

UNIVERSIDADE DE SANTA CRUZ DO SUL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Bruno Rosa da Motta

**ESTACAS EMBUTIDAS EM ROCHA, ANÁLISE DE MÉTODOS DE
DIMENSIONAMENTO.**

Santa Cruz do Sul

2024

Bruno Rosa da Motta

**ESTACAS EMBUTIDAS EM ROCHA, ANÁLISE DE MÉTODOS DE
DIMENSIONAMENTO.**

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

Orientador: Prof. Dr. Christian Donin

Santa Cruz do Sul

2024

AGRADECIMENTOS

Agradeço, primeiramente a Deus, à minha mãe, Zilá, e ao meu pai, Pedro, pelo amor incondicional, pelos valores que me transmitiram e pelo apoio constante durante toda a minha jornada acadêmica. À minha irmã, Gislaine, pela cumplicidade e pelos incentivos constantes, que tantas vezes me fortaleceram. Também deixo meu agradecimento especial à minha afilhada, Maria Clara, que, mesmo sem compreender plenamente o que é um trabalho acadêmico, sempre me motivou com sua espontaneidade e carinho.

Aos professores que marcaram minha trajetória acadêmica, expresso minha mais profunda gratidão. Cada aula, conselho e ensinamento contribuíram significativamente para a formação do profissional que sou hoje.

Um agradecimento especial ao Doutor Christian Donin, que esteve presente em cada etapa deste trabalho, oferecendo não apenas ensinamentos acadêmicos, mas também uma valiosa orientação profissional. Sua dedicação e apoio foram essenciais para a concretização deste projeto

RESUMO

Este estudo apresenta uma análise do dimensionamento de estacas em terrenos rochosos, com foco nas limitações dos métodos usualmente empregados no Brasil para estruturas embutidas em rochas. Reconhecendo a necessidade de metodologias que considerem com maior precisão as especificidades dos materiais rochosos, foram aplicadas três abordagens: o método tradicional de Cabral e Antunes, o método de Cabral e Antunes adaptado pelo índice de Qualidade da Rocha (RQD - Rock Quality Designation), com base na metodologia de Peck et al., e o método de O'Neill e Reese, também adaptado com base na metodologia de Peck et al. Para aprimorar a precisão, o método de Cabral e Antunes foi ajustado para incluir o índice RQD, conforme a metodologia de Peck et al., permitindo a consideração da variação de resistência do maciço metro a metro. Essa abordagem proporciona uma análise mais detalhada da interação solo-rocha. Da mesma forma, o método de O'Neill e Reese foi adaptado utilizando o conceito de Peak et al., considerando a maior acessibilidade do ensaio de RQD em comparação com a caracterização completa da rocha. Os resultados indicaram que o método adaptado de O'Neill e Reese foi o que mais se aproximou dos ensaios realizados nas estacas. Por outro lado, o método adaptado de Cabral e Antunes apresentou resultados satisfatórios em um dos casos analisados, oferecendo precisão e segurança, mas, em outro caso, revelou limitações, sendo desfavorável em termos de segurança. A comparação entre os métodos evidencia que o uso de parâmetros de campo, como o RQD, proporciona maior precisão e segurança nas estimativas de resistência, configurando-se como uma alternativa mais confiável em relação ao método tradicional. Conclui-se que a integração de parâmetros geotécnicos específicos, como o RQD, nas metodologias de dimensionamento pode resultar em melhorias significativas em termos de segurança e economia para fundações em terrenos rochosos no Brasil. Essas adaptações metodológicas servem como base para o desenvolvimento de práticas mais avançadas na engenharia de fundações, contribuindo para a evolução e a eficiência dos projetos estruturais em condições geotécnicas desafiadoras.

Palavras-chave: estacas. dimensionamento. rocha.

ABSTRACT

This study presents an analysis of pile design in rocky terrains, focusing on the limitations of methods commonly used in Brazil for structures embedded in rock. Recognizing the need for methodologies that more accurately consider the specificities of rock materials, three approaches were applied: the traditional method of Cabral and Antunes, the method of Cabral and Antunes adapted by the Rock Quality Designation (RQD) index, based on the methodology of Peck et al., and the method of O'Neill and Reese, also adapted according to the methodology of Peck et al. To improve accuracy, the Cabral and Antunes method was adjusted to include the RQD index, in accordance with the Peck et al. methodology, allowing for the consideration of variation in the resistance of the rock mass meter by meter. This approach provides a more detailed analysis of the soil-rock interaction. Similarly, the O'Neill and Reese method was adapted using the concept of Peak et al., considering the greater accessibility of the RQD test compared to complete rock characterization. The results indicated that the adapted O'Neill and Reese method was the one that most closely matched the pile test results. On the other hand, the adapted Cabral and Antunes method provided satisfactory results in one of the cases analyzed, offering accuracy and safety, but in another case, it revealed limitations, being unfavorable in terms of safety. The comparison between the methods shows that the use of field parameters such as RQD provides greater accuracy and safety in resistance estimates, making it a more reliable alternative to the traditional method. It is concluded that integrating specific geotechnical parameters, such as RQD, into design methodologies can result in significant improvements in safety and cost-effectiveness for foundations in rocky terrains in Brazil. These methodological adaptations serve as the basis for the development of more advanced practices in foundation engineering, contributing to the evolution and efficiency of structural projects in challenging geotechnical conditions

Keywords: piles, design, rock.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 -Tensão admissível em rochas fraturadas	16
Figura 2 - Fator α para IGM's coesos	24
Figura 3 - Fator M em relação ao slump	25
Figura 4 - Interpolação para M (Caso 1)	36
Figura 5 - Interpolação para α (caso 1)	37
Figura 6 - Interpolação para M (caso 2)	42
Figura 7 - Interpolação para α (caso 2)	42
Figura 8 - Gráfico de resultados obtidos no caso 1	44
Figura 9 - Gráfico de resultados obtidos no caso 2	45

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Tipo de estaca e sua execução	10
Tabela 2 - Qualidade do maciço rochoso a partir do RQD	16
Tabela 3 - Valores de β_p	19
Tabela 4 - Valores de σ_r (MPa)	19
Tabela 5 - Valores de σ_{lr} (MPa)	20
Tabela 6 - Coeficiente K e razão de atrito α	21
Tabela 7 - Fatores de correção F1 e F2 atualizados por Cintra e Aoki (2010).	22
Tabela 8 - Coeficiente característico do solo C	23
Tabela 9 - Valores do fator α em função do tipo de estaca e do tipo de solo	23
Tabela 10 - Valores do fator β em função do tipo de estaca e do tipo de solo	23
Tabela 11 - Estimativa de E_m / E_i baseado no RQD	25
Tabela 12 - Valores de f_{aa} / f_a baseados em E_m/E_i	26
Tabela 13 - Descrição do tipo de rocha	27
Tabela 14 - Valores de s e m (adimensionais) com base na classificação das rochas	27
Tabela 15 - Estacas moldadas in loco e tubulões: parâmetros para dimensionamento	28
Tabela 16 - Cargas nominais usuais	29
Tabela 17 - Prova de carga da estaca 78 de Ayithi e Ryan	31
Tabela 18 - Dimensionamento de resistência de ponta	32
Tabela 19 - Dimensionamento da resistência lateral	33
Tabela 20 - Dimensionamento da resistência de ponta	34
Tabela 21 - Dimensionamento da resistência de ponta	36
Tabela 22 - Dimensionamento da resistência de fuste e de ponta	37
Tabela 23 - Prova de carga da estaca 79 de Ayithi e Ryan	38
Tabela 24 - Dimensionamento de resistência de ponta	39
Tabela 25 - Dimensionamento da resistência lateral	39
Tabela 26 - Dimensionamento da resistência de ponta	40
Tabela 27 - Dimensionamento da resistência lateral	40
Tabela 28 - Dimensionamento da resistência de ponta	41
Tabela 29 - Dimensionamento da resistência de fuste e de ponta	43

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	10
1.1 Área de Pesquisa	8
1.2 Objetivos	8
1.2.1 Objetivo Geral	8
1.2.3 Objetivos Específicos	8
1.2 Justificativa	8
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	9
2.1 Tipos de Estacas	9
2.1.1 Estacas Embutidas em Rocha	12
2.2 Parâmetros	13
2.2.1 Solo	13
2.2.1 Rocha	15
2.3 Métodos de cálculo geotécnicos	17
2.3.1 Método semiempírico Cabral-Antunes (2000)	17
2.3.2 Método semiempírico Aoki-Velloso (1975)	20
2.3.3 Método semiempírico Décourt e Quaresma (1982)	22
2.3.4 Método O' Neill e Reese (1999)	23
2.4 Dimensionamento Estrutural	27
2.5 Execução de Estacas	29
2 METODOLOGIA	30
3.1 Caso 1	31
3.1.1 Aplicação do método de Cabral Antunes (Caso 1)	32
3.1.2 Aplicação do método de Cabral e Antunes adaptado pelo método de Peck, et al. (Caso 1)	34
3.1.3 Aplicação do método de O' Neill e Reese (caso 1)	35
3.1 Caso 2	38
3.2.1 Aplicação do método de Cabral Antunes (Caso 2)	38
3.2.2 Aplicação do método de Cabral e Antunes adaptado pelo método de Peck, et al. (Caso 2)	40
3.2.3 Aplicação do método de O' Neill e Reese (caso 2)	41
4 ANÁLISE DOS RESULTADOS	43
4.1 Análise dos Resultados Caso 1	44
4.2 Análise dos Resultados Caso 2	45
5 CONCLUSÃO	47

5 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	48
--	-----------

1 INTRODUÇÃO

Durante a elaboração de um projeto, diversos entraves podem surgir na sua realização, e um dos principais desafios é a necessidade de implantação de fundações sobre rocha. As fundações podem ser classificadas principalmente em superficiais e profundas. Dentro do escopo de desenvolvimento de fundações profundas, surgem as estacas que, segundo Alonso (2019), são elementos esbeltos capazes de transmitir as tensões para a ponta, ao longo do seu comprimento, ou por uma combinação desses dois fatores.

Ao dimensionar estacas embutidas em rocha, segundo Gomes (2019), frequentemente há incertezas devido à alta variabilidade do terreno, e muitas vezes o dimensionamento desses elementos estruturais é realizado com base na experiência do projetista. Gomes (2019) destaca que a variabilidade da rocha e o impacto que o processo de perfuração pode causar, como fissuras e desprendimento de material, são de suma importância, podendo haver uma redução na capacidade de suporte das cargas.

No Brasil, não existem normas específicas para o dimensionamento de estacas embutidas em rocha de forma exclusiva, o que torna imperativa a necessidade de uma análise apropriada para desenvolver a melhor solução de suporte, que também seja financeiramente viável. Portanto, levando em conta a necessidade de um dimensionamento adequado, o presente trabalho busca executar uma análise dos métodos disponíveis e mais utilizados, a fim de interpretar os dados com base nos métodos apresentados no levantamento bibliográfico e compará-los com método menos usuais, além de propor adaptações a métodos já consagrados. Com ambos os resultados, será possível realizar o dimensionamento estrutural dos elementos de fundação profunda de forma mais precisa e confiável.

1.1 Área de Pesquisa

Análise estrutural e geotécnica de estacas do tipo embutida em rocha.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo Geral

O objetivo do presente trabalho é comparar os métodos de cálculos tradicionais com a abordagem de cálculo não usuais e propor adaptações de métodos a fim de dimensionar as cargas das estacas embutidas em rocha.

1.2.3 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos do presente trabalho são os seguintes:

- Identificar os métodos tradicionais utilizados para cálculo de fundações embutidas em rocha;
- Realizar comparativos entre os métodos tradicionais a fim de apontar quais são mais conservadores e os mais arrojados;
- Propor adaptações a modelos de cálculos a fim de deixá-los mais precisos e condizentes com ensaios em campo.

1.2 Justificativa

O aprimoramento das técnicas de cálculo para estruturas de grande porte enfrenta desafios, especialmente na implantação de estacas com alta capacidade de suporte em terrenos anteriormente sem construções e que exigem fundações profundas. A crescente demanda por projetos que ofereçam maior segurança e

eficiência justifica a necessidade de comparar diferentes métodos de cálculo a fim de alcançar um custo-benefício durante o dimensionamento.

Aliado a essa comparação de métodos mais eficientes, surge a necessidade de introduzir adaptações aos métodos tradicionais, com o objetivo de desenvolver um referencial mais preciso dos cálculos e possibilitar uma análise detalhada dos resultados obtidos. A integração destes métodos permite uma análise mais detalhadas das interações entre as estacas e o solo, proporcionando uma compreensão mais aprofundada das tensões e resistências envolvidas.

