



2024

Análise de prova de carga estática em estaca embutida em rocha no estado do Mato Grosso do Sul

Yan de Souza Ascoli ^a; José Otávio Serrão Eleuterio ^b

^a Aluno de Graduação em Engenharia Civil, y.souza@ufms.br

^b Professor Orientador, Doutor, otavio.eleuterio@ufms.br

Faculdade de Engenharias, Arquitetura e Urbanismo e Geografia. Universidade Federal de Mato Grosso do Sul. Av. Costa e Silva, s/nº | Bairro Universitário | 79070-900 | Campo Grande, MS, Brasil.

RESUMO

A determinação da capacidade de carga de estacas embutidas em rocha é estimada, em geral, utilizando métodos semi-empíricos. Nesses métodos são comuns o uso do grau de fraturamento do maciço rochoso e resistência à compressão simples de amostras coletadas em furos de sondagens rotativas. Em linhas gerais, a resistência das estacas em rocha é comandada pelo atrito lateral para fundações com comprimentos superiores a quatro vezes o seu diâmetro. Este trabalho tem como objetivo analisar a capacidade de carga e os recalques de uma estaca raiz embutida em rocha, utilizando um modelo numérico e métodos de previsão semi-empíricos. Os resultados das previsões foram comparados com os dados obtidos na prova de carga estática. A modelagem da prova de carga foi efetuada utilizando-se o método dos elementos finitos através do software PLAXIS 3D. Além disso, foi realizada uma investigação geológica por meio de sondagens rotativas, que forneceu avaliações dos testemunhos de rocha basáltica, parâmetros de RQD (rock quality designation), índices de recuperação e qualidade da rocha. Também foram realizados ensaios de compressão uniaxial e módulo de elasticidade nos testemunhos de rocha. A resistência à compressão média dos testemunhos foi de ~40 MPa, com RQD variando entre 0 e 100%. Por fim, são apresentadas avaliações e interpretações dos dados obtidos na prova de carga estática, bem como a comparação dos resultados de campo com diferentes métodos de previsão da capacidade de carga de estaca embutida em rocha.

Palavras-chave: Prova de Carga Estática, Plaxis 3D, Estaca Embutida em Rocha, Rock Quality Designation (RQD).

ABSTRACT

The determination of the load-bearing capacity of piles embedded in rock is generally estimated using semi-empirical methods. These methods commonly use the degree of fracturing of the rock mass and the uniaxial compressive strength of samples collected from rotary boreholes. In general, the strength of rock piles is governed by lateral friction for foundations with lengths greater than four times their diameter. This work aims to analyze the load-bearing capacity and settlements of a root pile embedded in rock using a numerical model and semi-empirical prediction methods. The predicted results were compared with the data obtained from the static load test. The load test modeling was carried out using the finite element method through PLAXIS 3D software. Additionally, a geological investigation was conducted through rotary drilling, which provided assessments of basalt rock core samples, RQD (rock quality designation), parameters, recovery rates, and rock quality. Uniaxial compression tests and modulus of elasticity tests were also performed on the rock core samples. The average compressive strength of the samples was ~40 MPa, with RQD ranging from 0 to 100%. Finally, evaluations and interpretations of the data obtained from the static load test are presented, as well as a comparison of the field results with different methods of predicting the load-bearing capacity of piles embedded in rock.

Keywords: Static Load Test, Plaxis 3D, Rock Embedded Pile, Rock Quality Designation (RQD).

1. INTRODUÇÃO

As estacas embutidas em rocha são um meio eficaz e econômico de suportar cargas elevadas em formações rochosas relativamente fracas. Geralmente, são perfuradas em profundidades variando de um a mais de cinco diâmetros da estaca. As cargas aplicadas à estaca são suportadas pela interface rocha-concreto, por meio da resistência ao cisalhamento e pela resistência de ponta (HORVATH, KENNEY e KOZICKI, 1983).

