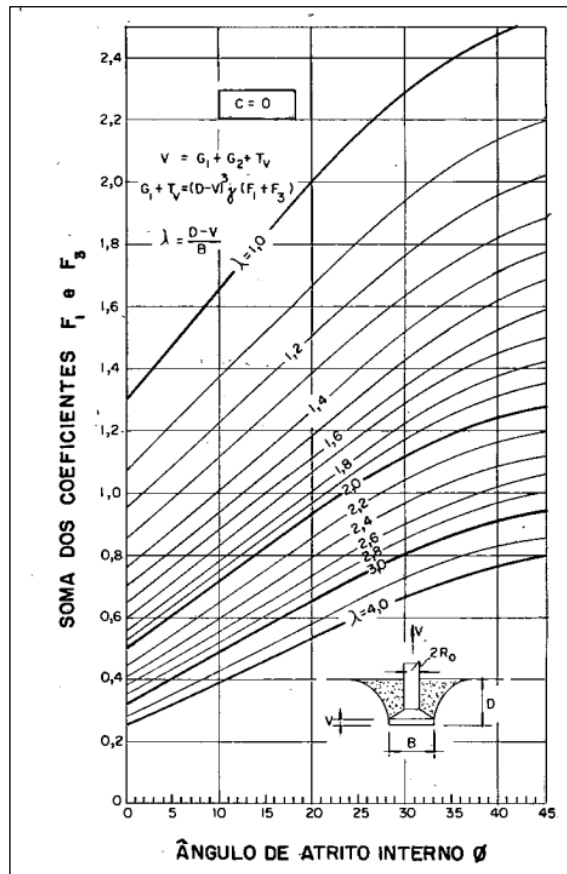
$$V = T_v + G_1 + G_2 \quad (3.11)$$

Figura 14: Coeficientes e expressões para solos com coesão e ângulo de atrito



Fonte: (BALLA, 1961 apud DANZIGER, 1983).

Figura 15: Coeficientes e expressões para solos sem coesão

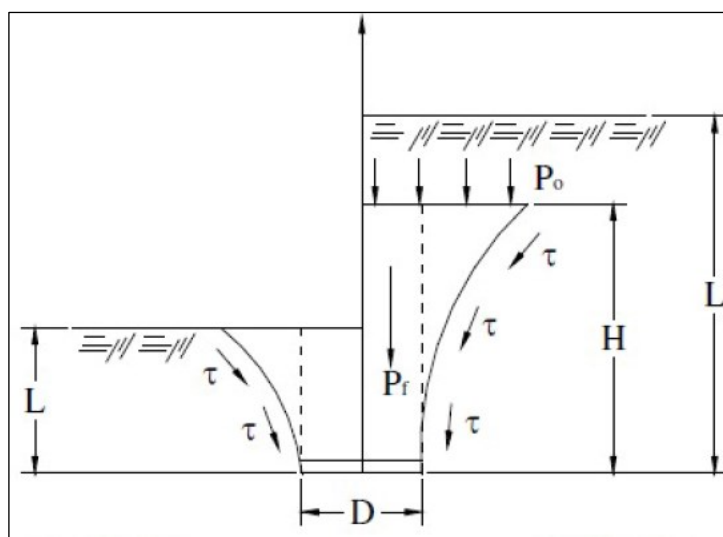


Fonte: (BALLA, 1961 apud DANZIGER, 1983).

### 3.3.4. Método de Meyerhof e Adams

O método de Meyerhof e Adams foi desenvolvido a partir de ensaios realizados com placas metálicas, nos quais se variaram o diâmetro, a profundidade e o tipo de solo. Essa metodologia de cálculo aplica-se tanto a fundações rasas quanto a fundações profundas, apresentando uma superfície de ruptura distinta para cada caso, conforme mostrado na Figura 16.

Figura 16: Formas de ruptura - Método de Meyerhof e Adams



Fonte: (SCIPIÃO, 2019).

Em grandes profundidades, a superfície de ruptura possui um formato cônico e não alcança a superfície do terreno, sendo limitada a uma profundidade  $H$ . Isso ocorre devido à pressão exercida pelas camadas superiores do solo sobre a base da fundação, em função do peso próprio do solo ( $P_0$ ), calculado pela equação 3.12. Por outro lado, em fundações rasas, a superfície de ruptura também assume um formato cônico, mas atinge o nível do terreno (SCIPIÃO, 2019).

$$P_0 = \gamma (L - H) \quad (3.12)$$

Onde:

$\gamma$  = peso específico do solo;

$H$  = comprimento vertical da superfície de ruptura acima da base da fundação;

$L$  = profundidade da fundação.

Azevedo (2011) destaca que os estudos de Meyerhof e Adams consideram apenas fundações sujeitas a esforços de tração pura, sem levar em conta o efeito do momento e das forças horizontais, que também são importantes, assim como os deslocamentos e deformações (tanto verticais quanto laterais). O cálculo da capacidade de carga pode ser calculado pelas equações 3.13 e 3.14, sendo a primeira para fundações rasas ( $L < D$ ) e a segunda para fundações profundas ( $L > H$ ).

$$Q_{ult,t} = \pi cDL + s \frac{\pi}{2} \gamma DL^2 K_v \tan \phi + P_f + P_s \quad (3.13)$$

$$Q_{ult,t} = \pi cDH + s \frac{\pi}{2} \gamma D(2L - H) K_v \tan \phi + P_f + P_s \quad (3.14)$$

Onde:

$\gamma$  = peso específico do solo;

$K_v$  = coeficiente normal de empuxo;

$s$  = fator de forma ( $s = 1 + m \frac{L}{D}$ ), com valor máximo de  $s = 1 + m \frac{H}{D}$ ;

$m$  = Coeficiente correlacionado com o ângulo de atrito ( $\phi$ );

$H$  = comprimento vertical da superfície de ruptura acima da base da fundação;

$P_f$  = Peso da fundação;

$P_s$  = Peso do solo contido na envoltória considerada na superfície de ruptura.

Os valores do coeficiente  $m$ , da relação  $\frac{H}{D}$  e dos valores máximos do fator de forma  $s$  foram obtidos através dos ensaios realizados e estão descritos na Tabela 2.

Tabela 2: Valores da relação  $H/D$ , fator de forma ( $s$ ) e do coeficiente  $m$ .

$\phi$ (°)	20	25	30	35	40	45	48
<b>H/D</b>	2,5	3	4	5	7	9	11
<b>m</b>	0,05	0,1	0,15	0,25	0,35	0,5	0,6
<b>s</b>	1,12	1,3	1,6	2,25	3,45	5,5	7,6

Fonte: (MEYERHOF & ADAMS, 1968 apud SCIPIÃO, 2019)

Além disso, a metodologia define um valor limite para a capacidade de carga à tração, podendo ser calculada através do somatório das capacidades de carga da base e do atrito lateral do fuste, conforme equação 3.15 (SCIPIÃO, 2019).

$$Q_{ult,t} = D(cN_c + \gamma DN_q) + A_l f + P_f + P_s \quad (3.15)$$

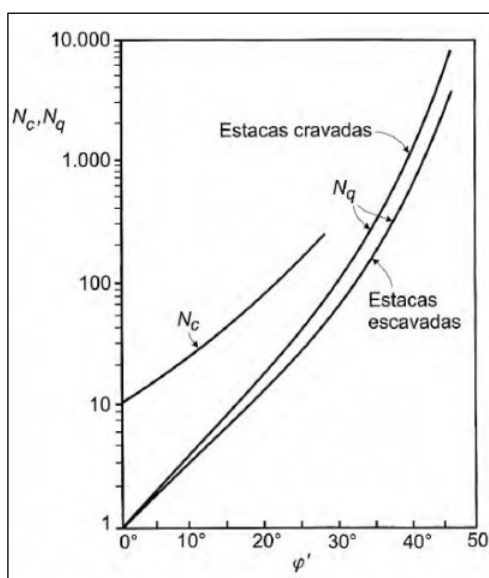
Onde:

$A_l$  = área lateral do fuste da fundação;

$f$  = tensão lateral entre a fundação e o solo;

$N_c$  e  $N_q$  = fatores obtidos através do ábaco (Figura 17).

Figura 17: Ábaco para obtenção de  $N_q$  e  $N_c$



Fonte: (MEYERHOF, 1953 apud SCIPIÃO, 2019).

### 3.3.5. Método de Grenoble

Esta metodologia foi desenvolvida na Universidade de Grenoble em colaboração com a organização estatal francesa de eletricidade E.D.F (*Electricité de France*), através de testes com modelos reduzidos e resultados de provas de carga em escala natural realizados em diversos países. O método considera um solo genérico, com determinados parâmetros de peso específico, ângulo de atrito e coesão. Foi estudado para quase todos os tipos de fundações, incluindo estacas, sapatas, tubulões com e sem abertura de base, etc. (CAMPELO, 1994).

Scipião (2019) descreve dois tipos de ruptura no solo: generalizada e localizada. A ruptura generalizada é caracterizada por retas inclinadas com a vertical que alcançam a superfície do terreno, enquanto a ruptura localizada ocorre próximo à base da fundação sem atingir o nível do terreno. A capacidade de carga última à tração é

determinada somando-se as parcelas de estado limite de equilíbrio, sendo elas, atrito, coesão, sobrecarga e os pesos da fundação e do solo. Ele também ressalta que este método é reconhecido pela sua precisão na previsão da capacidade de carga à tração, sendo amplamente empregado em projetos de fundações para torres de transmissão de energia.