Essa abordagem não apenas melhora a precisão dos cálculos, mas também facilita a otimização dos projetos de fundação, garantindo maior segurança e eficiência nas construções de grande porte.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Tipos de Estacas

Fundações em estacas desempenham um papel fundamental na construção civil. Suas funcionalidades se dão a partir do momento em que se tornam soluções mais viáveis geotécnicamente e estruturalmente, a fim de suprir as cargas solicitantes dos empreendimentos. Segundo Campos (2015), os elementos de fundações considerados estacas são aqueles que possuem esbeltez em relação aos outros tipos de fundações rasas. Além disso, também transmite a carga para o solo através da resistência na extremidade inferior (Resistência de Ponta) ou/e dissipa a carga através do atrito lateral (Resistência de Fuste).

Os autores Velloso e Lopes (2011) trazem a classificação dos tipos de estacas quanto ao tipo de execução, sendo esses: De deslocamento, onde há uma pressão horizontal no solo que está sendo embutida à estaca forçando as paredes; de substituição, onde o solo é retirado do espaço e após e introduzido o elemento estrutural, causando um alívio das tensões horizontais; Sem deslocamento, se caracteriza como o meio termos das duas categorias anteriores, seu principal critério de caracterização se dá quando praticamente não há remoção do solo ou as perturbações e alívios de tensões horizontais são compensados até o final do processo de construção da solução.

Tabela 1- Tipo de Estaca e sua execução

Tipo de execução	Estacas
De Deslocamento	Madeira; Pré-moldadas em Concreto; tubos de aço de ponta fechada; tipo Franki; microestacas injetadas; perfis de aço; tubo de aço de ponta aberta, desde que não haja embuchamento na cravação).
Sem deslocamento	Escavação com revestimento metálico perdido que avança à frente da escavação; estaca Raiz.
De substituição	Estacas sem revestimento ou com uso de lama; Estaca tipo Strauss; estaca hélice contínua em geral.

Fonte: Velloso e Lopes (2011), adaptada pelo autor

As execuções das estacas também definem seu comportamento no solo, as execuções podem ser de estacas encravadas e estacas escavadas. As estacas encravadas no solo têm sua execução normalmente com elementos a percussão que fazem a inserção do material diretamente no solo através cravamento. No caso das estacas que são encravadas há uma redução dos índices de vazios e um aumento da poropressão, porém essa poropressão se dissipa gradativamente com velocidades do solo em questão, por exemplo em solos mais argilosos essa dissipação tem o tempo maior do que em solos arenosos. Em solos argilosos saturados, no próprio momento da sua execução há um deslocamento imediato do volume do material inserido. (VELLOSO E LOPES ,2011)

As estacas com execução a partir de escavações tem seu princípio básico em aliviar as tensões do solo com escavação e após isso inserir sistema de fundação. No momento da perfuração a descompressão ocorre de forma crescente, assim quanto mais tempo se passar do momento da perfuração até o momento da inserção do elemento estrutural maior alívio da tensão ocorrerá. (VELLOSO E LOPES, 2011)

Há uma variabilidade de sistemas de estacas se dá, também, dos materiais que elas se estruturam. Segundo Velloso e Lopes (2011) estacas compostas de madeira são um sistema pouco usado no Brasil, em sua maioria são utilizadas em estruturas provisória, em caso de uma estrutura permanente deve haver um tratamento na madeira previamente. As estacas em madeira têm sua vida útil

ilimitada se inserida abaixo no nível de água, onde não variação do lençol freático. A execução da estrutura ocorre por elemento de percussão, sendo necessário ter um amortecedor na ponta onde é aplicado a tenção a fim de não romper a estaca.

Estacas metálicas podem ser executadas com perfis laminados de aço que eram utilizados em ferrovias normalmente são utilizados ASTM A36 e A572. Seu principal benefício é a facilidade no transporte, pouca dificuldade na execução de seu cravamento e tem fácil ajuste, entretanto é importante se atentar ao tipo do aço, esse deve aceitar emendas, para a execução maiores que o perfil. (VELLOSO E LOPES, 2011). A ABNT 6122:2022 de 2022, dispensa a necessidade de tratamento superficial, independente no nível freático, nas estacas metálicas, entretanto é necessário desconto de áreas de aço que serão de sacrifício para corrosão.

Estacas pré-moldadas de concreto trazida na norma ABNT 6122:2022 tem sua execução a partir da inserção de seguimentos no solo, para isso pode ser utilizado um martelo de gravidade entre outros tipos de equipamento de cravação. Velloso e Lopes (2011) recomendam uma altura de queda do martelo não maior que 1 metro, desta forma, há uma diminuição de esmagamento nas ponta das estacas. Para a inserção em solos mais resistentes pode-se utilizar martelos mais pesados, como de 40kN, sempre mantendo a distância de um metro. A junção de dois seguimentos da estaca pode ser feita de duas formas emendas com luvas metálicas com justaposição, neste caso à estaca já é preparada para receber esse elemento, ele é colocado sobre a estaca já inserida no solo, sendo a próxima estaca encaixada sobre a luva que restou acima, esse tipo de opção é ideal para um sistema de cargas puramente de compressão. Para estacas que além dos esforços de compressão também tem esforços de flexão e ou tração a melhor opção é de luva metálica soldada, neste caso a própria estaca já é produzida com a luva metálica, no momento do cravamento, quando é necessário a junção, o topo da estaca inferior e a base da estaca subsequente são soldadas em todo perímetro das luvas metálicas (CAMPOS, 2015).

A Estaca tipo Franki, tem seu conceito em criar um bulbo de tensão, comprimindo o solo, executada através de elemento de percussão (pilão). Seu funcionamento ocorre com a colocação de brita no solo, imediatamente por cima, é adicionado tubo de aço oco que gera um encamisamento, dentro do tubo é colocado o martelo de percussão que compacta a parte inferior do solo. O solo na parte

inferior com a ação do equipamento que está sofrendo os impactos cede o que desloca o tubo de aço para baixo. A bucha na parte inferior cria uma barreira estanque que permite que o tubo possa passar por áreas onde há presença de água. Após atingir a cota estimada em projeto o tubo é retraído e é realizados mais golpes a fim de dispersar a bucha na base. Para finalizar, o sistema que irá ocupar o espaço até então aberto é realizado despejo de concreto, com ou sem armadura, enquanto o tubo de aço é retirado, o concreto é inserido e apilado, gerando tensões no concreto sobre o solo, também há possibilidade de colocação de elementos pré-moldados para suportar os esforços solicitantes. (VELLOSO E LOPES, 2011)

Microestacas injetadas são realizadas a partir da perfuração com lama bentonítica podendo ser utilizado tubo de revestimento em casos de argilas moles ou areias fofas. Após a escavação é inserido a armadura que pode ser composto de vergalhões em forma de gaiola ou por tubos de aço, no caso da gaiola é necessário adição de um tubo de aço, esse deve conter manchetes que são válvulas expansíveis de borracha. A injeção de nata de concreto acontece primeiramente no espaço entre o tubo e furo, evitando vazamento de concreto na próxima etapa. Depois da cura do concreto inserido na etapa anterior, pode ser colocado o concreto sobre pressão no tubo expandindo-se e rompendo as válvulas de borracha. (VELLOSO E LOPES, 2011)

Estaca tipo Strauss tem o solo removido com piteira, o tipo de perfuração coleta o solo e ao mesmo tempo faz a descida de uma camisa metálica para fazer o controle de solo que entra na perfuração. Após se atingir a cota de projeto é realizado a colocação de uma camada de areia e brita que são compactadas com um pilão. A partir da base pronta é inserido concreto com baixo Slump, esse, é compactado após a remoção da camisa de um trecho do furo. (VELLOSO E LOPES, 2011)

2.1.1 Estacas Embutidas em Rocha

As estacas embutidas em rochas, também conhecidas como estacas raiz, foram desenvolvidas pelo engenheiro Fernando Lizzi na década de 1950. Esse método levou muitos anos para se firmar como uma solução distinta e se diferenciar

das estacas injetadas, visto que inicialmente eram conhecidas como estacas injetadas de pequeno diâmetro. Com a popularização e o crescente uso deste sistema, surgiu a necessidade de aumentar o diâmetro da seção, aprimorando sua aplicação em projetos de fundações profundas. (AMANN E MASSAD, 2000).

Segundo Venancio (2011), à estaca raiz se sobressai sobre as demais devido a algumas características exclusivas deste método, sendo elas: recalques reduzidos devido à ancoragem em solos rochosos, à estaca possibilita uma grande redução nos recalques e principalmente nos recalques diferenciais; são resistentes a cargas de tração, ideal para estruturas que apresentam momentos de deformações altos, como torres de transmissão; redução das vibrações ao redor da execução; facilidade de acesso, pois o equipamento total para a execução da estaca embutida em rocha pode chegar a 2 metros de altura, o que viabiliza obras em locais restritos.

2.2 Parâmetros

2.2.1 Solo

Para a escolha do tipo de fundação ideal de determinada obra é necessário analisar os parâmetros impostos pelo terreno assim como o da construção a ser realizada. Desta forma os métodos de investigação geotécnicas se fazem necessários a fim de evidenciar os parâmetros para cálculos de dimensionamento. Segundo Schnaid (2012) o Standard Penetration Test (SPT) é um dos ensaios mais popular no mundo, para aferição de densidade do solo e consistência de solos coesivos. Devido as características do ensaio ele não é adequado para rochas ou solos mais duros. A NBR 6484:2020 traz os métodos de execução do ensaio, assim como também os tipos de informação de saída a partir da coleta de dados em campo.

O ensaio segundo a NBR 6484:2020 segue os seguintes passos. Inicialmente é realizado a remoção do primeiro um metro de solo, esse pode ser analisado a proporção de material orgânico que ele contém. Após a remoção do primeiro material orgânico é possível fazer a remoção de 55 cm com trado manual, com isso coloca-se a haste no orifício e então um martelo podendo ser vasado ou não, de

massa de 65 kg é largado a inércia em uma altura de 75 cm, em seguida é contado quantas vezes é necessário realizar essa cravação até atingir 15 cm, repetindo três vezes nos últimos 45 cm do metro a ser estudados, os primeiros 15 cm são desconsiderados e se prossegue com a média dos últimos 30 cm, o número encontrado é levado para fórmulas específicas para ser tratado. Em casos em que as medidas de 15 em 15 cm não forem respeitadas, deve-se anotar os valores que foram conferidos em campo.

Os critérios para término do ensaio SPT, trazido pela norma NBR 6484:2020 são, a necessidade do projeto a ser executado, caso não tenha esse parâmetro adota-se os seguintes critérios: Profundidades até 10 metros resultados consecutivos ou superior a 25 golpes; profundidades de 8 metros com resultados consecutivos ou superior a 30 golpes; profundidade de 6 metros com resultados consecutivos ou superior a 35 golpes.

Com o fim da execução do ensaio SPT, obtém-se o valor do N_{spt} . Esse valor pode variar conforme o tipo de solo e suas considerações. Mesmo que seja feito nos últimos 30 cm da seção em questão, ele é considerado para toda a seção de 1 metro. Também durante o processo de execução ocorre uma remoção de amostra do solo a fim de realizar análises do solo que está sendo ensaiado.

Além do ensaio SPT também existe outros ensaios que servem para a determinação de fatores específicos que poderão ser adotados para realização de cálculos geotécnicos no dimensionamento de estacas. Segundo Cintra, et al. (2013) o método de ensaio Cone Penetration Test (CPT), se difere do método SPT, ao passo que não faz coleta de amostra, entretanto seus parâmetros são mapeados através do seu sistema de coleta de dados. O funcionamento do ensaio ocorre com a penetração de um cone padrão de 10cm^2 , com seu vértice de 60° , ele é inserido no solo de forma constante com uma velocidade de 2cm/s . Com a penetração do cone, o próprio sistema eletrônico analisa a resistência de ponta e a resistência lateral, a resistência de ponta (F_1) é dividida pela área do cone, o quociente é chamado de Q_c , na lateral a força que o solo aplica sobre a luva lateral (F_2), esse é subtraído do F_1 e dividido pela área lateral da luva resultando em um quociente que é chamado de F_s . Ambos os fatores, Q_c e F_s são utilizados em métodos de cálculo de estaca, entretanto, pode ser utilizado equação de correlação para empregar os ensaios SPT que são mais viáveis economicamente.

2.2.1 Rocha

As rochas no ambiente da construção civil podem se tornar um empecilho durante a construção das fundações, no Brasil não há um método de análise de qualidade de rocha normatizado, entretanto há métodos desenvolvidos internacionalmente a fim de aferir a qualidade da rocha.