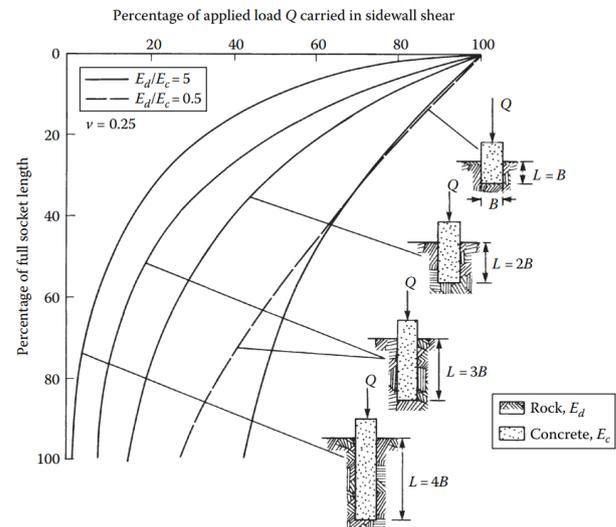
Esse tipo de fundação pode ser projetada para suportar carregamentos por meio de atrito lateral e resistência de ponta juntas, apenas por atrito lateral ou apenas por resistência de ponta. Embora seja vantajoso considerar a resistência de ponta, isso exige uma técnica construtiva adequada e uma inspeção rigorosa que garanta a limpeza da base, o que pode ser difícil e custoso de realizar. Assim, torna-se mais econômico e confiável projetar e construir as estacas embutidas em rocha para suportar suas cargas apenas por atrito lateral (WILLIAMS e PELLIS, 1981).

Os principais fatores que governam a capacidade de carga e o assentamento das estacas, segundo Tomlinson e Woodward (2015), são:

- a relação comprimento diâmetro da estaca;
- a rugosidade das paredes laterais;
- a condição da base do furo em relação à sua limpeza;
- o grau de alteração da rocha;
- a resistência a compressão da rocha ou do concreto;
- o assentamento da estaca em relação ao limite elástico do fuste;
- a fluência do material na interface rocha-concreto, resultando no aumento do assentamento com o tempo.

O efeito da relação comprimento/diâmetro da estaca na distribuição da carga transferida ao longo do fuste, assim como na porcentagem da carga que chega à base, é apresentado na Figura 1. Além disso, observa-se que para estacas longas com comprimento superior a quatro vezes o seu diâmetro a porcentagem da carga que chega na ponta é pequena.

Figura 1 - Distribuição do carregamento no fuste em relação ao comprimento da estaca. Fonte: Tomlinson e Woodward, 2015.



Dessa forma, para mobilizar a resistência de ponta, assim como o atrito do fuste, é necessário projetar a estaca com um comprimento inferior a quatro diâmetros. Isso ocorre porque, ao ultrapassar esse valor, a porcentagem da carga transferida para a ponta torna-se mínima.

Por fim, o objetivo deste trabalho consiste em revisar brevemente diferentes métodos utilizados para projetar estacas embutidas em rocha, tais como os métodos de Williams and Pells (1981), Horvath (1978), e Cabral e Antunes (2000), além do uso do programa de elementos finitos PLAXIS 3D. Os resultados obtidos são comparados com os dados da prova de carga estática em uma estaca raiz ($\phi=0,41\text{m}$) projetada para um edifício na região central de Mato Grosso do Sul, com comprimento de 10 metros e capacidade de carga de trabalho de 190 tf.

2. FUNDAMENTOS TEÓRICOS

Diferentes estudos apresentam correlações empíricas entre a resistência à compressão uniaxial da rocha, com a resistência unitária do fuste de estacas embutidas em rocha, baseando-se em resultados provas de carga. Além disso, são propostos fatores empíricos que levam em consideração a qualidade da rocha.

Foram consideradas as correlações empíricas de Williams e Pells, nove métodos empíricos no qual serão avaliados em conjunto, Cabral e Antunes e Modelagem Numérica, os quais serão resumidas a seguir.

Os valores obtidos para resistência unitária do fuste pelas metodologias acima, não podem ultrapassar o valor da resistência ao cisalhamento do concreto ou argamassa da estaca (Velloso e Lopes, 2010. p. 277), dado por:

$$\tau = 0,05f_{ck} \tag{1}$$

Onde:

τ : resistência ao cisalhamento do concreto;
 f_{ck} : resistência característica do concreto.