Danziger (1983) e Santos (1985) apresentam a formulação da metodologia para fundações em estaca, sapata e tubulão com abertura de base. No caso das fundações em sapatas e tubulões o cálculo depende da categoria do solo, que pode ser classificada como 1 ou 2. A categoria 1 se refere a solos fracos (argilosos com alto grau de saturação) e ângulo de atrito  $\phi$  menor do que  $15^\circ$ , enquanto a categoria 2 é caracterizada por solos resistentes (arenosos ou argilosos com baixo grau de saturação) e ângulo de atrito  $\phi$  maior do que  $15^\circ$ . Além disso, cada categoria é subdividida em fundações com profundidade  $D$  superior, igual ou inferior à profundidade crítica  $D_c$  ( $D > D_c$  ou  $D \leq D_c$ ).

A capacidade de carga à tração para estacas ( $Q_{rt}$ ) é calculada a partir da equação 3.16 apresentada na sequência.

$$Q_{rt} = pD(cM_c + \gamma D(M_\phi + M_\gamma) + q_o M_q + P) \quad (3.16)$$

Onde:

$p$  = perímetro da estaca de raio  $R$ ;

$D$  = profundidade de assentamento da estaca;

$P$  = peso da estaca;

$M_\phi$  = coeficiente de capacidade de carga à tração relacionado ao ângulo de atrito;

$M_c$  = coeficiente de capacidade de carga à tração relacionado à coesão;

$c$  = coesão;

$M_\gamma$  = coeficiente de capacidade de carga à tração relacionado ao peso específico;

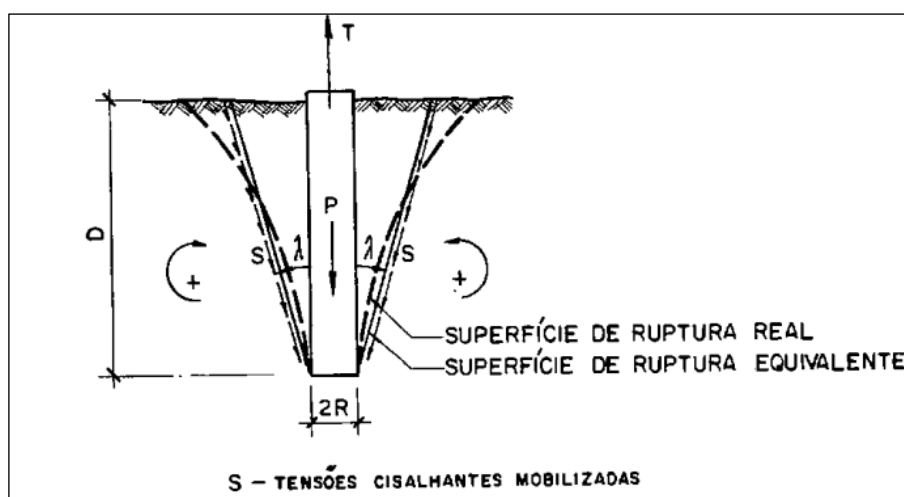
$\gamma$  = peso específico;

$q_o$  = sobrecarga uniforme atuante na superfície do terreno;

$M_q$  = coeficientes de capacidade de carga à tração relacionado à sobrecarga.

Os coeficientes  $M_c$ ,  $(M_\phi + M_\gamma)$  e  $M_q$  são apresentados em forma de ábacos e dependem de alguns fatores, sendo eles, o ângulo  $\lambda$  formado pela estaca e a superfície de ruptura (assimilada a uma reta), o ângulo de atrito interno do solo  $\phi$  e da relação  $D/R$  (profundidade relativa). Danziger (1983) comenta que experiências indicaram que este ângulo  $\lambda$  assume valores próximos a  $-\phi/8$ . O sinal negativo deste ângulo se dá por questões de convenções, neste caso ele é atribuído quando a superfície de ruptura se abre em direção à superfície do terreno (Figura 18).

Figura 18: Superfície de ruptura para estacas - Método de Grenoble



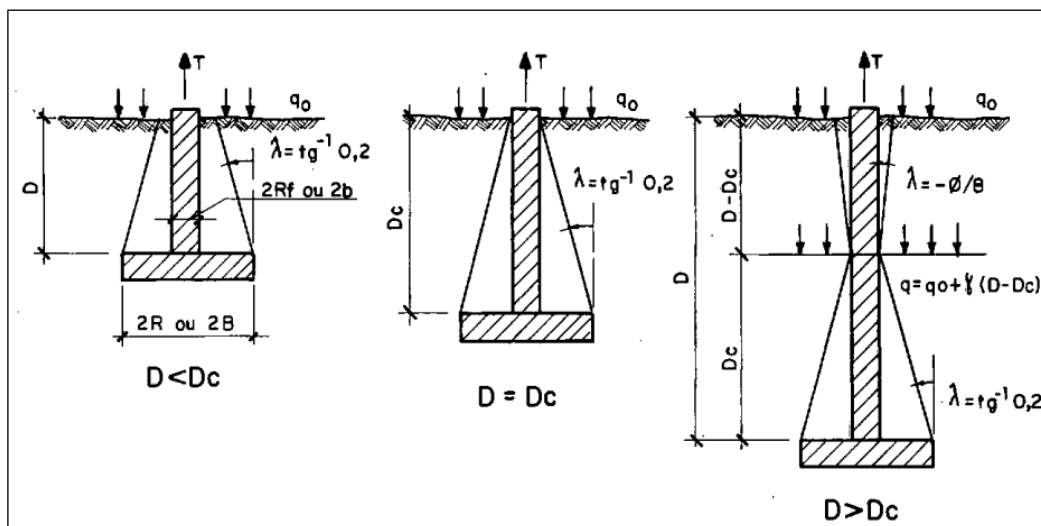
Fonte: (MARTIN, 1966 apud DANZIGER, 1983).

A capacidade de carga para as fundações em sapata e tubulão com abertura de base é calculada a partir do somatório da parcela da base e do fuste, a depender da categoria do solo e da relação entre a profundidade da fundação  $D$  e da sua profundidade crítica  $D_c$  (Figura 18). As equações são apresentadas na sequência, onde parte dos itens que as compõe são os mesmos definidos anteriormente para a equação 3.16.

### 3.3.5.1. Solos Categoria 1

A superfície de ruptura para as fundações em sapatas e solos de categoria 1 são apresentados na Figura 19, ressaltando o fato de que ela se inicia na parte superior da base da sapata. Além disso, pode-se observar que para  $D > D_c$  o fuste da fundação atua como uma estaca na profundidade igual a  $D - D_c$ , sendo a profundidade crítica  $D_c$  determinada por meio das relações  $5(R - R_f)$  ou  $5(B - b)$ , nos casos de sapatas circulares e retangulares, respectivamente.

Figura 19: Superfície de ruptura para sapatas (Solo categoria 1) - Método de Grenoble



Fonte: (MARTIN, 1966 apud DANZIGER, 1983).

Nesta categoria de solo o cálculo da capacidade de carga é dado conforme equações a seguir.

#### Para $D \leq D_c$

$$Q_{rt} = p_b D [(cM_c + \gamma D(M_\phi + M_\gamma) + q_o M_q) + P + (S_b - S_f) D_\gamma] \quad (3.17)$$

Onde:

$S_b$  = área da base;

$p_b$  = perímetro da base;

$S_f$  = área do fuste.

#### Para $D > D_c$

Parcela da base

$$Q_{rt (base)} = p_b D_c \{ cM_{c1} + \gamma D_c (M_\phi + M_\gamma)_1 + [q_o + \gamma(D - D_c)] M_{q1} \} + (S_b - S_f) D_c \gamma \quad (3.18)$$

Parcela do fuste

$$Q_{rt (fuste)} = p_f (D - D_c) [cM_{c2} + \gamma (D - D_c) (M_\phi + M_\gamma)_2 + q_o M_{q2}] \quad (3.19)$$

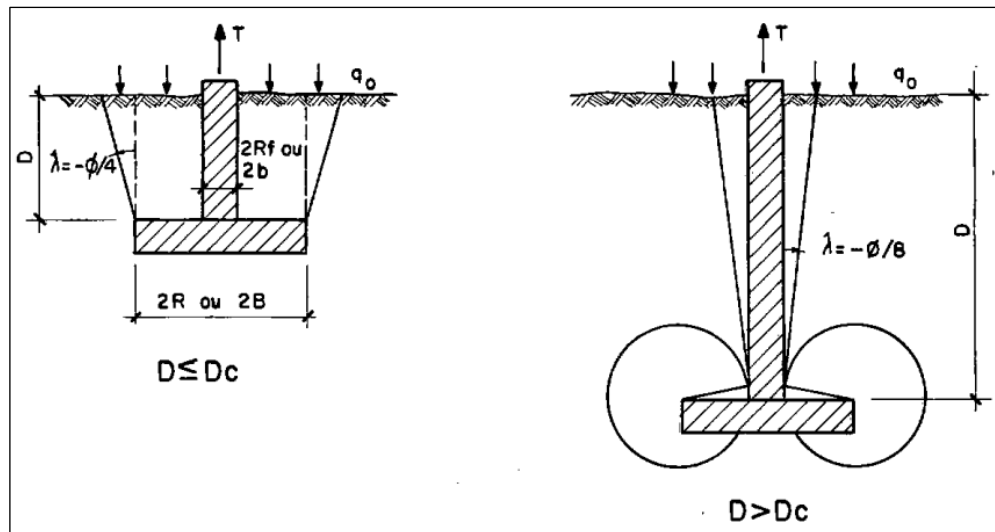
Capacidade Total

$$Q_{rt} = Q_{rt (base)} + Q_{rt (fuste)} + P \quad (3.20)$$

### 3.3.5.2. Solos Categoria 2

Para os solos de categoria 2 a superfície de ruptura está mostrada na Figura 20, observa-se que nos casos em que a profundidade  $D$  é superior a profundidade crítica  $D_c$ , o fuste da sapata se comporta como uma estaca isolada, com o ângulo de ruptura igual a  $\lambda = -\phi/8$ . O cálculo da capacidade de carga é dado conforme equações 3.21 a 3.24 apresentadas a seguir.