O conceito de qualificação de rochas conhecidos também como Rock Quality Designation (RQD) , foi desenvolvido, segundo Redondo (2003), originalmente por Deere et al. e buscava informações de condições de rochas de tuneis, contudo hoje também é utilizado para as classificações de rochas em geral.

O ensaio para caracterização do RQD ocorre através de sondas tubulares, chamadas Barrilete, esse tem sua extremidade uma ferramenta de corte, com tungstênio ou diamante. Com a sondagem rotativa é feito o corte na rocha onde ela ficará dentro do amostrador com os detritos. Para a determinação do RQD, as sondagens devem ocorrer com barriletes duplos e com diâmetro mínimo de 75,3mm. (VELLOSO E LOPES, 2011)

Para realização da aferição do RQD é necessário avaliar a porcentagem de recuperação de testemunhos com comprimentos superiores a 10 cm, a seguir é apresentada a equação necessária a fim de apontar a qualidade da rocha. (MESQUITA 2008 apud DERRE et al. 1969)

$$RQD = [(\sum C_{10})/C] \cdot 100 \quad (1)$$

Sendo:

C_{10} = Testemunhos com comprimento maiores ou iguais a 10 cm

C = Comprimento total da manobra (cm)

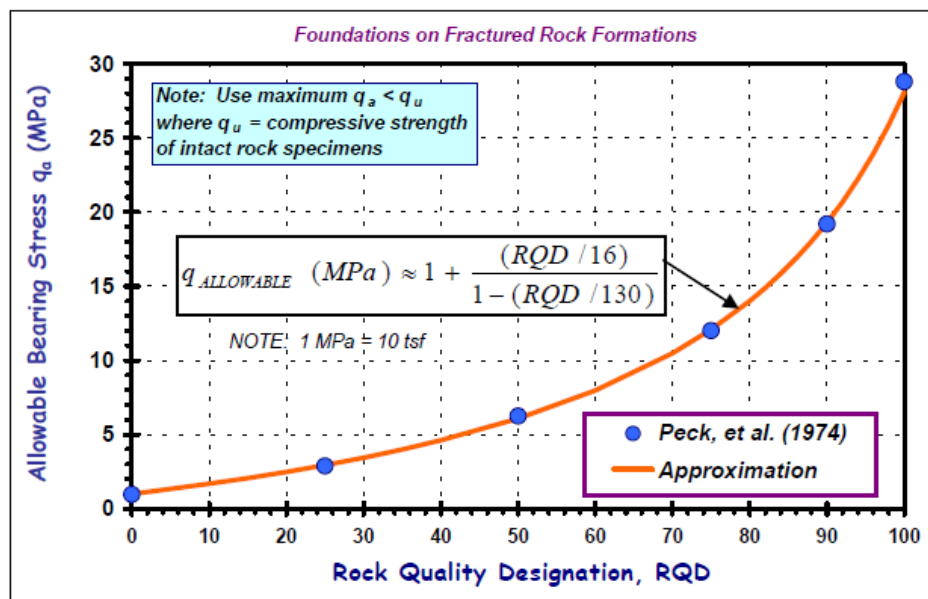
Com o resultado encontrado pode-se comparar os valores encontrados com os valores tabelados por Deere *et al.*(1969). Desta forma é possível ter uma avaliação da qualidade da rocha perante as sondagens.

Tabela 2 - Qualidade do maciço rochoso a partir do RQD

Qualidade da Rocha	RQD (%)
Muito Ruim	<25
Ruim	25-50
Regular	50-75
Bom	75-90
Excelente	90-100

Fonte: Deere et al. 1969, adaptada pelo autor

O ensaio RQD de forma simples, aponta resultados mensuráveis, desta forma é possível dimensionar tendo em vista a qualidade da rocha. Em consoante a este método surgiu a possibilidade de vinculação da tensão admissível da rocha em relação aos RQD's obtidos, os autores Huang e Poullain (2020), propuseram essa correlação.

Figura 1 -Tensão admissível em rochas fraturadas

Fonte: Peck, et al. (1974) e atualizado por Huang e Poullain (2020)

Na Figura 1, é possível notar a relação: quanto maior o RQD, maior a tensão admissível da rocha. Assim, utilizando-se da equação disponibilizada na figura, desenvolvida por Huang e Poullain (2020), é possível obter dados para aplicar os métodos de dimensionamento geotécnico, como os de Cabral e Antunes de forma mais técnica e sem a necessidade de uma avaliação empírica. O dimensionamento da resistência à compressão simples também pode ser estimado pela equação 2, o que torna a análise do gráfico apresentado mais automatizável e eficiente para o dimensionamento de grandes estruturas que demandam maiores profundidades.

$$Q_u = 1 + \frac{(RQD/16)}{1-(RQD/130)} \quad (2)$$

2.3 Métodos de cálculo geotécnicos

A estruturação de cálculos geotécnicos de dimensionamento pode ocorrer através de modelos de cálculos teóricos, entretanto nem sempre, são precisos. Desta forma surge os modelos de cálculos semiempírico que se propõem em ensaiar casos, observar seus resultados e propor correções aos métodos teóricos com que se encontra na prática. (CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.,2014).

Os métodos que esse trabalho se propõe a estudar, serão os métodos de dimensionamento de estacas através de Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978) na interface estaca solo e Cabral e Antunes (2000) e O' Neill e Reese na interface rocha e solo.

2.3.1 Método semiempírico Cabral-Antunes (2000)

O Método Cabral-Antunes de dimensionamento de estacas embutidas em rocha, surge a partir da necessidade de realizações de fundações em rocha e a facilidade em encontrar equipamentos que possam realizar esse tipo de perfuração, no artigo divulgado no IV Seminário de Engenharia de Fundações Especiais no ano de 2000, Cabral e Antunes trazem uma sugestão para a determinação da capacidade de carga de estacas escavadas embutidas em rocha.

$$Q_r = \sigma_p \cdot A_p + \sigma_l \cdot U \quad (3)$$

Onde:

Q_r = Carga de Ruptura;

σ_p = Resistência de Ponta Unitária;

A_p = Área de ponta da estaca;

σ_l = Resistência devido ao atrito lateral;

U= Perímetro embutido em Rocha.

Cabral e Antunes (2000), propõem em seu método a desconsideração do atrito lateral do solo sobre rocha, entretanto em casos em que δ_0 (equação 4) e o solo tiver resistência, termo trazido pelos autores como razoável, poderá ser considerado o atrito lateral do solo, entretanto esse fator tem que apresentar uma minoração com o coeficiente 3 para o fator de segurança global

$$\delta_0 = 2\text{mm} + 2\%D \quad (4)$$

onde:

D = diâmetro da estaca em mm

Dentro do desenvolvimento de sondagens Cabral e Antunes (2000), propõem sondagens no mínimo 2 vezes o diâmetro a mais do que a estimativa da profundidade da estaca.

2.3.1.1 Resistência de ponta através do método Cabral-Antunes

O cálculo de resistência de ponta desenvolvido pelos autores Cabral e Antunes se inicia com o dimensionamento da tensão de ponta última teórica, através da seguinte equação:

$$\sigma_{prh} = \beta_{p0} \cdot \sigma_r \quad (5)$$

Onde:

σ_{prh} = Tensão de Ruptura da ponta da estaca, sendo considerado o maciço rochoso homogêneo

β_{p0} = Fator adimensional de correlação, variando de 4,00 a 11,00 para se tornar a favor da segurança os autores recomendam utilizar o valor mínimo.

σ_r = Tensão de compressão simples da rocha

A Equação 5 é proposta para dimensionar estruturas em solos rochosos homogêneos; no entanto, Cabral e Antunes alertam para a possível presença de fissuras na rocha que servirá de suporte para a fundação. Considerando esse aspecto, é introduzida a Equação 6, que leva em conta o grau de alteração do maciço rochoso. De acordo com Cabral e Antunes (2000), esses valores devem ser

aplicados no dimensionamento das estacas, permitindo um cálculo mais preciso e seguro ao considerar as variações nas condições estruturais da rocha.

$$\sigma_{pr} = \beta_p \cdot \sigma_r \quad (6)$$

Tabela 3 - Valores de β_p

Tipo de Rocha	Variação	Média
Muito alterada	0,07 a 0,13	0,10
Alterada	0,24 a 0,36	0,30
Pouco alterada a sã	0,48 a 0,60	0,54

Fonte: Antunes e Cabral (2000), adaptada pelo autor

As proposições desenvolvidas por Antunes e Cabral também levam em conta o tipo de formação geológica das rochas que receberão as cargas das fundações. Os autores dividem as rochas em três tipos diferentes: Tipo 1, que compreende rochas ígneas e metamórficas, como basalto, gnaisses e granitos; Tipo 2, que inclui rochas metamórficas foliadas, como ardósias e xistos; e, por fim, o Tipo 3, que abrange rochas sedimentares bem cimentadas, como arenitos, calcários e siltitos. Através destes dados é possível realizar uma correlação para encontrar os coeficientes e aplica-los nas equações de dimensionamento. Na tabela 4 é possível correlacionar os tipos de rochas com a resistência a compressão para identificar as tensões de ruptura na ponta da estaca, esses valores apresentados devem ser sempre comparados com 0,40 F_{ck} da argamassa ou 8 MPa, esses sendo os limites. (ANTUNES E CABRAL, 2000)

Tabela 4 - Valores de σ_r (MPa)

Tipo de Rocha	σ_r (MPa)
Tipo 1	70 a 250
Tipo 2	40 a 90
Tipo 3	30 a 80

Fonte: Antunes e Cabral (2000), adaptada pelo autor

2.3.1.2 Resistência de fuste através do método Cabral-Antunes

A resistência lateral de uma estaca embutida em rocha assume um papel importante na resistência total. O principal método de suporte é o atrito lateral, gerado entre a estaca e a rocha em questão. Cabral e Antunes (2000) correlacionam os atritos laterais gerados com a resistência de ponta, variando entre 2,5% e 3,5%. Na tabela 5, é possível observar essas resistências.

Assim como o cálculo da resistência de ponta, a resistência à tensão no fuste também possui delimitadores de resistência máxima, que está diretamente vinculado à argamassa utilizada, desta forma a resistência lateral deve ser menor que o F_{ck} dividido por 15 ou 1,33 MPa.

Tabela 5 - Valores de σ_{lr} (MPa)

Tipo de Rocha	Muito alterada	Alterada	Pouco alterada a sã
Tipo 1	0,20 a 0,85	0,50 a 2,50	0,85 a 4,40
Tipo 2	0,10 a 0,30	0,30 a 0,95	0,50 a 1,55
Tipo 3	0,08 a 0,25	0,20 a 0,85	0,35 a 1,40

Fonte: Antunes e Cabral (2000), adaptada pelo autor.

2.3.2 Método semiempírico Aoki-Velloso (1975)

O método semiempírico Aoki-Velloso, comumente é empregado em projetos de fundações sobre solo, entretanto seu conceito base pode ser utilizado para dimensionamento de estacas embutidas em rocha. Segundo Cintra e Aoki (2010) o método de dimensionamento de Aoki-Velloso funciona a partir da somatória da resistência de ponta (R_p), juntamente com a resistência lateral (fuste) (R_L), sendo obtidos através das seguintes equações para sua definição:

$$R_L = U \Sigma(r_L \cdot \Delta_L) \quad (7)$$

e

$$R_p = r_p \cdot A_p \quad (8)$$

Sendo:

U= Perímetro da cessação lateral de fuste

Δ_L = Trecho onde o r_L

A_p = Área de ponta da estaca

A partir das equações 7 e 8, como dados de entradas é necessário equacionar as incógnitas r_p e r_L . Para realização do cálculo destas duas incógnitas é necessário identificar os valores tabelados disponibilizados pelos autores Aoki e Velloso, contudo segundo Cintra e Aoki (2010) o método inicial foi desenvolvido para ser utilizado com os dados coletados através do ensaio CPT, entretanto, como no

Brasil o ensaio mais acessível é o SPT, há propostas de substituição de alguns parâmetros. Os dados de entradas das equações a seguir são valores da resistência de ponta do cone (q_c) e do atrito lateral unitário na luva (f_s), sendo ambos conhecidos através do ensaio CPT, no modelo propostos são trazidas as seguintes equações:

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \quad (9)$$

$$r_L = \frac{f_s}{F_2} \quad (10)$$

Em casos em que só se tem o N_{SPT} os autores Aoki e Velloso propõem uma correção nos valores de q_c e f_s , adicionando as fatores k , que são obtidos através do tipo de solo, α sendo a razão de atrito do solo em questão. Além destes dois fatores também é necessário o N_p , sendo esse o índice de resistência na ponta, sobre a camada onde a estaca ficará acomodada e o N_L , sendo a média dos valores do N_{SPT} no comprimento Δ_L . A partir destes parâmetros se obtém a seguintes equações para definição r_p e r_L :

$$r_p = \frac{k.N_p}{F_1} \quad (11)$$

$$r_L = \frac{\alpha.K.N_L}{F_2} \quad (12)$$

Tabela 6 - Coeficiente K e razão de atrito α

Solo	K(MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia Siltosa	0,80	2,0
Areia Siltoargilosa	0,70	2,4
Areia Argilosa	0,60	3,0
Areia Argilosiltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte Arenoso	0,55	2,2
Silte Arenoargiloso	0,45	2,8
Silte Argiloso	0,23	3,4
Silte Argiloarenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila Arenosa	0,35	2,4
Argila Arenossiltosa	0,30	2,8
Argila Siltosa	0,22	4,0
Argila Siltoarenosa	0,33	3,0

Fonte: Aoki e Velloso (1975), adaptada pelo autor.