2.1. Williams e Pells (1981)

A metodologia apresentada por Williams e Pells (1981), relaciona a tensão cisalhante no fuste da estaca com a resistência a compressão uniaxial da rocha e seu nível de fraturamento medido pelo RQD (Rock Quality Designation), pela seguinte equação:

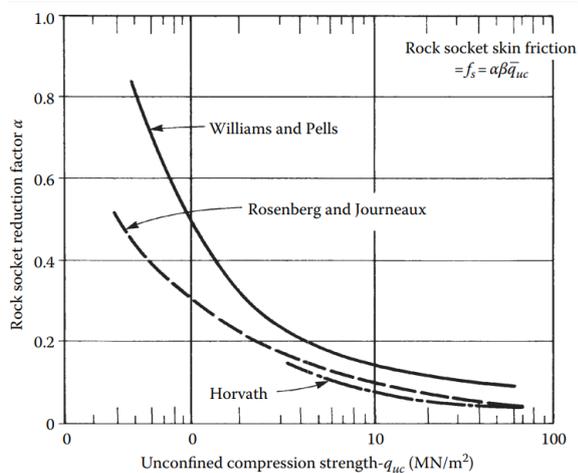
$$f_s = \alpha \cdot \beta \cdot q_{uc} \tag{2}$$

Onde:

f_s : tensão unitária no fuste;
 α : fator de redução relacionado ao q_{uc} ;
 β : fator de correção devido as descontinuidades do maciço;
 q_{uc} : resistência a compressão uniaxial não confinada da rocha.

Na Figura 2 é apresentado as curvas propostas por Williams e Pells (1981), Horvath (1978) e Rosenberg e Journeaux (1976), para obtenção do coeficiente de redução α . E na Figura 3 é apresentado a curva proposta por Williams e Pells (1981) para obtenção do fator de correção β .

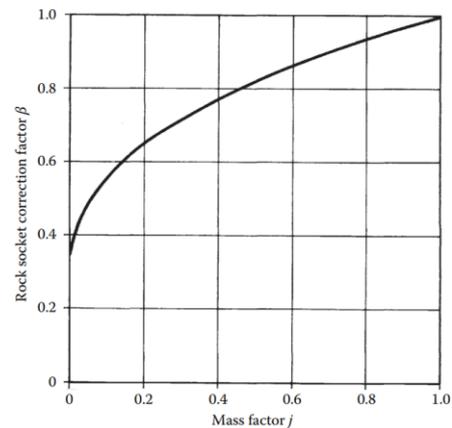
Figura 2 - Fator de redução para o atrito do fuste. Fonte: Tomlinson e Woodward, 2015. p. 195.



Na, Figura 2 é possível observar que a curva proposta por Rosenberg e Journeaux (1976) é mais conservadora que a de Williams e Pells (1981) e se aproxima da curva de Horvath (1978). Além disso, engloba valores de resistência a compressão não confinada da rocha entre 0,1-90 MPa.

Na Figura 3, podemos observar que o grau de fraturamento da rocha pode reduzir até 60% da tensão unitária resistida pelo maciço.

Figura 3 - Fator de redução devido as descontinuidades do maciço. Fonte: Williams e Pells, 1981.



Para determinar o valor do coeficiente de redução β , é necessário calcular o coeficiente Mass fator j , que é a razão entre o módulo de elasticidade do maciço rochoso em relação a rocha intacta, obtido a partir de ensaio de compressão ou medições de velocidade sísmica, conforme apresentado na Figura 4. Na ausência de ensaios, poderá ser obtido aproximadamente a partir das correlações com RQD, conforme apresentado na Tabela 1 (TOMLINSON e WOODWARD, 2015).

Figura 4 – Valores de “Mass factor j” Fonte: Williams e Pells, 1981.

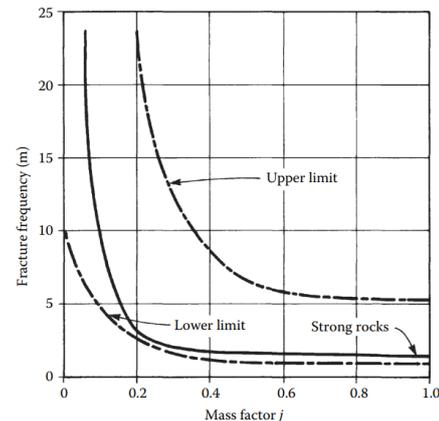


Tabela 1 – Correlação entre RQD e Mass fator j. Fonte: Adaptado de Tomlinson e Woodward, 2015. p. 196.