Figura 20: Superfície de ruptura para sapatas (Solo categoria 2) - Método de Grenoble



Fonte: (MARTIN, 1966 apud DANZIGER, 1983).

#### Para $D \leq D_c$

$$Q_{rt} = p_b D [(cM_c + \gamma D(M_\phi + M_\gamma) + q_o M_q)] + P + (S_b - S_f) D_\gamma \quad (3.21)$$

#### Para $D > D_c$

Parcela da base

$$Q_{rt (base)} = (S_b - S_f) m M (\gamma D_c \tan \phi + c) \quad (3.22)$$

Parcela do fuste

$$Q_{rt (fuste)} = p_b D [cM_c + \gamma D(M_\phi + M_\gamma) + q_o M_q] \quad (3.23)$$

Capacidade Total

$$Q_{rt} = Q_{rt (base)} + Q_{rt (fuste)} + P \quad (3.24)$$

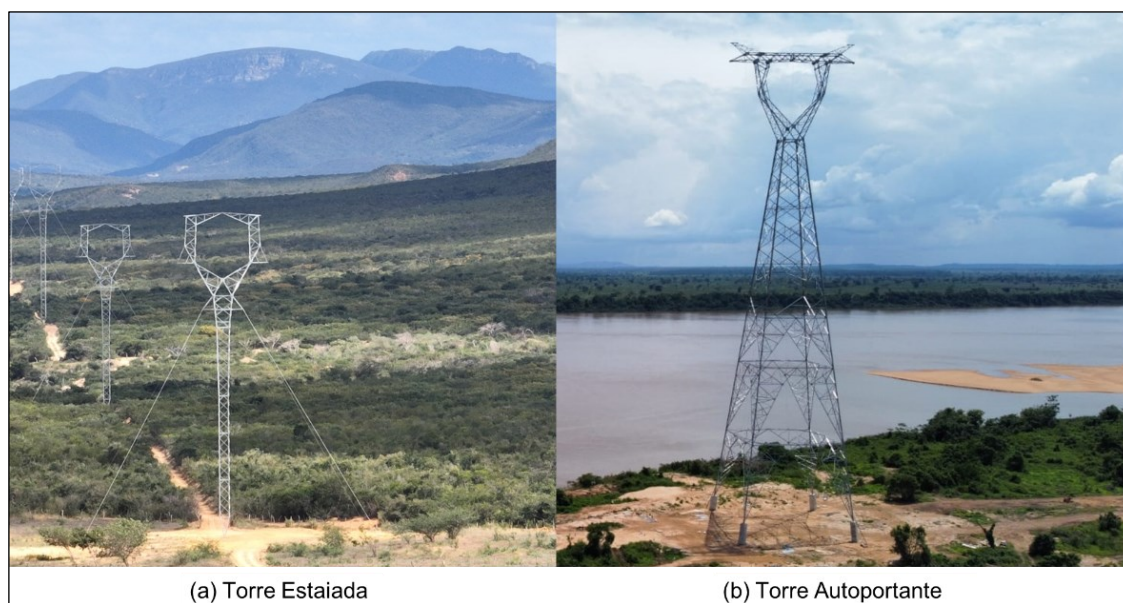
## 4. MATERIAIS E MÉTODOS

Neste item serão detalhados os dados de entrada considerados nos cálculos de capacidade de carga à tração para as metodologias de Meyerhof e Adams, Grenoble, Balla e Tronco de cone. Sendo eles, o tipo de fundação para qual será estimada a capacidade de carga, assim como o tipo de estrutura que está transferindo os esforços para a fundação, o boletim de sondagem com a caracterização do solo de referência e a determinação dos respectivos parâmetros geotécnicos necessários.

### 4.1. Tipo de fundação

Em Linhas de Transmissão são comumente utilizadas estruturas metálicas treliçadas de dois tipos, torres autoportantes e estaiadas, sendo que, em ambas há fundações que são submetidas a esforços de tração. As torres estaiadas (Figura 21.a) apresentam um ou dois mastros e quatro estais, e as torres autoportantes (Figura 21.b) são sustentadas pela sua própria estrutura (quatro pés).

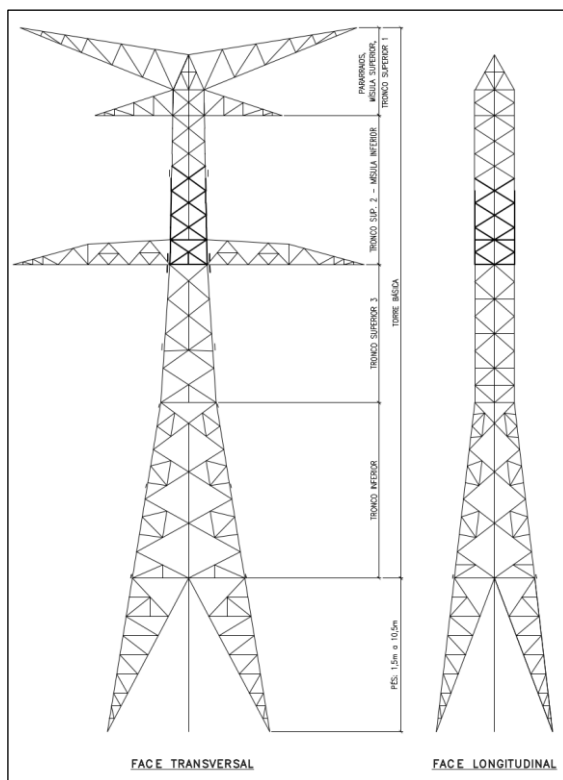
Figura 21: Torres de Linha de Transmissão



Fonte: A autora (2024).

O estudo comparativo entre as capacidades de cargas à tração calculadas neste trabalho será desenvolvido com base na geometria de uma fundação em sapata para uma estrutura tipo autoportante de suspensão pesada (Figura 22).

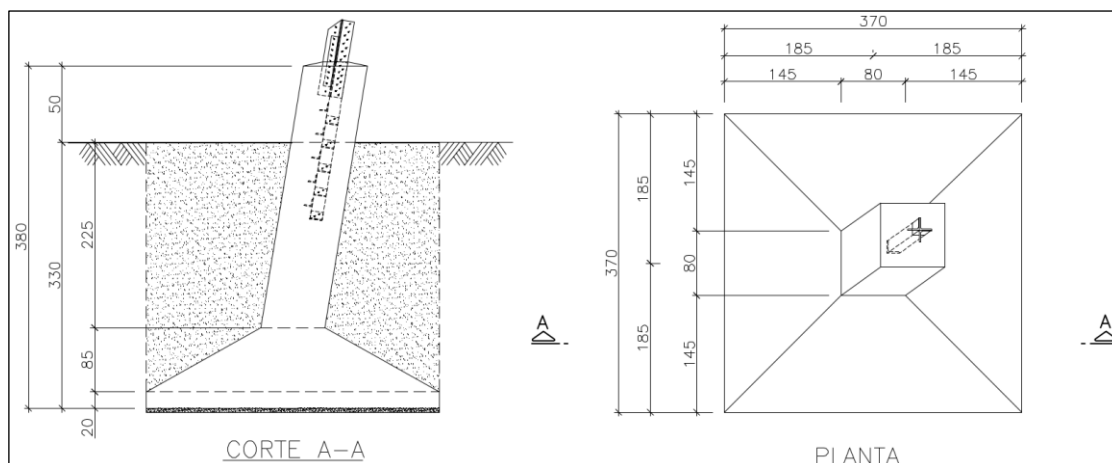
Figura 22: Estrutura Autoportante de Suspensão Pesada



Fonte: A autora (2024).

No croqui da fundação (Figura 23), estão delineadas as dimensões da sapata utilizadas para os cálculos da capacidade de carga à tração que serão discutidos neste trabalho. A fundação possui uma base quadrada com 3,70m de lado, um fuste quadrado e inclinado medindo 0,80m em cada lado, e está assentada a uma profundidade de 3,30m. A altura do fuste enterrado é de 2,25m, enquanto a altura da base é de 0,85m e a do rodapé é de 0,20m.

Figura 23: Fundação de referência para os cálculos de capacidade de carga

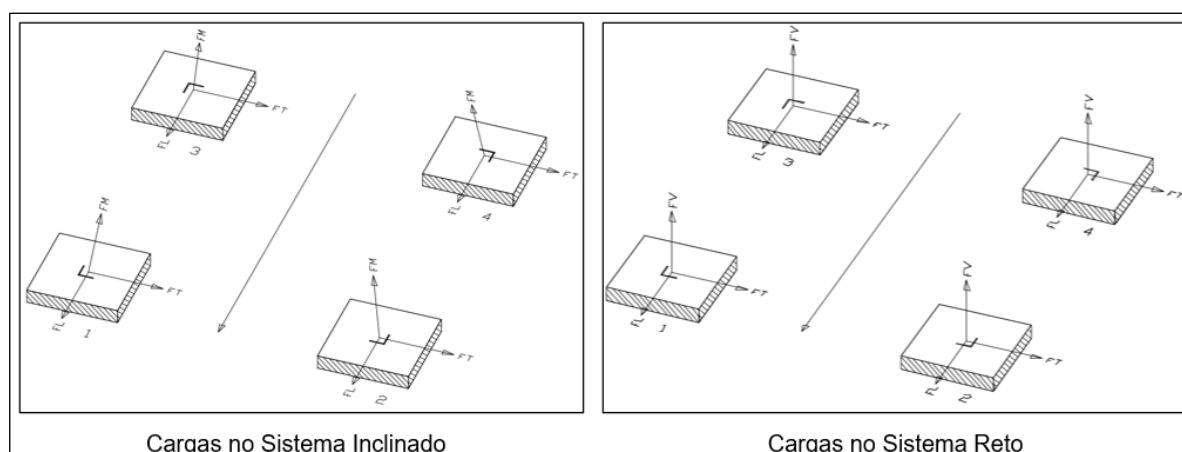


Fonte: A autora (2024).