Os valores F_1 e F_2 , podem ser utilizados através da Tabela 7, onde correlaciona-se o tipo da estaca utilizado com os fatores, essa tabela foi sendo atualizada ao longo do tempo, desta forma, a versão mais recente é proposta por

Cintra e Aoki (2010), com essa atualização é aberta a possibilidade de utilização da metodologia semiempírica de Aoki-Velloso para dimensionar estacas embutidas em rocha.

Tabela 7 - Fatores de correção F1 e F2 atualizados por Cintra e Aoki (2010).

Tipo de estaca	F ₁	F ₂
Franki	2,50	2.F ₁
Metálica	1,75	2.F ₁
Pré-moldada	1-D/0,80	2.F ₁
Escavada	3,00	2.F ₁
Raiz, Hélice Contínua e Ômega	2,00	2.F ₁

Fonte: Aoki e Velloso (1975) e atualizado por Cintra e Aoki (2010), adaptada pelo autor.

2.3.3 Método semiempírico Décourt e Quaresma (1982)

O método de dimensionamento de fundações profundas desenvolvido por Décourt e Quaresma foi desenvolvido no ano de 1978, baseando-se nos ensaios de SPT para determinar a capacidade fundações baseadas em estacas. No ano de 1982 o método sofreu alterações no cálculo de resistência de ponta. Também após a criação do método houve a inclusão de dois coeficientes o α na resistência de ponta e o β para a resistência de fuste no ano de 1996 (VELLOSO E LOPES, 2011)

Após a equação sofrer adaptações sua estrutura ficou da seguinte forma:

$$R = \alpha \cdot C \cdot N_p \cdot A_p + \beta \cdot 10 \cdot \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \cdot U \cdot L \quad (13)$$

Onde:

N_p = A média do valor de SPT obtido onde se localizar a ponta da estaca, o imediatamente anterior e imediatamente posterior;

N_L = A média dos valores de SPT ao longo do fuste¹;

C = Valores obtidos através do tipo de solo;

A_p = Área de ponta;

α = Relação entre tipo de estaca e tipo de solo, para a ponta;

β = Relação entre o tipo da estaca e o tipo do solo, para o fuste;

¹ Quando valores de SPT menores que 3 deve-se utilizar 3 assim como também em valores de SPT maiores que 50 deve-se utilizar 50.

U= circunferência da estaca;

L= Comprimento da estaca.

Tabela 8 - Coeficiente característico do solo C

Tipo de solo	C (kPa)
Argilas	120
Siltos argilosos (Alteração de Rocha)	200
Siltos Arenosos (Alteração de Rocha)	250
Areias	400

Fonte: Décourt e Quaresma (1978), adaptada pelo autor.

Tabela 9 - Valores do fator α em função do tipo de estaca e do tipo de solo

Solo	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetada sob altas Pressões
Areia	0,85	0,85	0,3 ²	0,85 ²	1,0 ²
Solos Intermediários	0,6	0,6	0,3 ²	0,6 ²	1,0 ²
Areias	0,5	0,5	0,3 ²	0,5 ²	1,0 ²

Fonte: Décourt (1996), adaptada pelo autor.

Tabela 10 - Valores do fator β em função do tipo de estaca e do tipo de solo

Solo	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetada sob altas Pressões
Areia	0,80 ²	0,90 ²	1,00 ²	1,50 ²	3,00 ²
Solos Intermediários	0,65 ²	0,75 ²	1,00 ²	1,5 ²	3,00 ²
Areias	0,50 ²	0,60 ²	1,00 ²	1,50 ²	3,00 ²

Fonte: Décourt (1996), adaptada pelo autor.

2.3.4 Método O' Neill e Reese (1999)

O método de dimensionamento desenvolvido por O'Neill e Reese (1999) considera dois aspectos principais: a resistência de fuste (lateral) e a resistência de base. Esses parâmetros são essenciais para avaliar a interação solo-estaca e garantir o dimensionamento correto do elemento estrutural. O método também leva em consideração a semelhança entre rochas maciças e materiais intermediários coesivos, classificados como rochas muito macias. Essa abordagem permite adaptar o dimensionamento para diferentes tipos de maciços rochosos, incluindo rochas de menor resistência. (MURTHY, 2007)

² Valores apenas orientativos diante do número reduzido de ensaios.

2.3.4.1 Resistência de fuste através do método O'Neill e Reese.

Segundo Murhy (2007), com base no método O'Neill e Reese, o dimensionamento da resistência lateral se dá através da seguinte equação:

$$f_a = \alpha \cdot q_u \quad (14)$$

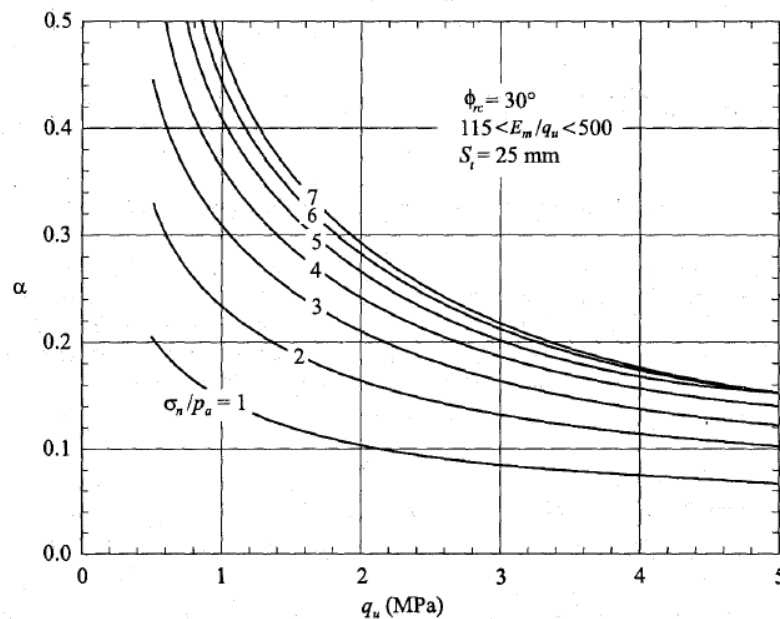
Sendo:

q_u = Resistência a compressão não confinada;

f_a = Valor da resistência lateral unitária final que ocorre no deslocamento infinito.

Os valores são obtidos através do gráfico da Figura 2:

Figura 2 - Fator α para IGM's coesos



Fonte: O'Neill e Reese (1999)

A realização da coleta dos dados do α , se dá através do ábaco da Figura 2 e ocorre com a inserção do q_u que é obtido através de ensaios de resistências a compressão ou através de simplificação exposta na Figura 1. Também como dados de entrada é necessário o quociente entre σ_n (pressão efetiva contra a lateral da rocha perfurada) e P_a (pressão atmosférica, considera-se 101 kPa).

A obtenção do σ_n se dá por intermédio da equação 15:

$$\sigma_n = M \cdot \gamma_c \cdot Z_c \quad (15)$$

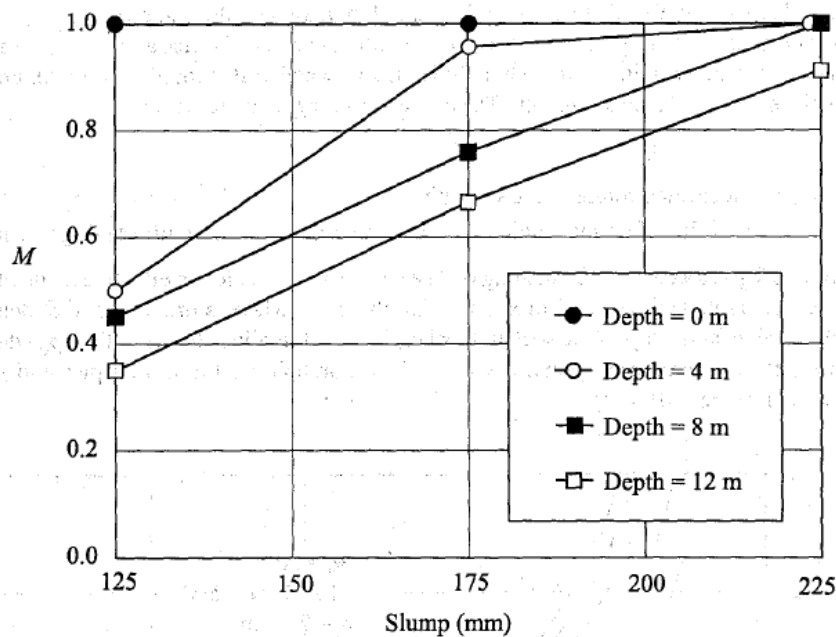
Sendo:

γ_c = Peso unitário do concreto fluido usado para a construção das estacas;

Z_c = Profundidade do ponto em que o σ_n é necessário.

M = Fator empírico que depende da fluidez do concreto (argamassa) indexada pelo abatimento do mesmo, conforme Figura 3.

Figura 3 - Fator M em relação ao slump



Fonte: O'Neill e Reese (1999)

Para o prosseguimento das equações de dimensionamento é necessário analisar o módulo de elasticidade do maciço rochoso, esse valor pode ser obtido através de ensaios, entretanto Carter e Kulhawy (1988) apresentam uma correlação destes valores com o RQD, podendo ser aferido através da Tabela 11. Como correlacionados, E_m/E_i menores que um indicam fraturas nas rochas sendo usado redutor da resistência lateral. (Donin, 2024)

Tabela 11 - Estimativa de E_m / E_i baseado no RQD

RQD (%)	E_m/E_i	
	Juntas fechadas	Juntas abertas
100	1,00	0,60
70	0,70	0,10
50	0.15	0,10
20	0.05	0.05

Fonte: Carter e Kulhawy (1988) apud Murhy (2007), adaptado pelo autor.

A redução da resistência lateral se dá através da equação 16, sendo o f_{aa} o valor reduzido de f_a

$$f_{aa} = f_a \cdot R_a \quad (16)$$

Em posse dos resultados de E_m/E_i , na Tabela 12 correlaciona com valores de f_{aa}/f_a , sendo esse o R_a . Portanto é possível obter o f_a da equação 16, minorar ele por conta das fissurações no maciço rochoso com o R_a , gerando assim o f_{aa} , possibilitando assim o dimensionamento estrutural de forma correta ao passo que dimensiona a interação da rocha versus à estaca.

Tabela 12 - Valores de f_{aa}/f_a baseados em E_m/E_i

E_m/E_i	f_{aa}/f_a
1,0	1,0
0,5	0,8
0,3	0,7
0,1	0,55
0,05	0,45

Murhy (2007), adaptado pelo autor.

2.3.4.2 Resistência de ponta através do método O'Neill e Reese.

O dimensionamento da resistência de ponta de estacas, considera a variação do embutimento da estaca no maciço rochoso juntamente com o IGM ou RQD, Murthy (2007), com base no método de O'Neill e Reese, apresenta as seguintes equações para a obtenção do valor da resistência de ponta:

Em casos onde o RQD é de 100 por cento ou IGM coesivo e o embutimento da rocha é de 1,5 do diâmetro da base ou maior, a seguinte equação é utilizada:

$$q_b (= q_{max}) = 2,5 \cdot q_u \quad (17)$$

Sendo:

q_u =resistência à compressão não confinada de IGM ou da rocha abaixo da base

Em solos onde o RQD varia de 70 e 100 por cento a equação 18 é utilizada:

$$q_b (= q_{max}) = 4,83 \cdot (q_u)^{0,51} \quad (18)$$

Em caso de Rochas articuladas (Fraturadas) IGM coeso:

$$q_b (= q_{max}) = [s^{0,5} + (m \cdot s^{0,5} + s)^{0,5}] \cdot q_u \quad (19)$$

Sendo:

q_u = medido em núcleos intactos dentro de 2 diâmetro de ponta, abaixo da base da estaca.

s e m = São indicados através de uma análise da propriedade da rocha ou massa IGM, ambas são estimadas através da Tabela 13 e Tabela 14.

Tabela 13 - Descrição do tipo de rocha

Tipo da rocha	Descrição
A	Rochas carbonáticas com clivagem cristalina bem desenvolvida
B	Rochas argilosas litificadas
C	Rochas arenosas
D	Rochas ígneas de granulação fina
E	Rochas ígneas e metamórficas de granulação grossa

Fonte: Murthy (2007), adaptada pelo autor.

Tabela 14 - Valores de s e m (adimensionais) com base na classificação das rochas

Qualidade da massa rochosa	Descrição conjunta e espaçamento	s	Valores de m em função do tipo de rocha				
			A	B	C	D	E
Excelente	Intacta, espaçamento de 3m	1	7	10	15	17	25
Muito bom	Intertravada, Espaçamento de 1 à 3m	0,1	3,5	5	7,5	8,5	12,5
Bom	Ligeiramente intemperizado espaçamento de 1 à 3m	4×10^{-2}	0,7	1	1,5	1,7	2,5
Razoável	Moderadamente intemperizado, espaçamento de 0,3 a 1 m	10^{-4}	0,14	0,2	0,3	0,34	0,5
Ruim	Intemperizado, espaçamento de 30 a 300mm	10^{-5}	0,04	0,05	0,08	0,09	0,13
Muito Ruim	Fortemente intemperizado, espaçamento de menos de 50mm	0	0,007	0,01	0,015	0,017	0,025

Fonte: Carter e Kulhawy, (1988) apud Murhy (2007), adaptada pelo autor.

2.4 Dimensionamento Estrutural

O dimensionamento estrutural de estacas embutidas em rocha é desenvolvido a partir das cargas distribuídas pelo fuste e pela extremidade da ponta. Seu dimensionamento pode assemelhar-se ao de um pilar de seção circular. A NBR 6122:2022 traz uma tabela, adaptada na Tabela 15, que apresenta a classe de

agressividade onde a estaca raiz pode ser utilizada, a resistência da argamassa, o coeficiente de ponderação do concreto, a armadura mínima e o comprimento útil mínimo.

Durante o dimensionamento das estacas, caso o projetista encontre uma área de aço superior a 6% da área da argamassa, deve-se utilizar o dimensionamento estrutural considerando apenas a resistência do aço. Entretanto, caso essa área seja menor que esse valor, pode-se dimensionar com cálculos aproximados do sistema de dimensionamento de pilares.

Tabela 15 - Estacas Moldadas in loco e tubulões: parâmetros para dimensionamento

Tipo de Estaca	Classe de agressividade ambiental (CAA) conforme ABNT NBR 6118	Classe de concreto/resistência característica da argamassa ou concreto	γ_c	% de Armadura mínima e comprimento útil mínimo (incluindo trecho de ligação com o bloco)		Tensão de compressão simples atuante abaixo da qual não é necessário armar (exceto ligação com o bloco) MPa
				Armadura %	Comprimento (m)	
Hélice/hélice de deslocamento/hélice com trado segmentado ^a	I, II	C30	2,7	0,4	4,0	6,0
	III, IV	C40	3,6			
Escavadas sem fluido	I, II	C25	3,1	0,4	2,0	5,0
	III, IV	C40	5,0			
Escavadas com fluido	I, II	C30	2,7	0,4	4,0	6,0
	III, IV	C40	3,6			
Strauss ^b	I, II	20 MPa	2,5	0,4	2,0	5,0
Franki ^b	I, II, III, IV	20 MPa	1,8	0,4	Integral	-
Tubulões não encamisados	I, II	C25	2,2	0,4	3,0	5,0
	III, IV	C40	3,6			
Raiz ^{b, c, d}	I, II, III, IV	20 MPa	1,6	0,4	Integral	-
Microestacas ^{b, c, e}	I, II, III, IV	20 MPa	1,8	0,4	Integral	-
Estaca trado vazado segmentado ^{a, d}	I, II, III, IV	20 MPa	1,8	0,4	Integral	-

a- Nestas estacas, o comprimento máximo da armadura é limitado devido ao processo executivo.

b- Neste tipo de estaca, o diâmetro a ser considerado no dimensionamento é o diâmetro externo do revestimento.

c- O espaçamento entre face de barras deve ser de um diâmetro da barra e no mínimo 20 mm. As taxas máximas de armadura são de 8 % A_c para diâmetros menores ou iguais a 310, e de 10 % A_c para diâmetros iguais ou superiores a 400 mm. As taxas máximas devem ser verificadas na seção de maior concentração de aço (considerando inclusivas as emendas por transpasse). Em situações críticas, o dimensionamento pode ser feito em função da área de aço ($f_{yk} \geq 500$ MPa; A_s = área de aço), conforme a seguir:

- Quando $A_s \leq 6 \% A_c$, o dimensionamento deve ser feito considerando a estaca trabalhando como pilar de concreto armado (a resistência da estaca é formada pela parcela do concreto e pela parcela do aço);

- Quando $A_s \geq 6 \% A_c$, o dimensionamento deve ser feito considerando que todo o esforço solicitante deve ser resistido apenas pelo aço da seção da estaca (a parcela resistente do concreto é desprezada).

d Argamassa

e Calda de cimento

Fonte: NBR 6122:2022, adaptada pelo autor.

É importante destacar que o dimensionamento da estaca deve ser realizado conforme os princípios de dimensionamento de um pilar, conforme a norma NBR 6118:2023, que aborda o dimensionamento estrutural. Por outro lado, alguns autores oferecem sugestões sobre o diâmetro das estacas raiz em relação à carga resistente, como demonstrado na Tabela 16, desenvolvida por Hachich et al. (1998). Com base nesses valores, é possível estimar o tamanho necessário para a fundação.

Tabela 16 - Cargas nominais usuais

Diâmetro (cm)	Carga Nominal (kN)	Espaçamento mínimo entre as estacas (cm)	Distância mínima das divisas (cm)
17	300	70	30
22	500	80	30
27	700	100	30
32	1.000	120	30

Fonte: Hachich et al. (1998), citado por Nervis (2023)

2.5 Execução de Estacas

A execução de qualquer tipo de fundação é uma das partes mais sensíveis da obra, e essa sensibilidade se intensifica quando se trata de estacas embutidas em rocha, visto que ainda hoje no mercado brasileiro essa técnica não é totalmente aproveitada.

A norma ABNT NBR 6122:2022 apresenta as etapas da execução para a realização de uma fundação segura. A perfuração normalmente se inicia sobre um solo residual sobre a rocha; desta forma, a norma indica a utilização de uma perfuratriz rotativa, com água injetada internamente e revestimento para conter o solo.

Quando a perfuração alcança o maciço rochoso, inicia-se uma segunda etapa. Deve-se optar por uma perfuratriz que suporte a realização da perfuração na rocha. A norma NBR 6122:2022 permite a diminuição deste diâmetro; entretanto, essa diminuição deve ser condicionada ao dimensionamento estrutural. A limpeza do furo ocorre com a água circulante, para posteriormente fazer a descida da armadura dimensionada.

A inserção da argamassa ocorre após a limpeza e a colocação da armadura estrutural. Este processo deve ser realizado sob pressão, iniciando pela ponta da estaca e subindo, eliminando assim a água remanescente na estaca. A remoção dos tubos de revestimento deve ocorrer a cada 1,5 metro; ao ser retirado, o espaço deixado deve ser preenchido até retornar ao nível original.

Devido ao diâmetro reduzido, estacas menores que 200 mm, segundo a norma NBR 6122:2022, exigem que a cabeça de injeção seja colocada no topo do revestimento para a aplicação de pressão adequada.

Quando as estacas atingem a profundidade final, elas devem ser arrasadas para atender às cotas do projeto. A norma destaca alguns pontos de atenção nesse processo: a demolição deve ser realizada de forma controlada para evitar danos à estrutura inferior, e não é permitida a utilização de marteletes com potência superior a 1000W.

2 METODOLOGIA

Com base na revisão teórica previamente apresentada e nos conteúdos abordados, propõe-se o desenvolvimento de um estudo de caso que permita uma análise prática e aprofundada sobre a aplicação dos métodos de dimensionamento, considerando também suas variações e especificidades. A partir da pesquisa bibliográfica, constatou-se que os métodos usualmente empregados no Brasil ainda apresentam limitações significativas quando aplicados à inserção de elementos estruturais em rochas. Essa lacuna evidencia a necessidade de métodos que considerem com maior precisão as particularidades geotécnicas e estruturais dos materiais rochosos para garantir a segurança e a eficiência das soluções adotadas.

Nesse contexto, o presente estudo utilizará os métodos de Cabral Antunes (2000) e de O'Neill e Reese 1999, que foram selecionados por sua adequação ao cenário de estruturas embutidas em rocha. A escolha desses métodos visa suprir as limitações observadas na prática corrente e fornecer uma análise comparativa, levando em conta as características e parâmetros de cada abordagem. Assim, espera-se contribuir para a consolidação de métodos mais aplicáveis e confiáveis para a engenharia de fundações em terrenos rochosos no Brasil.

O Estudo abordará 2 casos, ambas estacas embutidas em rocha, com ensaios de resistência de fuste, sendo calculada através de 3 métodos diferentes, o primeiro, método tradicional de Cabral e Antunes (2000), o segundo método adaptado de Cabral e Antunes com os conceitos de Peck (1974) e por terceiro o método de O' Neill e Reese (1999) com adaptações.

3.1 Caso 1

O caso 1 foi retirado do artigo de Ayithi e Ryan, Unit Side Shear in Rock-Socketed Bored Piles. O ensaio seguiu uma metodologia diferente das provas de cargas tradicionais, nos ensaios presentes no artigo se utilizou uma célula de carga na ponta da estaca, desta forma, a resistência apresentada é apenas do atrito do fuste. Na Tabela 17 é possível analisar os dados disponibilizados pelos autores que serão utilizados para realizar o dimensionamento através dos métodos de Cabral e Antunes (2000), adaptação com o de Peck (1974) e O' Neill e Reese.

Tabela 17 - Prova de carga da estaca 78 de Ayithi e Ryan

Tipo da Rocha	Descrição visual da Rocha	RQD (%)	Índice de recuperação (%)	Comprimento da estaca (m)	Diâmetro da estaca (m)	Recebimento de Carga de ponta (Célula de Carga) (MN)	Resistência do Concreto (Argamassa) (MPa)
Granito	Intemperizada, moderadamente fraturada	90	100	2,9	1,216	9,0	42,1

Fonte: Ayithi e Ryan (2019), adaptada pelo autor.

3.1.1 Aplicação do método de Cabral Antunes (Caso 1)

O primeiro passo para o dimensionamento das estacas no modelo tradicional se dá pela definição do índice de correlação do tipo da rocha, ou seja, o β_p . No caso como se trata de uma rocha intemperizada e moderadamente fraturada, pode se enquadrar dentro da classificação muito alterada recebendo o coeficiente de 0,10. Em relação a resistência a compressão, Cabral e Antunes apresentam neste caso valores entre 70 a 250MPa disponível na Tabela 4, foi optado por um valor de 100 MPa, favorecendo assim a segurança.

Tabela 18 - Dimensionamento de resistência de ponta

Profundidade e embutida na rocha (m)	Rocha			Resistência de Ponta		
	Composição da camada	Índice de correlação com tipo de rocha	Resistência à compressão da rocha	Resistência de ponta unitária	Área de ponta	Resistência de Ponta
	Rocha	β_p	σ_r (MPa)	σ_{pr} (MPa)	A_p (cm ²)	R_p (kN)
1	Granito	0,10	100	8,00	11613,34	9290,67
2	Granito	0,10	100	8,00	11613,34	9290,67
3	Granito	0,10	100	8,00	11613,34	9290,67

Fonte: Autor, 2024.

Com os dados apresentados acima nota-se que a multiplicação entre β_p por σ_{pr} , resultando em um valor de 10 MPa de resistência de ponta unitária, contudo os autores balizam a resistência de ponta unitária entre alguns fatores, sendo esses 0,40 do Fck ou 8 MPa, desta forma o valor apresentado acima está na limitação de 8MPa.