Neste caso, o fuste da fundação é inclinado de maneira a acompanhar o montante da estrutura metálica (*Stub*). Além disso, será considerado um reaterro compactado sobre a fundação, executado com o mesmo tipo de solo retirado da cava, logo, o peso específico considerado para este reaterro será o mesmo definido para o solo caracterizado pela sondagem de referência.

Os carregamentos nas fundações fornecidos pela Projetista da estrutura metálica são apresentados tanto no sistema reto quanto no inclinado. Nestes sistemas  $F_L$  e  $F_T$  são os esforços horizontais longitudinais e transversais respectivamente,  $F_M$  são os esforços na direção do montante e  $F_V$  são os esforços verticais, todos são considerados positivos nos sentidos indicados (Figura 24).

Figura 24: Disposição dos sistemas em relação ao eixo da linha



Fonte: A autora (2024).

Como as metodologias estudadas contabilizam apenas a ação dos esforços de tração, desconsiderando o efeito do momento e das forças horizontais, na prática, a verificação ao arrancamento neste caso é aferida com base na comparação entre a capacidade de carga calculada e o esforço solicitante máximo de tração. Caso a carga resistente supere a solicitante, a geometria está adequada para esta condição, caso contrário ela deverá ser reajustada.

#### 4.2. Informações geotécnicas e parâmetros do solo

Para o desenvolvimento dos cálculos de capacidade de carga à tração será utilizado com referência o Boletim de sondagem apresentado na Figura 25. Percebe-se que este perfil de solo é composto majoritariamente por uma argila siltosa pouco arenosa, presente na camada superficial até a profundidade de 8,80m. Nas camadas

finais se observa um silte arenoso pouco argiloso medianamente compacto, além disso, não foi registrado nível de água no local. No geral, o perfil apresenta uma resistência à penetração crescente que se estabiliza a partir do sexto metro.

Figura 25: Sondagem de referência

AMOSTRAS	ELEVACÃO (m)	ESPESSURA DAS CAMADAS (m)	PESO: 65 Kg REVESTIMENTO: $\Phi$ 2 1/2" AMOSTRADOR: $\Phi$ INTERNO: 34,9 mm $\Phi$ EXTERNO: 50,8 mm	ALTURA DE QUEDA: 75 cm	PROFUNDIDADE (m)	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO "N"						NÍVEL D'ÁGUA (m)		
						PENETRAÇÃO (NÚMERO DE GOLPES / 30 cm)		AMOSTRADOR TIPO TERZAGHI & PECK GOLPES						
						1º e 2º	2º e 3º	0	10	20	30		40	50
			CLASSIFICAÇÃO DAS CAMADAS											
	267,886	8,80	ARGILA SILTOSA, POUCO ARENOSA, AMARELA VARIEGADA. RIJA, COM PASSAGEM DURA DOS 4,00 AOS 6,00 M.		1,45	12	12						N/A = Seco em 07/09/2019	
					2,45	16	15							
					3,45	15	14							
					4,45	24	24							
					5,45	22	23							
					6,45	20	18							
					7,45	16	18							
	266,236	10,45	SILTE ARENOSO (FINA A MÉDIA), POUCO ARGILOSO, VERMELHO. MEDIANAMENTE COMPACTO.		8,45	16	16							
			10,45M - LIMITE DE SONDAAGEM, CONFORME CRITÉRIOS DE PARALISAÇÃO.		9,45	17	17							
					10,45	16	16							

Fonte: A autora (2024).

Os parâmetros de resistência geotécnica necessários para estimar a capacidade de carga à tração (ângulo de atrito, coesão e peso específico) serão definidos com base na sondagem de referência. Silveira (2003) apresenta valores de referência para o peso específico baseados na compactidade ou consistência dos solos (Tabela 3). Tal classificação é definida no Anexo A da NBR 6484 (ABNT, 2020), conforme apresentado na Tabela 4.

Tabela 3: Estimativa do peso específico do solo

SOLOS ARGILOSOS (ARGILAS E SILTES ARGILOSO)					
SPT	≤ 2	3 a 5	6 a 10	11 a 19	>19
Consistência	Muito mole	Mole	Média(o)	Rija(o)	Dura(o)
$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	1,30	1,50	1,70	<b>1,90</b>	2,00

Fonte: Adaptado (SILVEIRA, 2003).

Tabela 4: Estado de compactidade e consistência

Solo	Índice de resistência à penetração N	Designação
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	<b>11 a 19</b>	<b>Rija(o)</b>
	20 a 30	Muito rija(o)
	>30	Dura(o)

Fonte: Adaptado NBR 6484 (ABNT,2020).

Posto que o perfil de solo é composto majoritariamente por uma argila siltosa pouco arenosa e a faixa de  $N_{SPT}$  se encontra dentro da faixa de 11 a 19 golpes, pela norma podemos classificar o solo como rijo. Logo, baseado nessas considerações, para fins de cálculo da capacidade de carga será considerado neste trabalho um peso específico  $\gamma=1,90\text{tf/m}^3$  para o solo de referência, valor este que converge com o proposto por Joppert JR (2007) para o mesmo tipo de solo.

No perfil de sondagem, é possível observar a presença simultânea de solos argilosos e arenosos compondo a mesma camada. Dessa forma, será adotado um valor de coesão e ângulo de atrito coerente com essa caracterização. Como referência, serão utilizados os valores indicados por Joppert JR (2007) apresentados na Tabela 5, correspondentes ao tipo de solo argila siltosa pouco arenosa. Com base nisso, adotando a mesma faixa de  $N_{SPT}$  considerada na determinação do peso específico, para fins de cálculo será utilizado um ângulo de atrito de  $\phi=24^\circ$  e uma coesão de  $c=3,0\text{tf/m}^2$ .

Tabela 5: Parâmetros médios do solo

Tipo de solo	Faixa SPT	Peso específico ( $\text{tf/m}^3$ )	Ângulo atrito ( $^\circ$ )	Coesão ( $\text{tf/m}^2$ )
Argila siltosa pouco arenosa (terciário)	0-2	1,70	20°	0,75
	3-5	1,80	23°	1,50
	6-10	1,90	24°	2,00
	<b>11-19</b>	<b>1,90</b>	<b>24°</b>	<b>3,00</b>
	20-30	2,00	25°	4,00
	≥30	2,00	25°	5,00

Fonte: Adaptado (JOPPERT JR, 2007).

### 4.3. Metodologias de cálculo - Desenvolvimento

Baseado na geometria da fundação proposta e nos parâmetros previamente definidos, neste item serão apresentadas as considerações feitas nos cálculos de capacidade de carga à tração para as metodologias de Meyerhof e Adams, Grenoble, Balla e Tronco de cone, as quais serão comparadas no item 5. As planilhas auxiliares de cálculo utilizadas estão apresentadas no Anexo deste trabalho.

#### 4.3.1. Método de Grenoble

Na metodologia de Grenoble os cálculos foram desenvolvidos da seguinte maneira: visto que o ângulo de atrito considerado é igual a  $24^\circ$  ( $\phi \geq 15^\circ$ ), verifica-se que o solo em questão se enquadra na categoria 2 (solos resistentes), conforme classificação prevista pela metodologia. Após o cálculo da profundidade crítica ( $D_c$ ), verificou-se que esta é maior do que a profundidade de assentamento da fundação. Portanto, a formulação da capacidade de carga ( $Q_{rt}$ ) utilizada refere-se a solos de categoria 2 com  $D \leq D_c$  (Equação 4.1).

Parâmetros considerados:

$c =$	<b>0,30</b>	kgf/cm <sup>2</sup>
$\phi =$	<b>24</b>	°
$\gamma_t =$	<b>0,0019</b>	kgf/cm <sup>3</sup>
$\gamma_c =$	<b>0,0025</b>	kgf/cm <sup>3</sup>

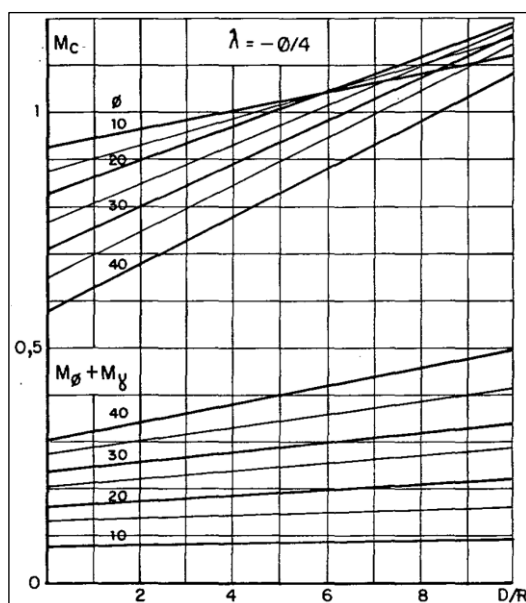
$$Q_{rt} = p_b D [(c M_c + \gamma D (M_\phi + M_\gamma) + q_o M_q)] + P + (S_b - S_f) D_\gamma \quad (4.1)$$

Onde:

$p_b =$	<b>1480</b>	cm
$R =$	<b>236</b>	cm
$D/R =$	<b>1,32</b>	
$c =$	<b>0,30</b>	kgf/cm <sup>2</sup>
$M_c =$	<b>0,82</b>	
$\gamma =$	<b>0,0019</b>	kgf/cm <sup>3</sup>
$(M_\phi + M_\gamma) =$	<b>0,22</b>	
$P =$	<b>23492</b>	kgf
$(S_b - S_f) D_\gamma =$	<b>68590</b>	kgf
$Q_{rt} =$	<b>264399</b>	kgf

Os coeficientes  $M_c$ ,  $(M_\phi + M_\gamma)$  e  $M_q$  foram obtidos através do ábaco indicado na figura 26. Para esta condição de cálculo não foi considerada a presença de sobrecarga atuante na superfície do terreno na estimativa da capacidade de carga, logo a parcela  $q_0M_q$  é nula.

Figura 26: Coeficiente de capacidade de carga à tração - Grenoble



Fonte: (DANZIGER, 1983).

#### 4.3.2. Método do Tronco de Cone

Para a metodologia do Tronco de Cone, os cálculos da capacidade de carga à tração ( $P_u$ ) foram desenvolvidos da seguinte forma: Santos (1985), Campelo (1994) e Danziger (1983) citam alguns autores que consideram o ângulo  $\alpha$  do tronco de cone sendo igual ao ângulo de atrito interno do solo ( $\phi$ ). Dado que não há resultados de ensaios disponíveis para a obtenção desse parâmetro, neste trabalho será adotada a mesma consideração ( $\alpha = \phi$ ).

Parâmetros considerados:

$$\begin{array}{l} \phi = \alpha = \boxed{24}^\circ \\ \gamma_t = \boxed{0,0019} \text{ kgf/cm}^3 \\ \gamma_{\text{concreto}} = \boxed{0,0025} \text{ kgf/cm}^3 \end{array}$$

A capacidade de carga à tração foi calculada por meio da seguinte formulação (Equação 4.2 a 4.4).

$$P_u = P_f + P_{sc} + C_2 Z^2 + C_3 B^3 \quad (4.2)$$

Onde:

$$C_2 = \frac{\pi}{2} \cdot B \gamma \tan \alpha \quad (4.3)$$

$$C_3 = \frac{\pi}{3} \gamma \tan^2 \alpha \quad (4.4)$$

P <sub>f</sub> =	<b>23492</b>	kgf
P <sub>sc</sub> =	<b>68590</b>	kgf
C <sub>2</sub> Z <sup>2</sup> +C <sub>3</sub> B <sup>3</sup> =	<b>73519</b>	kgf
P <sub>u</sub> =	<b>165601</b>	kgf

#### 4.3.3. Método de Meyerhof e Adams

O cálculo da estimativa de capacidade de carga à tração (Q<sub>u</sub>) proposto pela metodologia de Meyerhof e Adams, foi realizado com base nas considerações seguintes. A formulação utilizada é correspondente a fundações superficiais (baixa profundidade) e retangulares, conforme equação 4.5.

$$Q_u = 2cD(B + L) + \gamma D^2(2sB + L - B)K_u \tan \phi + W \quad (4.5)$$

$$s = 1 + m \left( \frac{D}{B} \right) \quad (4.6)$$

Onde:

c = coesão;

D = profundidade;

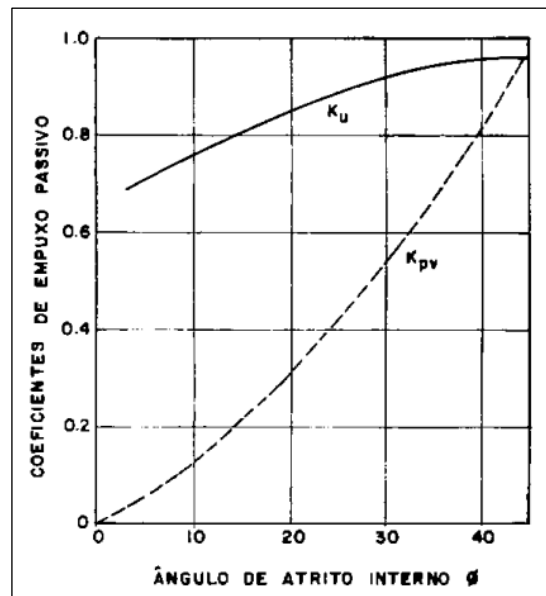
B, L = largura e comprimento, respectivamente;

s = fator de forma;

K<sub>u</sub> = coeficiente de empuxo passivo;

W = Somatório do peso da fundação e do seu reaterro.

O fator de forma foi calculado conforme equação 4.6, e o coeficiente m presente na formulação foi considerado conforme descrito na Tabela 6. Além disso, o empuxo passivo foi definido com base no ábaco (Figura 27) que o correlaciona com o respectivo ângulo de atrito (DANZIGER, 1983).

Figura 27: Coeficiente de Empuxo Passivo  $K_u$ 

Fonte: (DANZIGER, 1983).

Tabela 6: Coeficiente m e valores máximos de s

Ângulo de atrito $\phi$	20 °	25 °	30 °	35 °	40 °	45 °	48 °
Coeficiente m	0,05	0,10	0,15	0,25	0,35	0,50	0,60
Valor máximo de s	1,12	1,30	1,60	2,25	3,45	5,50	7,60

Fonte: adaptado (DANZIGER, 1983)

Parâmetros considerados:

$$\begin{aligned}
 c &= \boxed{0,30} \text{ kgf/cm}^2 \\
 \phi &= \boxed{24} \text{ }^\circ \\
 \gamma_t &= \boxed{0,0019} \text{ kgf/cm}^3 \\
 \gamma_c &= \boxed{0,0025} \text{ kgf/cm}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 D &= \boxed{330} \text{ cm} \\
 B &= \boxed{370} \text{ cm} \\
 L &= \boxed{370} \text{ cm} \\
 W &= \boxed{92082} \text{ kgf}
 \end{aligned}$$

$$s = \boxed{1,08}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \boxed{0,09} \\
 K_u &= \boxed{0,88}
 \end{aligned}$$

$$Q_u = \boxed{303408} \text{ kgf}$$

#### 4.3.4. Método de Balla

Para o cálculo da capacidade de carga à tração ( $V$ ) foram utilizadas as equações 4.7 a 4.10, formulação esta, representada no respectivo ábaco de referência (Figura 28). Tal ábaco também apresenta os coeficientes considerados pela metodologia, nos quais serão definidos, baseados no valor do ângulo de atrito do solo ( $\phi$ ) e no coeficiente padrão ( $\lambda$ ), calculado através da equação 4.11.

Posto que a metodologia proposta por Balla prevê apenas o cálculo da capacidade de carga para fundações circulares, os valores de  $R_0$  e  $R$  foram estimados conforme sugerido por Danziger (1983). Para tal, foi calculado o valor do raio do fuste ( $R_0$ ) e da base ( $R$ ) da fundação conforme o perímetro equivalente ao de uma circunferência.

$$T_V = (D - v)^3 \gamma \left( \frac{c}{\gamma} \frac{1}{D-v} F_2 + F_3 \right) \quad (4.7)$$

$$G_1 = (D - v)^3 \gamma F_1 \quad (4.8)$$

$$G_2 = R_0^2 \pi (D - v - m) (\gamma_c - \gamma) + \frac{1}{3} \pi m (R_0^2 + R_0 R + R^2) (\gamma_c - \gamma) + \pi R^2 v \gamma_c \quad (4.9)$$

$$V = T_V + G_1 + G_2 \quad (4.10)$$

$$\lambda = \frac{D-v}{B} \quad (4.11)$$

Onde:

$T_V$  = Resistência ao cisalhamento;

$F_1, F_2, F_3$  = Fatores dependentes de  $\phi$  e  $\lambda$ ;

$G_1, G_2$  = Parcelas de peso;

$v, m$  = Altura do rodapé e da base da sapata, respectivamente;

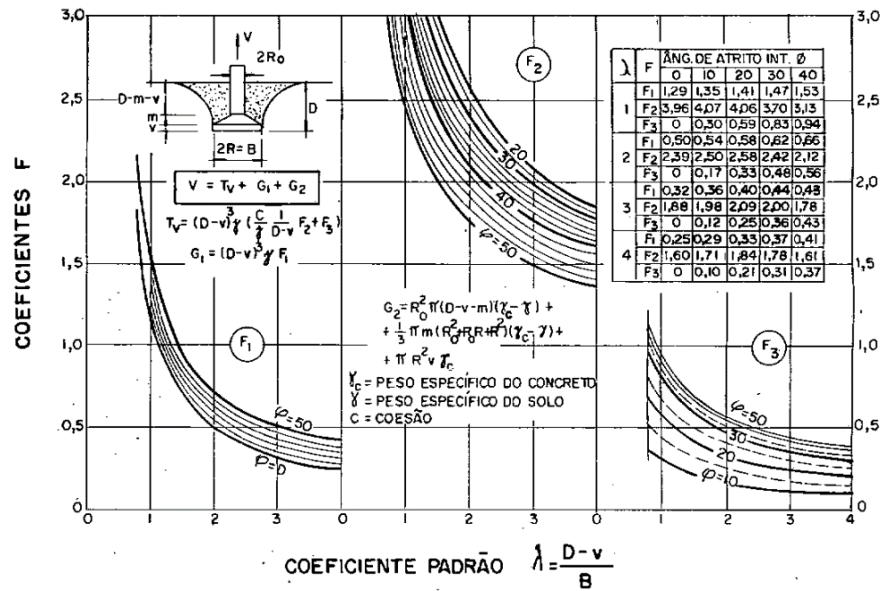
$\gamma_c$  = Peso específico do concreto;

$\gamma_t$  = Peso específico do concreto;

Parâmetros considerados:

$c =$	<b>0,30</b>	kgf/cm <sup>2</sup>
$\phi =$	<b>24</b>	°
$\gamma_t =$	<b>0,0019</b>	kgf/cm <sup>3</sup>
$\gamma_c =$	<b>0,0025</b>	kgf/cm <sup>3</sup>

Figura 28: Coeficientes e formulação de resistência à tração para solos coesivos



Fonte: (DANZIGER, 1983).