Para o dimensionamento da resistência de ponta, necessitou cálculo da área da ponta da estaca, com este dado houve a multiplicação pela resistência de ponta unitária chegando a um valor de 9.290,67 kN.

Tabela 19 - Dimensionamento da Resistência Lateral

Resistência relativa ao atrito lateral	Perímetro da estaca no trecho embutido na rocha	Resistência Lateral	Resistência Lateral Acumulada	Resistência Lateral Acumulada Admissível
r_L (MPa)	U (cm)	R_L (kN)	$R_{L,T}$ (kN)	RL_{adm} (kN)
0,28	382,02	1069,65	1069,65	534,82
0,28	382,02	1069,65	2139,30	1069,65
0,28	382,02	1069,65	3208,95	1604,47

Fonte: Autor, 2024.

A Tabela 19 apresenta o dimensionamento da resistência lateral da estaca, juntamente com o valor acumulado. Para chegar a esses valores, multiplicou-se a resistência unitária de ponta por 0,035 (3,5%), resultando em um montante de 0,28 MPa. É importante enfatizar que este foi o menor valor encontrado, pois os métodos de Cabral e Antunes estipulam que o dimensionamento deve ter um limite máximo de $f_{ck}/15$, que, neste caso, corresponde a $42,1/15$, ou seja, 2,80. A finalização dos cálculos para identificação de resistência da interação entre solo (rocha) em relação ao fuste, termina com a multiplicação da área lateral de atrito, com a resistência conforme a seguinte equação 20:

$$R_L = 121,6 * \pi * \frac{0,28}{10} * 100 = 1.069,65 \text{ kN} \quad (20)$$

Na Tabela 19, também é possível notar a existência da Resistência Lateral acumulada admissível, o resultado desta equação se trata da divisão das resistências encontradas por um fator de segurança 2. Foi utilizado apenas a resistência lateral, pois devido as especificidades do ensaio de Ayithi e Ryan (2019), a resistência de ponta não pode ser medida. Desta forma, segundo esse método de cálculo à estaca embutida em rocha suportaria uma carga de 1.604,47 kN.

3.1.2 Aplicação do método de Cabral e Antunes adaptado pelo método de Peck, et al. (Caso 1)

A proposta de adaptação do método de Cabral e Antunes, utilizando o método de Peck et al., permite um reconhecimento mais preciso do solo onde o elemento estrutural será introduzido. No método tradicional de dimensionamento de Cabral e Antunes (2000), os dados de entrada são fornecidos de forma mais genérica, dependendo muito da experiência do projetista que realiza o dimensionamento, o que pode, em alguns casos, resultar na superestimação ou subestimação da interação do solo com a estaca.

Para o funcionamento deste método é necessária uma análise do solo em questão, através do ensaio de RQD, desta forma é realizada a medição da porcentagem de elementos maiores que 10 centímetros, retornando um valor em porcentagem.

Tabela 20 - Dimensionamento da Resistência de Ponta

RQD (%)	Tensão à Compressão (MPa) q_u	Resistência de Ponta
		R_p (kN)
90	38,56	44783,93
90	38,56	44783,93
90	38,56	44783,93

Fonte: Autor, 2024.

A equação da resistência de compressão da rocha foi aplicada através do método de Peck et al. ao qual é se dá pela Equação 1 e Figura 1, aplicando como exemplo o primeiro RQD da rocha em questão:

$$Q_u = 1 + \frac{(20/16)}{1-(20/130)} * 2 = 38,56 \text{ MPa} \quad (21)$$

A resistência à compressão é apresentada em MPa; portanto, para dar continuidade aos cálculos, foi necessário dividir o valor de q_u por 10 e multiplicar por uma área, visto que a grandeza MPa é pressão. Com esse resultado, foi possível calcular a resistência de ponta, obtida pela multiplicação entre a área da ponta e a resistência à compressão, conforme equação 22.

$$R_p = \frac{\pi \cdot 121,6^2}{4} * \left(\frac{38,56}{10}\right) = 44.783,93 \text{ kN}$$

22

Equação 23 - Dimensionamento da Resistência lateral

Resistência relativa ao atrito lateral	Resistência Lateral	Resistência Lateral Acumulada	Resistência Lateral Acumulada Admissível
r_L (MPa)	R_L (kN)	$R_{L,T}$ (kN)	RL_{adm} (kN)
1,33	5080,83	5080,83	2540,42
1,33	5080,83	10161,67	5080,83
1,33	5080,83	15242,50	7621,25

Fonte: Autor, 2024.

Para o dimensionamento da resistência lateral é necessário se atentar aos mesmos limites resistências ao atrito lateral, explicitado nos cálculos da seção 3.1.1, sendo: a resistência unitária de ponta foi multiplicada por 0,035 (3,5%), resultando em um valor de 1,349 MPa. Vale destacar que este não foi o menor valor obtido, conforme os métodos de Cabral e Antunes, que estabelecem que o dimensionamento deve respeitar um limite máximo de $f_{ck}/15$, que neste caso é $42,1/15$, equivalente a 2,81 ou limite de 1,33, sendo este o valor adotado.

Ao concluir a equação a resistência lateral admissível chegou a um valor de 7.621,25 kN, esse valor que deve ser comparado levando em conta o ensaio utilizado.

3.1.3 Aplicação do método de O' Neill e Reese (caso 1)

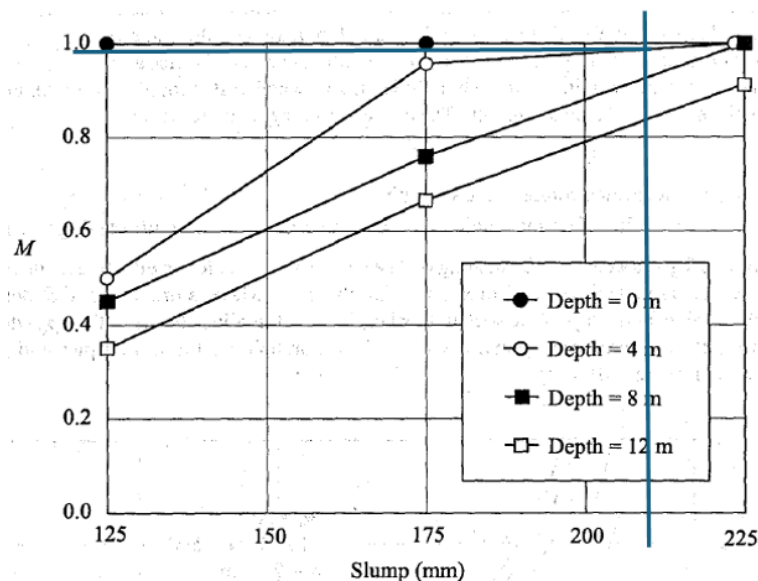
Para o desenvolvimento dos cálculos, necessitou-se realizar algumas considerações, pois no ensaio, não foi divulgado esses dados, o slump considerado 220 mm. O dimensionamento iniciou com a inserção do RQD da rocha estudada, retornando um valor de 19,28, calculado através da equação de Peck, et al.

Tabela 21 - Dimensionamento da Resistência de ponta

RQD da rocha	90
q_u (MPa)	19,28
Rocha fraturada	sim
Tipo de Rocha	Rochas ígneas e metamórficas de granulação grossa
categoria	D
Qualidade da massa rochosa	Bom
s	0,04
m	1,7
Tipo de dimensionamento	70<RQD<100
q_b (MPa)	21,845

Fonte: Autor, 2024.

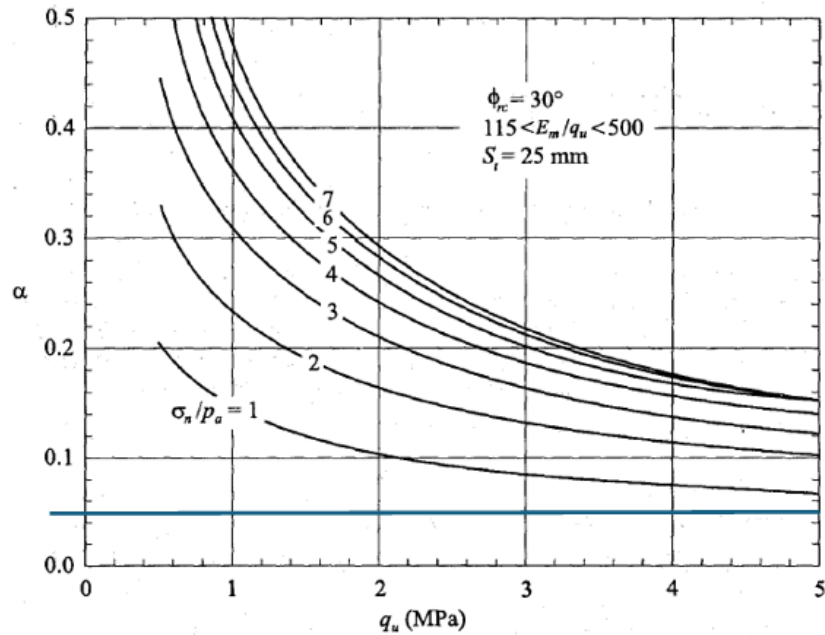
Como o RQD está entre 70 e 100% pode se utilizar a fórmula 18, simplificando assim a equação e chegando a um resultado de 21,85 MPa para q_b . Para o obter a incógnita σ_n/p_a , foi necessário interpolar o gráfico de M, com base no slump utilizado e a profundidade da estaca em questão, como mostra a Figura 4.

Figura 4 - Interpolação para M (Caso 1)

Fonte: Autor, 2024.

Com o resultado da interpolação se multiplicou a profundidade da estaca, a massa do concreto e o M de 0,98 resultando em de 71 MPa para σ_n , e posteriormente se dividiu pela pressão atmosférica chegando em um valor de 0,70 para σ_n/p_a , na Figura 5 é possível notar que houve uma interpolação tendendo ao infinito, visto que o resultado de q_u ultrapassa o limite do gráfico proposto, baseando-se na tendencia da curvas.

Figura 5 - Interpolação para α (caso 1)



Fonte: Autor, 2024.

Tabela 22 - Dimensionamento da resistência de fuste e de ponta

Profundidade de atuação da est. Z_c (m)	2,9
Massa do concreto γ_c (kN/m ³)	25
M com base do slump utilizado	0,98
σ_n	71
σ_n/p_a	0,70
α	0,05
f_a (MPa)	0,96
E_m / E_i	0,5
f_{aa} / f_a	0,8
f_{aa} kN/m ²	771,25
Dimensionamento de carga suportada pelo elemento	
Comprimento de embutimento	2,9
Diâmetro	1,216
Capacidade de suporte da ponta (kN) Q_b	25370,15
Capacidade de suporte do fuste (kN) Q_f	8544,30
Capacidade de suporte da ponta admissível (kN) Q_b	12685,07
Capacidade de suporte de fuste admissível(kN) Q_f	4272,15

Fonte: Autor, 2024.

Com base nos cálculos desenvolvidos acima, é possível identificar que a resistência de fuste atingiu o valor de 8.544,30 kN, utilizando um fator de segurança de 2 a resistência de fuste chegou a 4.272,15 kN.

3.1 Caso 2

Assim como o caso 1, o caso 2 teve seus dados coletados do artigo de Ayithi e Ryan, Unit Side Shear in Rock-Socketed Bored Piles. Seguindo a mesma lógica de ensaio do caso anterior, para valores de comparação só será utilizado o atrito lateral, entretanto neste caso também será aplicado os métodos de Cabral e Antunes, a adaptação proposta no método de Cabral e Antunes e método de O' Neill e Reese.

Tabela 23 - Prova de carga da estaca 79 de Ayithi e Ryan

Tipo da Rocha	Descrição visual da Rocha	RQD (%)	Índice de recuperação (%)	Comprimento da estaca (m)	Diâmetro da estaca (m)	Recebimento de Carga de ponta (Célula de Carga) (MN)	Resistência do Concreto (Argamassa) (MPa)
Basalto	Ligeiramente desgastado, moderadamente fraturado	90	93	7,4	1,676	68,5	41,4

Fonte: Ayithi e Ryan (2019), adaptada pelo autor.

3.2.1 Aplicação do método de Cabral Antunes (Caso 2)

Assim como no dimensionamento apresentado na seção 3.1.1, o cálculo será realizado utilizando o método tradicional. Na primeira etapa, foi adotado um valor de β_p igual a 0,30, considerando que o material em questão se trata de uma rocha ligeiramente desgastada e moderadamente fraturada. Assim, optou-se por adotar o coeficiente de correlação correspondente ao tipo de rocha classificado como "alterada", resultando no valor previamente definido

Tabela 24 - Dimensionamento de resistência de ponta

Profundidade embutida na rocha (m)	Rocha			Resistência de Ponta		
	Composição da camada	Índice de correlação com tipo de rocha	Resistência à compressão da rocha	Resistência de ponta unitária	Área de ponta	Resistência de Ponta
	Rocha	β_p	σ_r (MPa)	σ_{pr} (MPa)	A_p (cm ²)	R_p (kN)
1	Basalto	0,30	170	8,00	22061,65	17649,32
2	Basalto	0,30	170	8,00	22061,65	17649,32
3	Basalto	0,30	170	8,00	22061,65	17649,32
4	Basalto	0,30	170	8,00	22061,65	17649,32
5	Basalto	0,30	170	8,00	22061,65	17649,32
6	Basalto	0,30	170	8,00	22061,65	17649,32
7	Basalto	0,30	170	8,00	22061,65	17649,32
8	Basalto	0,30	170	8,00	22061,65	17649,32

Fonte: Autor, 2024

A resistência a compressão da rocha foi definida em 170 MPa, por se tratar de uma rocha de basalto, que não foi atingida por um intemperismo tão forte que prejudicasse sua resistência. A resistência de ponta unitária chega ao limitador 8 MPa, proposto pelo Cabral e Antunes e a resistência de ponta alcança o valor de 17.649,32 kN.

Tabela 25 - Dimensionamento da Resistência Lateral

Resistência relativa ao atrito lateral	Perímetro da estaca no trecho embutido na rocha	Resistência Lateral	Resistência Lateral Acumulada	Resistência Lateral Acumulada Admissível
r_L (MPa)	U (cm)	R_L (kN)	$R_{L,T}$ (kN)	RL_{adm} (kN)
0,28	526,53	1474,29	1474,29	737,14
0,28	526,53	1474,29	2948,57	1474,29
0,28	526,53	1474,29	4422,86	2211,43
0,28	526,53	1474,29	5897,15	2948,57
0,28	526,53	1474,29	7371,43	3685,72
0,28	526,53	1474,29	8845,72	4422,86
0,28	526,53	1474,29	10320,01	5160,00
0,28	526,53	1474,29	11794,29	5897,15

Fonte: Autor, 2024.

A resistência relativa ao atrito lateral foi mantida em 0,28 MPa, sendo esse o menor valor encontrado nas possibilidades propostas pelos autores Cabral e Antunes (2000). A partir desta constatação, foi possível obter o dimensionamento final chegando em um valor de resistência lateral acumulada admissível de 5.897,15 kN.

3.2.2 Aplicação do método de Cabral e Antunes adaptado pelo método de Peck, et al. (Caso 2)

Na Tabela 26 é apresentado o dimensionamento da resistência de ponta, mesmo não sendo levado em conta na comparação dos métodos, essa etapa do cálculo é necessária a fim de dar prosseguimentos, visto que o método de Cabral e Antunes utilizam essa resistência para dimensionar a resistência lateral.

Tabela 26 - Dimensionamento da Resistência de Ponta

RQD (%)	Tensão à Compressão (MPa) q_u	Resistência de Ponta
		R_p (kN)
93	42,84	94522,23
93	42,84	94522,23
93	42,84	94522,23
93	42,84	94522,23
93	42,84	94522,23
93	42,84	94522,23
93	42,84	94522,23
93	42,84	94522,23

Fonte: Autor, 2024

Na Tabela 27 é apresentado os dados dos cálculos das resistências laterais, é importante destacar que a Resistência Relativa ao atrito lateral, assim como o caso anterior chegou no limitador de 1,33 MPa proposto pelos autores.

Tabela 27 - Dimensionamento da Resistência lateral

Resistência relativa ao atrito lateral	Resistência Lateral	Resistência Lateral Acumulada	Resistência Lateral Acumulada Admissível
r_L (MPa)	R_L (kN)	$R_{L,T}$ (kN)	RL_{adm} (kN)
1,33	7002,86	7002,86	3501,43
1,33	7002,86	14005,72	7002,86
1,33	7002,86	21008,58	10504,29
1,33	7002,86	28011,45	14005,72
1,33	7002,86	35014,31	17507,15
1,33	7002,86	42017,17	21008,58
1,33	7002,86	49020,03	24510,01
1,33	7002,86	56022,89	28011,45

Fonte: Autor, 2024.

O resultado da resistência lateral foi dividido por um fator de segurança 2, desta forma pode se avaliar que o resultado final da resistência lateral admissível acumulada desta estaca chegou a um montante de 28.011,45 kN.

3.2.3 Aplicação do método de O' Neill e Reese (caso 2)

Para o dimensionamento no método de O' Neill e Reese, foi utilizado uma tabela eletrônica, assim como nos anteriores métodos. O primeiro dado para realizar o cálculo é o lançamento do RQD, que neste caso é de 93. A rocha em questão, como exposto na Tabela 23, tem fratura, desta forma é necessário classificar o tipo de rocha, a categoria que ela se enquadra, além da qualidade do maciço rochoso. O dimensionamento e caracterização se deu a partir das tabelas expostas acima. Como o ensaio de caracterização de rocha não estava disponível, foi utilizado o RQD para encontrar o q_u , utilizando o mesmo conceito de Peck, et al..

Tabela 28 - Dimensionamento da Resistência de Ponta

RQD da rocha	93
q_u	21,4222973
Rocha fraturada	sim
Tipo de Rocha	Rochas ígneas de granulação fina
categoria	D
Qualidade da massa rochosa	Bom
s	0,04
m	1,7
Tipo de dimensionamento	70<RQD<100
q_b (MPa)	23,051

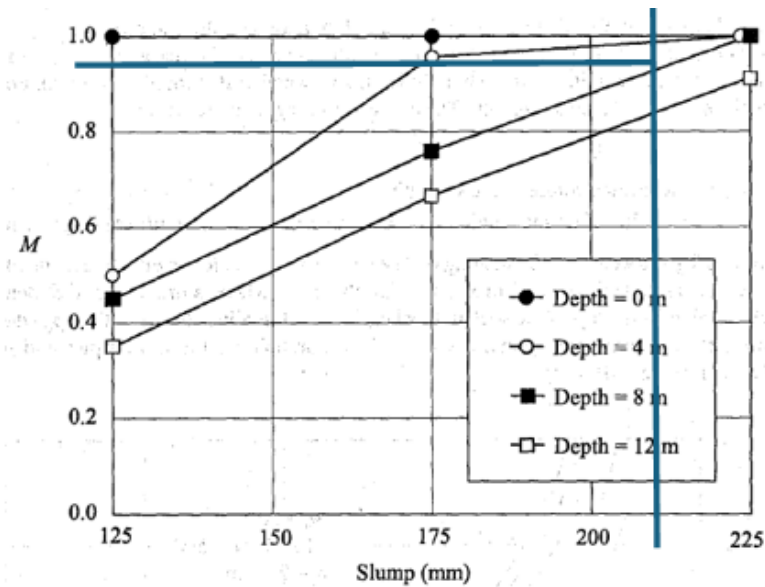
Fonte: Autor, 2024.

Como elucidado no referencial teórico a equação que deve ser utilizada é a indicada para RQD entre 70 e 100% , na equação 24 apresenta como foi realizado o cálculo de q_b :

$$q_b = 4,83. (21,42)^{0,51} = 23,051 \quad 24$$

Para o prosseguimento do caso é necessário realizar algumas considerações devido a falta de informações da estaca ensaiada, então desta forma foi considerado um slump da argamassa de 220mm. Com essa constante pode-se entrar com esse dado e com a profundidade do embutimento no gráfico da Figura 3 obtendo-se o M, como é demonstrado na figura abaixo, encontrando-se o valor 0,95.

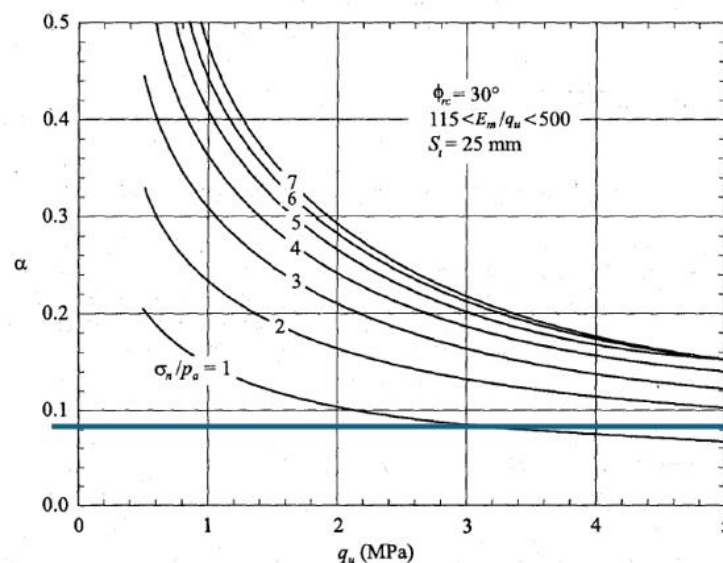
Figura 6 - Interpolação para M (caso 2)



Fonte: Autor, 2024.

Com o M será possível calcular o σ_n sendo esse a multiplicação da profundidade, massa específica do concreto e M e posteriormente dividido pela pressão atmosférica (10 kPa). O σ_n/p_a foi utilizado para lançamento das interpolações na Figura 2, também é importante salientar que como o gráfico não apresenta valores obtidos de q_u , utilizou-se uma locação aproximada, visto que o gráfico tende ao infinito, desta forma utilizou-se os valores de σ_n/p_a para interceptar o eixo e identificar o α .

Figura 7 - Interpolação para α (caso 2)



Fonte: Autor, 2024.

Tabela 29 - Dimensionamento da resistência de fuste e de ponta

Profundidade de atuação da est. Z_c (m)	7,4
Massa do concreto γ_c (kN/m ³)	24
M com base do slump utilizado	0,95
σ_n	169
σ_n/p_a	1,67
A	0,08
f_a (MPa)	1,71
E_m/E_i	1
f_{aa}/f_a	1
f_{aa} KN/m ²	1713,78
Dimensionamento de carga suportada pelo elemento	
Comprimento de embutimento	7,4
Diâmetro	1,676
Capacidade de suporte da ponta (kN) Q_b	50854,18
Capacidade de suporte do fuste (kN) Q_f	66774,65
Capacidade de suporte da ponta admissível (kN) Q_b	25427,09
Capacidade de suporte do fuste admissível (kN) Q_f	33387,33

Fonte: Autor, 2024.

Com a conclusão dos cálculos houve um dimensionamento de 66.774,65 kN, de resistência de fuste, aplicando um fator de segurança, obtém-se o resultado de 33.387,33 kN.

4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

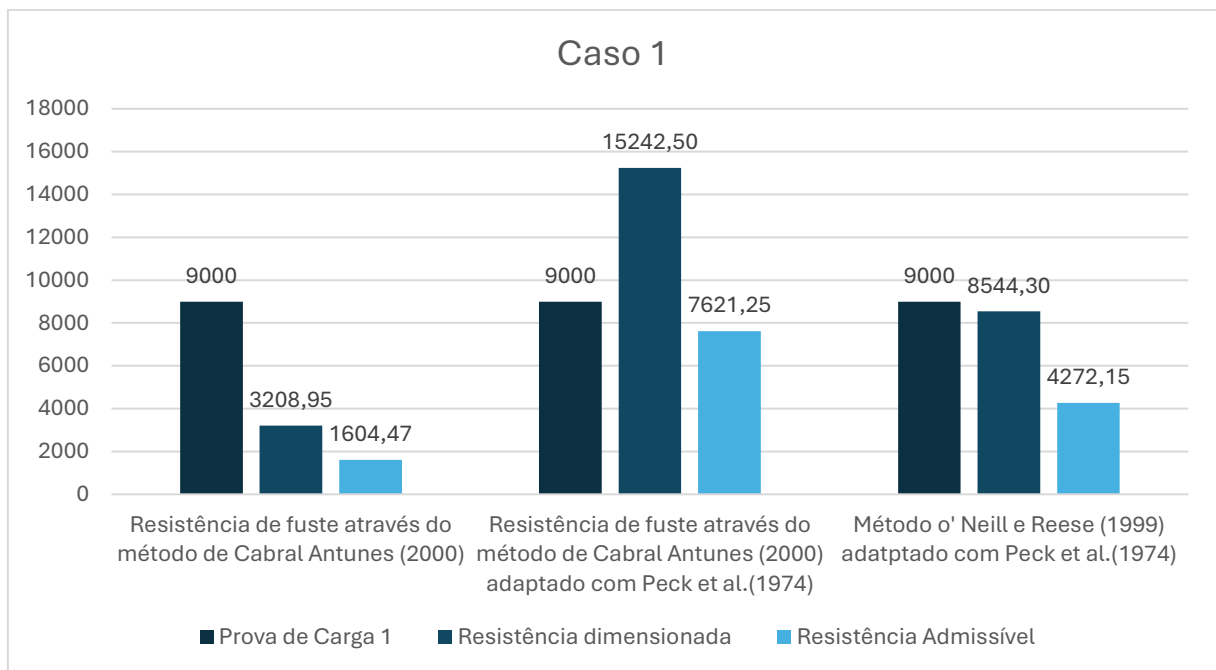
Durante o desenvolvimento das metodologias, foram abordados três diferentes métodos de dimensionamento de estacas: o método tradicional de Cabral e Antunes, o método adaptado de Cabral e Antunes, que incorpora o dimensionamento das estacas utilizando o RQD (Rock Quality Designation) seguindo a equação proposta por Peck et al., e, por fim, o método de O'Neill e Reese incorporando também a teoria de Peck et al. Essa abordagem possibilitou uma comparação entre os métodos, permitindo identificar as especificidades de cada um em relação à precisão e adequação para diferentes condições de solo.