Os coeficientes  $F_1$ ,  $F_2$  e  $F_3$  foram determinados a partir do ângulo de atrito de referência ( $\phi=24^\circ$ ) e no coeficiente padrão, calculado com base na geometria da fundação estudada ( $\lambda=0,66$ ). Determinou-se os coeficientes através da tabela apresentada no respectivo ábaco (Figura 28), foram considerados os valores de referência correspondentes a  $\lambda=1$  e  $\phi=20^\circ$ , de maneira que o cálculo ficasse a favor da segurança (mais conservador). Caso contrário, poderia ser realizada uma extrapolação dos valores já tabelados.

- $\lambda =$  0,66
- $F_1 =$  **1,41**
- $F_2 =$  **4,06**
- $F_3 =$  **0,59**
- $R_0 =$  0,51 m
- $R =$  2,36 m
- $D - v =$  3,10 m
- $T_v =$  150,45 tf
- $G_1 =$  79,81 tf
- $G_2 =$  41,88 tf
- $V =$  272,14 tf

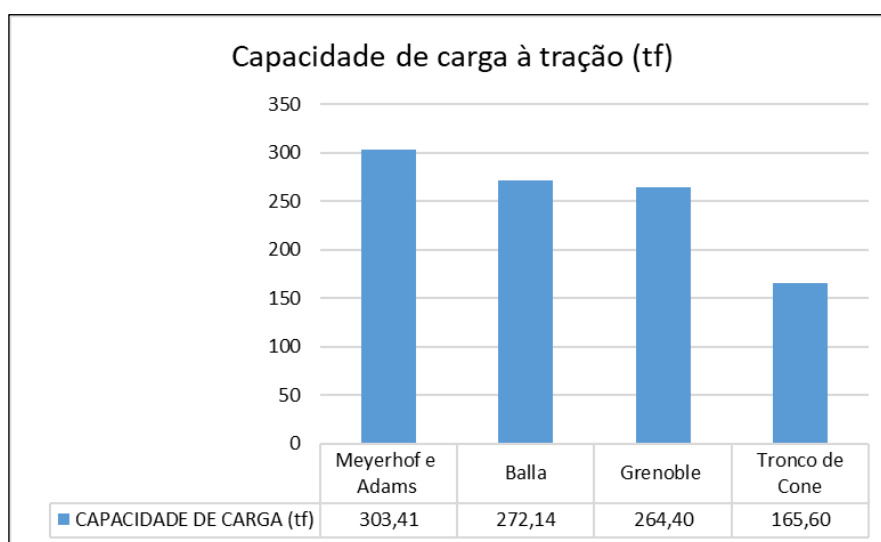
## 5. ANÁLISE DOS MÉTODOS

Neste item serão apresentados os resultados obtidos de capacidade de carga à tração estimados pelas metodologias de Grenoble, Tronco de Cone, Meyerhof e Adams e Balla. Juntamente será realizada uma análise comparativa entre os métodos visando elucidar os resultados obtidos.

### 5.1. Resultados da capacidade de carga à tração

A estimativa da capacidade de carga à tração foi calculada para todos os casos tendo como base a mesma geometria da fundação e parâmetros do solo. Analisando os cálculos apresentados no item 4.3 deste trabalho, observa-se que as quatro metodologias estudadas apresentaram diferenças nos resultados, conforme ilustrado no Gráfico 1. No próximo item será analisado essa diferença e os principais fatores que influenciaram tais resultados.

Gráfico 1: Capacidade de Carga a Tração (tf) - Resultados



Fonte: A autora (2024).

Entre as metodologias analisadas, a de Grenoble se destaca por ser a mais abrangente, abordando os tipos de fundações mais comumente utilizados, como estaca, sapata e tubulão com base. Com exceção da estaca, a formulação da capacidade de carga das fundações varia em função do tipo de solo (categoria 1 e 2), da relação entre a profundidade crítica ( $D_c$ ) e a profundidade de assentamento ( $D$ ). Neste trabalho, a capacidade de carga à tração foi calculada com base nas equações específicas para sapata, em solo de categoria 2 com  $D \leq D_c$ , resultando em 264tf.

A metodologia de Meyerhof e Adams diferencia a formulação da capacidade de carga à tração com base na profundidade (rasa ou profunda) e no tipo de fundação (corrida, circular ou retangular/quadrada). Neste caso, a capacidade de carga para a fundação estudada foi estimada com base na formulação referente a fundação rasa e quadrada, obtendo-se um resultado de 303tf.

A metodologia de Balla foi desenvolvida a partir de estudos em fundações assentadas a pequenas profundidades, seu método de cálculo é separado em solos coesivos e não coesivos ( $c=0$ ). Neste caso, a capacidade de carga à tração foi calculada com base nas formulações para solos coesivos e o resultado obtido foi igual a 272tf.

O método do Tronco de cone pode ser considerado o mais generalista quando comparado com os demais, ele considera apenas o peso da fundação e do solo no cálculo da capacidade de carga à tração. Além disso, o método não faz diferenciação quanto ao tipo de fundação (rasa ou profunda), nem quanto ao tipo de solo (coesivo e não coesivo). A partir dessas considerações a capacidade de carga calculada foi igual a 165tf.

## 5.2. Análise comparativa dos resultados

Diante dos resultados apresentados, observou-se uma variação na capacidade de carga à tração estimada por cada metodologia de cálculo. O método de Meyerhof e Adams apresentou a maior capacidade de carga estimada, com 303tf. Em seguida os métodos de Balla e Grenoble apresentaram valores próximos, com 272tf e 264tf, respectivamente. Por outro lado, a metodologia do tronco de cone resultou em um valor significativamente menor, com uma capacidade de carga de 165tf.

Diferente das demais metodologias, observou-se em Grenoble um sólido embasamento teórico para o cálculo da capacidade de carga à tração, vista as condicionantes propostas. A estimativa obtida tem premissas distintas conforme: o tipo de fundação, profundidade e tipo de solo, considerando também o efeito de sobrecargas na superfície do terreno. Diante disso, devido à sua ampla aplicabilidade e aos estudos comparativos com provas de carga disponíveis na bibliografia, o valor da capacidade de carga obtido por essa metodologia foi considerado como referência para comparação com os demais métodos.

Em seus estudos, Azevedo (2011) compara a capacidade de carga à tração de fundações em sapatas em solos arenosos, calculada pela metodologia de Grenoble, com os resultados de ensaios realizados nessas fundações. Ele conclui que as estimativas obtidas por esse método são razoavelmente conservadoras, apresentando pouca divergência em relação aos valores medidos nos ensaios.

Campelo (1994) também compara em seu trabalho a capacidade de carga à tração calculada pela metodologia de Grenoble para estacas, com os resultados obtidos em provas de carga. Dentre as demais metodologias apresentadas no estudo (Tronco de Cone, Meyerhof e Adams, Das, etc.), ele afirma que a de Grenoble foi a que apresentou os resultados mais satisfatórios, confirmando seu alto embasamento teórico.

Ao analisar o método do tronco de cone, é possível aferir que a menor capacidade de carga obtida pode ser atribuída ao fato de que esse método considera apenas a parcela de peso como contribuinte para a resistência da fundação, diferente dos demais métodos. Além disso, o resultado depende significativamente do ângulo  $\alpha$ , que, na ausência de ensaios de campo, de forma simplificada, é frequentemente assumido como sendo igual ao ângulo de atrito do solo. Entretanto, tal correlação nem sempre é precisa, pois ele é um parâmetro empírico que pode variar com o tipo de fundação, características do terreno, profundidade fundação e dimensão da sua base.

Dias (1987) realizou ensaios de tração em fundações do tipo sapata variando dois fatores: o fuste (vertical ou inclinado) e o tipo de compactação do solo (superficial ou controlada). Em seu estudo, os resultados desses ensaios foram comparados com as estimativas da capacidade de carga obtidas pelo método do tronco de cone. A estimativa foi realizada variando os valores do ângulo  $\alpha$  entre  $15^\circ$  e  $30^\circ$ , obtendo-se resultados bem variados. Na maioria dos casos, os resultados de capacidade de carga obtidos foram inferiores aos dos ensaios, com alguns casos subestimando-a cerca de 50%.

Em seu estudo, Danziger (1983) também calculou a capacidade de carga à tração para uma fundação em sapata pelo método do tronco de cone, variando os valores de  $\alpha$  entre  $15^\circ$  e  $30^\circ$ . Observou-se também que essas variações refletiram mudanças consideráveis nos resultados de capacidade de carga, evidenciando a sensibilidade deste parâmetro. Ele também conclui que, a estimativa de carga obtida

por este método, no caso de sapatas, apresentou uma forte tendência de resultados antieconômicos, ou seja, capacidade de carga subestimada quando comparado aos resultados de prova de carga.

Para o cálculo da capacidade de carga à tração pelo método do tronco de cone neste trabalho, adotou-se de forma simplificada o ângulo  $\alpha$  como igual ao ângulo de atrito do solo. Dado que a capacidade de carga estimada pode variar significativamente dependendo do valor desse parâmetro, é razoável supor que essa escolha resultou em uma estimativa de capacidade de carga relativamente conservadora em comparação com os resultados obtidos por outros métodos.

A partir dos resultados obtidos, observa-se que os valores de capacidade de carga à tração calculados pelos métodos de Balla e Grenoble são bastante próximos, com 272 tf e 264 tf, respectivamente. Essa proximidade pode ser atribuída ao fato de que ambos os métodos adotam premissas semelhantes em relação à profundidade da fundação considerada nos cálculos (a partir da aresta superior da base da sapata) e às considerações específicas para diferentes tipos de solo. No entanto, o método de Balla foi desenvolvido para sapatas de base circular, e, como a estimativa da capacidade de carga foi realizada com base em um valor de raio para a base e o fuste da sapata por meio da equivalência de perímetros, já era previsível uma diferença nos resultados.

Em contrapartida, a metodologia de Meyerhof e Adams considera a profundidade da fundação, para fins de cálculo, a partir da aresta inferior da sapata. Como esse método apresentou a maior capacidade de carga calculada em comparação com os demais (303 tf), é possível inferir que essa consideração contribuiu de maneira significativa para o resultado obtido.

Danziger (1983) destaca em seus estudos que se demonstrou uma tendência contrária à segurança nos resultados de capacidade de carga à tração obtidos pela metodologia de Meyerhof e Adams, quando comparados aos valores obtidos nos ensaios de tração para fundações em sapata. Ele também analisou os resultados considerando a profundidade da fundação a partir da aresta superior da sapata (como adotado em Balla e Grenoble). Embora essa abordagem tenha mostrado uma melhora nos resultados em relação aos anteriores, ainda se observa uma leve tendência contrária à segurança.

## 6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Diante dos estudos realizados neste trabalho, foi possível concluir que a escolha da metodologia de cálculo da capacidade de carga à tração é extremamente importante para se obter uma estimativa coerente e que atenda aos critérios de segurança e viabilidade econômica de fundações. Posta essa necessidade, identificou-se vários trabalhos e pesquisas direcionadas em verificar a confiabilidade de tais métodos por meio de ensaios de provas de carga.

Há diversas metodologias disponíveis na literatura para estimar a capacidade de carga à tração de fundações. Neste trabalho, os estudos foram direcionados para uma análise comparativa entre os resultados obtidos pelos seguintes métodos: Meyerhof e Adams, Grenoble, Tronco de Cone e Balla. Para utilização da formulação de cálculo da capacidade de carga, foi necessário definir os seguintes parâmetros geotécnicos do solo de referência: Peso específico, coesão e ângulo de atrito. Todos os parâmetros foram definidos conforme referências presentes na literatura.

Após estimativas, foi possível observar que as quatro metodologias estudadas apresentaram diferenças nos resultados de capacidade de carga à tração. Sendo que, o método de Meyerhof e Adams apresentou a maior capacidade de carga estimada, seguida dos métodos de Balla e Grenoble, cujos valores foram semelhantes, enquanto o método do tronco de cone apresentou a menor estimativa.

Notou-se que tais variações de resultados estão diretamente relacionadas com as respectivas premissas consideradas em cada metodologia. Por exemplo, o método do cone considera apenas as parcelas de peso (solo e fundação) como contribuintes na estimativa de capacidade de carga, enquanto as demais metodologias consideram também as tensões de cisalhamento mobilizadas ao longo da superfície de ruptura do solo. Além disso, o método de Balla foi desenvolvido para sapatas de bases circulares, que não é o caso deste trabalho, logo foi necessário fazer um ajuste para aplicação da formulação proposta.

É possível atribuir também a essas diferenças de resultados, o fato de que algumas metodologias são mais específicas, fazendo diferenciação na formulação baseadas no tipo de solo (Balla), na profundidade de assentamento e no tipo das fundações (Meyerhof e Adams). Observou-se que a metodologia de Grenoble é a mais completa dentre elas, abrangendo todas essas especificidades citadas, dividindo sua

formulação de acordo com os tipos de fundação, a categoria de solo e a correlação entre a profundidade  $D$  e a profundidade crítica  $D_c$ . Em contrapartida, o método do Tronco de Cone não faz distinções em suas premissas, sendo considerado como o mais generalista em comparação aos demais.

Diante disso, constatou-se que uma parte significativa dos estudos que realizaram uma análise comparativa entre as estimativas de capacidade de carga e os resultados de ensaios de tração, indicavam que o método de Grenoble apresentava os resultados mais coerentes e seguros. Em contraste, o método do Tronco de Cone mostrou resultados variáveis, que poderiam ser tanto a favor quanto contra a segurança, devido à sua alta sensibilidade às premissas adotadas para o valor do ângulo  $\alpha$ .

Para metodologia de Meyerhof e Adams foi identificado uma possível superestimação da capacidade de carga, visto suas considerações relativas à profundidade da fundação e conclusões apresentadas em algumas bibliografias. Por fim, a metodologia de Balla não apresentou resultados discrepantes quando comparado a Grenoble, mesmo que tenha sido realizada uma adaptação nas dimensões da fundação para aplicação da formulação proposta.

Dessa forma, é fundamental que esses estudos continuem sendo realizados de maneira a aprimorar o conhecimento sobre as metodologias de estimativa da capacidade de carga à tração. Isso irá contribuir diretamente para que as fundações atendam simultaneamente aos critérios de segurança estabelecidos e a otimização tanto no uso de materiais quanto no custo final.

## REFERÊNCIAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR-6122: Projeto e execução de estruturas de fundação**. Rio de Janeiro, 2022.

\_\_\_\_\_. **NBR-6484: Solo – Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de Ensaio**. Rio de Janeiro, 2020.

\_\_\_\_\_. **NBR-9603: Sondagem a trado – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2020.

BRASIL. Ministério do Trabalho e Emprego. **NR 18 – Condições e Meio Ambiente de Trabalho na Indústria da Construção**. Brasília: MTE, 2015.

ALONSO, U. R. **Exercícios de fundações**. 3ª edição ed. São Paulo: Blucher, 2019.

AZEVEDO, C. P. B. **Projeto de fundações de linhas de transmissão baseado em confiabilidade**. Tese de Doutorado — Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas Gerais, 2011.

BASTOS, P. S. **Estudo de sapatas de fundações. Estrutura de concreto III**. Bauru: Universidade Estadual Paulista, 2023.

CAMPELO, N. D. S. **Comportamento de Estacas Submetidas a Esforços Verticais de Tração, em Solo Colapsível**. Dissertação de Mestrado — São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, 1994.

DANZIGER, F. A. B. **Capacidade de carga de fundações submetidas a esforços verticais de tração**. Dissertação de Mestrado — Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1983.

DIAS, R. D. **Aplicação de Pedologia e Geotecnia no Projeto de Fundações de Linhas de Transmissão**. Tese de Doutorado—Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1987.

DÓRIA, L. E. S. **Projeto de estrutura de fundação em concreto do tipo radier**. Pós-Graduação em Engenharia Civil — Alagoas: Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Alagoas, 2007.

FILHO, J. A. P. **Estudo do comportamento à tração axial de diferentes tipos de estacas em solo de diabásio da região de Campinas/SP**. Tese de Doutorado — Campinas: Universidade Estadual de Campinas, 2008.

JOPPERT JR, I. **Fundações e contenções de edifícios: qualidade total na gestão do projeto e execução**. 1ª ed. São Paulo: PINI Ltda, 2007.

PIANCASTELLI, É. M. **Fundações em Estacas – Dimensionamento Geométrico e Estrutural**. Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas Gerais, 1988.

SANTOS, A. P. R. **Análise de Fundações Submetidas a Esforços de Arrancamento pelo Método dos Elementos Finitos**. Dissertação de Mestrado — Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1985.

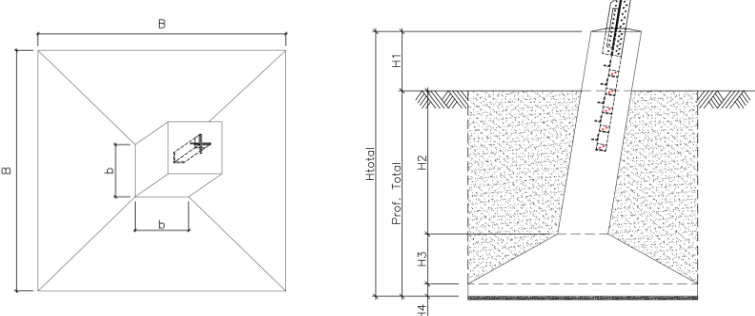
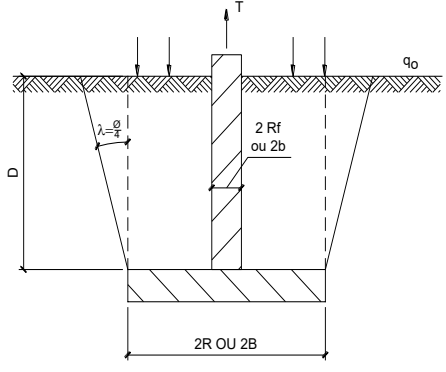
SCIPIÃO, C. C. **Análise da previsão da capacidade de carga à tração de estacas hélice contínua em solo granular e proposta de alternativa**. [s.l: s.n.].

SILVA, E. L. **Análise dos modelos estruturais para determinação dos esforços resistentes em sapatas isoladas**. Dissertação de Mestrado — São Carlos: Universidade de São Paulo, 1998.