Dessa forma, foi possível avaliar a eficiência de cada método na previsão da resistência e estabilidade das estacas comparando com provas de cargas reais.

4.1 Análise dos Resultados Caso 1

Os Resultados obtidos apontam uma linha de tendencia de dimensionamentos, que ocorrem de forma variada, no gráfico da figura:

Figura 8 - Gráfico de resultados obtidos no caso 1



Fonte: Autor, 2024.

A Figura 8 Apresenta os resultados obtidos no dimensionamento do primeiro caso, algumas considerações devem ser feitas com base nesses resultados:

Primeiramente, observa-se que o método tradicional subestima significativamente a capacidade de carga da estaca, como evidenciado na primeira parte do gráfico. A carga dimensionada pelo método corresponde a apenas 35,65% da capacidade real da estrutura. Essa discrepância torna-se ainda mais acentuada ao comparar a carga admissível, que representa apenas 17,83% da resistência real da estaca. Esses resultados indicam uma limitação importante do método tradicional diminuindo a eficiência da estrutura.

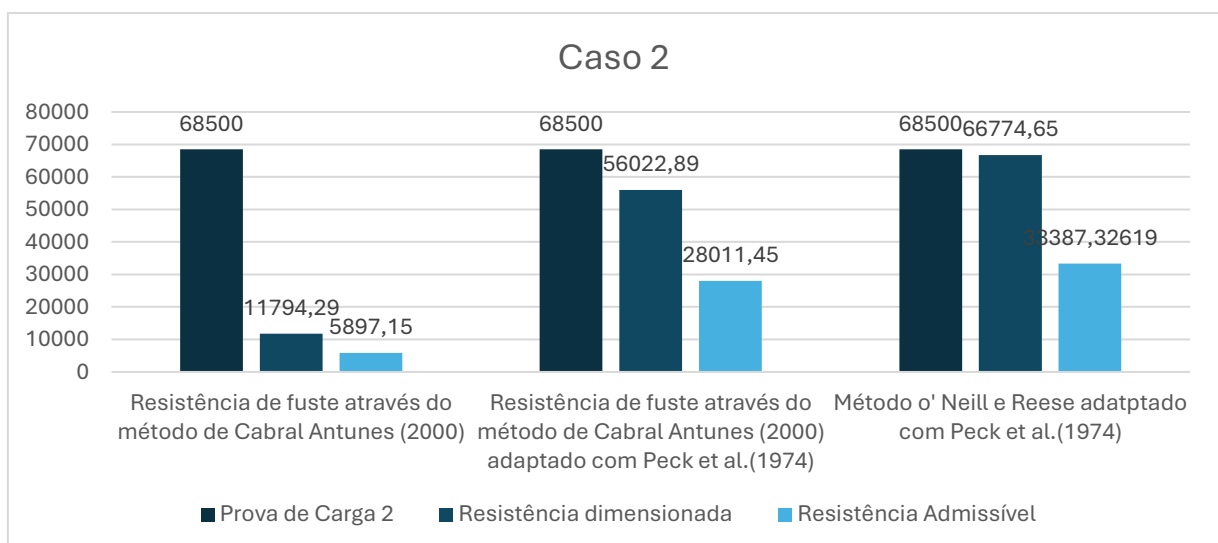
Em segundo lugar, ao considerar o ajuste metodológico proposto, verifica-se outra discrepância relevante, desta vez em relação à segurança. A resistência dimensionada, sem a aplicação do fator de segurança, excede em 68% a capacidade real da estaca, representando um risco de superestimação. No entanto, ao aplicar o fator de segurança, observa-se uma aproximação mais consistente com a resistência real, atingindo 84,68% da capacidade resistida pela estaca. Embora o valor admissível se situe dentro da resistência obtida no ensaio, não é recomendável utilizá-lo como referência direta devido à possibilidade de variações inerentes ao comportamento do solo e da estrutura.

A terceira consideração diz respeito ao método de O'Neill e Reese, com a adaptação com método de Peak et al. Este método demonstrou o desempenho mais próximo da resistência real da estaca, apresentando uma variação de apenas 5,06% entre a resistência obtida no ensaio e a calculada. Essa precisão evidencia a eficácia do método adaptado em representar as condições reais de resistência do solo e da estrutura.

4.2 Análise dos Resultados Caso 2

Na figura 9 é possível analisar obtidos através do dimensionamento da estaca do caso 2 em comparação com o resultado ensaiado em campo.

Figura 9 - Gráfico de resultados obtidos no caso 2



Mesmo as equações sendo simétricas com a do caso um, salvo algumas especificidades, foi obtidos resultados divergentes. Com base nestes resultados será feito uma abordagem de análise:

O método Cabral e Antunes (2000) subdimensionou à estaca, sendo o resultado do dimensionamento da resistência de apenas 17,22% do valor de resistência suportado pela estaca, esse número fica ainda menor quando se aplica o coeficiente de segurança de 2, ficando apenas 8,61% da resistência lateral da estaca;

Já com o dimensionamento do método de Cabral e Antunes adaptado com Peak et al.(1974), diferentemente do caso anterior se aproxima razoavelmente dos valores experimentados no ensaio e obtidos através dos cálculos, representando um valor de 81,79% do valor de dimensionamento e 40,89% do valor da carga admissível;

O dimensionamento a partir do método de O' Neill e Reese adaptado com o Peak et al. , novamente é o que mais se aproxima do resultados dos ensaios, há uma diferença de apenas 2,52% entre a resistência dimensionada e a resistência obtida, utilizando-se de um coeficiente de segurança de 2, os resultados ainda apresentam uma boa otimização.

Em comparação das resistências admissíveis os métodos de Cabral Antunes é subdimensionado em 375% com a adaptação com o método Peak et al e 466% em relação ao método O' Neill e Reese adaptado com o Peak et al..

5 CONCLUSÃO

Ao finalizar este trabalho, evidencia-se sua contribuição significativa para a disseminação de métodos não convencionais de dimensionamento de estacas embutidas em rocha. O estudo buscou equilibrar economia e segurança estrutural, trazendo à tona a possibilidade de integrar diferentes métodos e abordagens para alcançar resultados mais eficientes e precisos.

A análise dos dados demonstrou que a escolha do método de dimensionamento deve considerar as vantagens e limitações de cada abordagem. O método tradicional de Cabral e Antunes (2000), por exemplo, apresenta maior conservadorismo, sendo indicado para situações onde a incerteza sobre as características do maciço rochoso é elevada. Já o método de Cabral e Antunes adaptado com o método Peak et al, apresenta resultados que podem não condizer com o maciço rochoso em questão. Por outro lado, o método de O'Neill e Reese, adaptado com o método de Peak et al., mostrou-se mais arrojado e econômico, com resultados próximos aos obtidos em ensaios de campo. Sua utilização pode levar à redução do número de estacas necessárias na obra, tornando-se uma opção viável para projetos que demandam maior eficiência econômica sem comprometer a segurança.

Outro ponto relevante discutido neste trabalho é a importância de realizar sondagens rotativas, essenciais para a obtenção de corpos de prova do maciço rochoso. Apenas com esses dados é possível avaliar o índice de qualidade da rocha (RQD) e, conseqüentemente, aplicar os métodos de forma mais precisa, aproximando os resultados às condições reais observadas em campo.

Como sugestão para trabalhos futuros, recomenda-se a realização de provas de carga em campo na região central do Rio Grande do Sul, permitindo a comparação direta com os métodos apresentados e a realização de adaptações específicas para a região. Essa abordagem ampliaria a aplicabilidade prática dos métodos, contribuindo para um dimensionamento ainda mais confiável e eficiente em diferentes contextos geotécnicos.

5 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALONSO, Urbano Rodrigue. **Exercícios de fundações**. 3. ed. São Paulo: Blucher, 2019. E-book. Disponível em: <https://plataforma.bvirtual.com.br>. Acesso em: 01 jun. 2024.

AMANN, KURT ANDRÉ PEREIRA; MASSAD, FAIÇAL. Estacas Raiz: Avaliação Crítica e Proposta de Melhoria dos Métodos semi-empíricos de estimativa da Carga de Ruptura. **IV Seminário de Engenharia de Fundações Especiais-SEFE IV**, p. 279-273, 2000.

ANTUNES, W.R.; CABRAL, D.A. (2000). **Sugestão para a Determinação da Capacidade de Carga de Estacas Escavadas Embutidas em Rocha**. IV Seminário de Engenharia de Fundações Especiais - SEFE IV São Paulo, SP, Vol.1, pg. 169-173.

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

AYITHI, Asitya; RYAN, Willian G.. **Unit Side Shear in Rock-Socketed Bored Piles**. Disponível em: https://www.loadtest.com/INT_media/2018%20Rock%20Socket%20Side%20Shear%20Ayithi-Ryan.pdf Acesso em: 18 Set. 2024

CAMPOS, João Carlos de. **Elementos de fundações em concreto**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2015. *E-book*. Disponível em: <https://plataforma.bvirtual.com.br>. Acesso em: 03 abr. 2024.

CINTRA, J. C. A. et al. **Fundações: ensaios estáticos e dinâmicos**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2013. *E-book*. Disponível em: <https://plataforma.bvirtual.com.br>. Acesso em: 25 mai. 2024.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. *E-book*. Disponível em: <https://plataforma.bvirtual.com.br>. Acesso em: 08 maio 2024.

DONIN, Christian. **Tópicos Especiais em Fundações**. Jun.2024. PowerPoint. Color.

GOMES, Denise Itajahy Sasaki. **análise da capacidade de carga de fundações profundas e uma visão geoestatística da variabilidade do perfil de solo / maciço rochoso em uma área de suape-OS**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco. Recife, Pernambuco , p. 34 e 35. 2018

HUANG, John; POULLAIN, John. **Laboratory Testing and Interpretation of Rock Properties**. Disponível em: https://www.pdhonline.com/cgi-bin/quiz/courses/courselist.cgi?class_name=c264. Acesso em: 15 de jun. 2024

MESQUITA, João Batista de. **Maciços rochosos em projetos hidrelétricos: proposta de classificação geomecânica**. 2008. 269 f. Tese (doutorado) - Universidade Estadual Paulista, Instituto de Geociências e Ciências Exatas, 2008

MURTHY, V. N. S. **Advanced foundation engineering**. CBS Publ & Dist Pvt Ltd. Bangalore, Índia. 2007.

NERVIS, Leandro Olivio. **Tabela apresentada na aula de Engenharia de Fundações**, UNISC - Universidade de Santa Cruz do Sul, Santa Cruz do Sul, 22 abr. 2023.

REDONDO, Fábio. **Classificação probabilística do padrão geomecânico de um maciço rochoso mineralizado com base no índice RQD**. Tese (Mestre em Engenharia Civil) – Universidade Estadual Paulista, Rio Claro, São Paulo . 2003.

SCHNAID, Fernando; ODEBRECHT, Edgar. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012. E-book. Disponível em: <https://plataforma.bvirtual.com.br>. Acesso em: 06 mai. 2024.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011. E-book. Disponível em: <https://plataforma.bvirtual.com.br>. Acesso em: 03 abr. 2024.

VENÂNCIO, Pollyana Benevides Freitas. **Dosagem de argamassa para estaca raiz**. Tese (Mestre em Engenharia Civil) – Universidade de Brasília, Brasília, Distrito Federal. 2011.