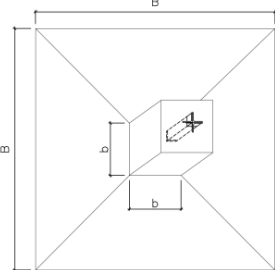
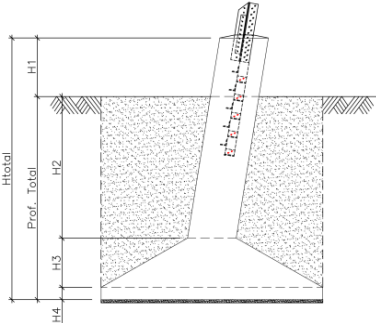
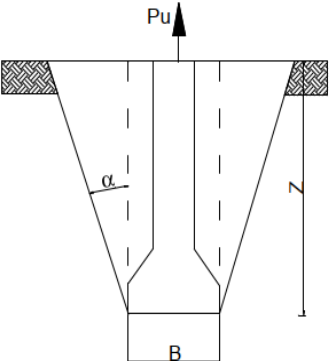
SILVEIRA, J. E. da S. **Curso de Estruturas de Fundação - 1ª parte**. Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas Gerais, 2003.

VELLOSO, D. de A.; LOPES, F. de R. **Fundações: Critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

## Anexo I – Planilha de cálculo - Verificação ao arrancamento da Fundação em Sapata conforme metodologia de Grenoble

Avaliação do Arrancamento					
Metodologia: <b>Grenoble</b>					
1- Dados Gerais					
Geometria Sapata					
B=	3,70 m				
b=	0,80 m				
H1=	0,50 m				
H2=	2,25 m				
H3=	0,85 m				
H4=	0,20 m				
Htotal=	3,80 m				
Prof. Total=	3,30 m				
					
Dados dos Materiais					
c =	0,30 kgf/cm <sup>2</sup>	γt =	1,90 tf/m <sup>3</sup>	γt =	0,0019 kgf/cm <sup>3</sup>
φ =	24 °	γ concreto =	2,50 tf/m <sup>3</sup>	γ concreto =	0,0025 kgf/cm <sup>3</sup>
Volumes e Pesos					
Vescavação =	45,18 m <sup>3</sup>	Pconcreto =	23,49 tf		
Vconcreto =	9,40 m <sup>3</sup>	Preaterro =	68,59 tf		
Vreaterro =	36,10 m <sup>3</sup>				
2- Cálculo da capacidade de carga					
Categoria 1: Solos fracos, argilosos, com elevado grau de saturação e ângulo de atrito interno φ < 15 graus.					
Categoria 2: Solos resistentes, arenosos (saturados ou não) e argilosos com baixo grau de saturação e φ > 15 graus.					
Categoria do solo =	2				
Profundidade D =	3,10 m				
Profundidade Crítica Dc =	7,25 m	$Dc = 5 * (\frac{B}{2} - \frac{b}{2})$			
Para:	D < Dc				
Pb=	1480 cm				
R=	236 cm	$R = Pb/2\pi$			
D/R=	1,32				
c=	0,30 kgf/cm <sup>2</sup>				
Mc=	0,82				
γ=	0,0019 kgf/cm <sup>3</sup>				
(Mφ + Mγ) =	0,22				
qo=	0				
Mq=	0,27				
P=	23492 kgf				
(Sb-Sf)Dγ=	68590 kgf				
Qrt=	264399 kgf				
$Q_{rt} = p_b D [(c M_c + \gamma D (M_\phi + M_\gamma) + q_o M_q] + P + (S_b - S_f) D \gamma$					
SOLOS RESISTENTES					
					
D < Dc					
D = Dc					

## Anexo II – Planilha de cálculo - Verificação ao arrancamento da Fundação em Sapata conforme metodologia do Tronco de Cone

Avaliação do Arrancamento			
<b>Metodologia: Tronco de Cone</b>			
<b>1- Dados Gerais</b>			
<b>Geometria Sapata</b>			
B=	3,70	m	
b=	0,80	m	
H1=	0,50	m	
H2=	2,25	m	
H3=	0,85	m	
H4=	0,20	m	
Htotal =	3,80	m	
Prof. Total =	3,30	m	
			
			
<b>Dados dos Materiais</b>			
$\gamma$ concreto =	2,50	tf/m <sup>3</sup>	$\gamma_t = 1,90$ tf/m <sup>3</sup>
$\phi =$	24	°	$\gamma_t = 0,0019$ kgf/cm <sup>3</sup>
			$\gamma$ concreto = 0,0025 kgf/cm <sup>3</sup>
<b>Volumes e Pesos</b>			
Vescavação =	45,18	m <sup>3</sup>	Pconcreto = 23,49 tf
Vconcreto =	9,40	m <sup>3</sup>	Preaterro = 68,59 tf
Vreaterro =	36,10	m <sup>3</sup>	
<b>2- Cálculo da capacidade de carga</b>			
Psc: Peso do Reaterro			
Pf: Peso do Concreto			
C2Z <sup>2</sup> +C3B <sup>3</sup> : Peso Tronco do Cone			
Pf =	23,49	tf	
Psc =	68,59	tf	
C2 =	4,92	$C_2 = (\pi/2) \cdot B \cdot \gamma \cdot tg \alpha$	
C3 =	0,39	$C_3 = (\pi/3) \cdot \gamma \cdot tg^2 \alpha$	
C2Z <sup>2</sup> +C3B <sup>3</sup> =	73,52	tf	
Pu =	165,60	tf	$P_u = P_f + P_{sc} + C_2 Z^2 + C_3 B^3$
			

## Anexo III – Planilha de cálculo - Verificação ao arrancamento da Fundação em Sapata conforme metodologia de Meyerhof e Adams

**Avaliação do Arrancamento**

**Metodologia:** Meyerhof e Adams

**1- Dados Gerais**

**Geometria Sapata**

B = 3,70 m  
 b = 0,80 m

H1 = 0,50 m  
 H2 = 2,25 m  
 H3 = 0,85 m  
 H4 = 0,20 m

Htotal = 3,80 m  
 Prof. Total = 3,30 m

**Dados dos Materiais**

c = 0,30 kgf/cm<sup>2</sup>      γt = 1,90 tf/m<sup>3</sup>      γt = 0,0019 kgf/cm<sup>3</sup>  
 φ = 24 °      γ concreto = 2,50 tf/m<sup>3</sup>      γ concreto = 0,0025 kgf/cm<sup>3</sup>

**Volumes e Pesos**

Vescavação = 45,18 m<sup>3</sup>  
 Vconcreto = 9,40 m<sup>3</sup>      Pconcreto = 23,49 tf  
 Vreaterro = 36,10 m<sup>3</sup>      Preaterro = 68,59 tf

**2- Cálculo da capacidade de carga**

c: Coesão  
 D: Profundidade  
 B: Largura  
 L: Comprimento  
 s: Fator de forma  
 Ku: Coeficiente de empuxo Passivo  
 w: Peso fundação + Peso reaterro

$$s = 1 + m D/B$$

D = 330,0 cm  
 B = 370,0 cm  
 L = 370,0 cm  
 W = 92082 kgf

s = 1,08

m = 0,09  
 Ku = 0,88

Qu = 303408 kgf

$$Qu = 2cD(B + L) + \gamma D^2(2sB + L - B)Kutg\phi + W$$

## Anexo IV – Planilha de cálculo - Verificação ao arrancamento da Fundação em Sapata conforme metodologia de Balla

Avaliação do Arrancamento					
<b>Metodologia: Balla</b>					
<b>1- Dados Gerais</b>					
<b>Geometria Sapata</b>					
B=	3,70 m				
b=	0,80 m				
H1=	0,50 m				
H2=	2,25 m				
H3=	0,85 m				
H4=	0,20 m				
Htotal =	3,80 m				
Prof. Total =	3,30 m				
<b>Dados dos Materiais</b>					
c =	0,30 kgf/cm <sup>2</sup>	$\gamma_t =$	1,90 tf/m <sup>3</sup>	$\gamma_t =$	0,0019 kgf/cm <sup>3</sup>
$\phi =$	24 °	$\gamma$ concreto =	2,50 tf/m <sup>3</sup>	$\gamma$ concreto =	0,0025 kgf/cm <sup>3</sup>
<b>Volumes e Pesos</b>					
Vescavação =	45,18 m <sup>3</sup>	Pconcreto =	23,49 tf		
Vconcreto =	9,40 m <sup>3</sup>	Pterreiro =	68,59 tf		
Vreterro =	36,10 m <sup>3</sup>				
<b>2- Cálculo da capacidade de carga</b>					
V :	Capacidade de carga	$\lambda$ :	Coefficiente padrão		
Tv :	Resistência ao cisalhamento	F1, F2, F3 :	Fatores que depende de $\phi$ e $\lambda$		
G1, G2 :	Parcelas de peso	C :	Coesão		
v :	Altura do rodapé da sapata	$\phi$ :	Ângulo de atrito		
m :	Altura da base da sapata	$\gamma$ :	Peso específico do solo		
R0 :	Raio equivalente do fuste da sapata	$\gamma_c$ :	Peso específico do concreto		
$\lambda =$	0,66	$\lambda =$	$\frac{D - v}{B}$	Perímetro =	14,80 m (base)
F1 =	1,41	R0 =	0,51 m	Perímetro =	3,20 m (fuste)
F2 =	4,06	R =	2,36 m		
F3 =	0,59	D - v =	3,10 m		
Tv =	150,45 tf				
$T_v = (D - v)^3 \gamma \left( \frac{c}{\gamma} \frac{1}{D - v} F_2 + F_3 \right)$					
G1 =	79,81 tf				
$G_1 = (D - v)^3 \gamma F_1$					
G2 =	41,88 tf				
$G_2 = R_0^2 \pi (D - v - m) (\gamma_c - \gamma) + \frac{1}{3} \pi m (R_0^2 + R_0 R + R^2) (\gamma_c - \gamma) + \pi R^2 v \gamma_c$					
V =	272,14 tf				
$V = T_v + G_1 + G_2$					