RQD (%)	Fracture frequency per metre	Mass factor j	Equation
0-25	>15	0,055-0,065	$j = 0,055+0,04.RQD$
25-50	15-8	0,065-0,11	$j = 0,020+0,18.RQD$
50-75	8-5	0,11-0,15	$j = 0,030+0,16.RQD$
75-100	5-1	0,15-1	$j = -2,40+3,40.RQD$

A Tabela 1 foi adaptada de Tomlinson e Woodward (2015) para a curva “Strong rocks” apresentada na Figura 4, pois demonstrou estimar valores de β mais relevantes ao estudo.

2.2. Outros Métodos Empíricos

As correlações empíricas propostas por diversos autores podem ser generalizadas, pela seguinte equação:

$$f_s = \alpha \cdot q_{uc}^\beta \quad (3)$$

Onde:

f_s : tensão unitária no fuste;

α e β : fatores determinados empiricamente a partir de provas de carga;

q_{uc} : resistência a compressão uniaxial não confinada da rocha.

Os fatores empíricos propostos por diversos autores são apresentados na Tabela 2.

Tabela 2 – Fatores empíricos para determinação da tensão unitária do fuste. Fonte: Seidel e Collingwood, 2001.

Design method	α	β
Horvath and Kenney 1979	0.21	0.50
Carter and Kulhawy 1988	0.20	0.50
Williams et al. 1980	0.44	0.36
Rowe and Armitage 1984	0.40	0.57
Rosenberg and Journeaux 1976	0.34	0.51
Reynolds and Kaderbeck 1980	0.30	1.00
Gupton and Logan 1984	0.20	1.00
Reese and O'Neill 1988	0.15	1.00
Toh et al. 1989	0.25	1.00

2.3. Cabral e Antunes (2000)

A metodologia proposta por Cabral e Antunes (2000) consiste em dividir e caracterizar o maciço rochoso em três principais tipos de rocha e, com base no grau de alteração da rocha, atribuir uma faixa de tensão unitária para o fuste da estaca. O projetista deve adotar um valor dentro dessa faixa proposta. Na Tabela 3 são apresentados os tipos de rochas considerados no estudo.

Tabela 3 – Tipos de rochas consideradas por Cabral e Antunes (2000). Fonte: Autor.

Tipo de rocha	Descrição
Tipo 1	Rochas ígneas e metamórficas Basaltos, gnaisses e granitos
Tipo 2	Rochas metamórficas foliadas Ardósias e xistos
Tipo 3	Rochas sedimentares bem cimentadas Arenitos, calcáreos e siltitos

Segundo Cabral e Antunes (2000), "o atrito lateral deve ser de 2,5 a 3,5% da resistência de ponta". Porém como o estudo se trata de estacas longas embutidas em rocha, só será abordado a parcela do atrito lateral do fuste.

Os valores de tensão unitária do fuste f_s podem ser obtidos diretamente da Tabela 4.

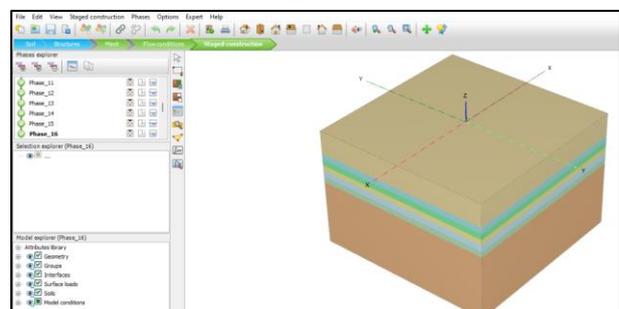
Tabela 4 – Valores de f_s em função do tipo de rocha e do grau de alteração. Fonte: Cabral e Antunes, 2000. p. 6.

Tipo de Rocha	Muito alterada	Alterada	Pouco alter. 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

2.3. Simulação Numérica

Para a análise utilizando simulação numérica foi utilizado o software PLAXIS 3D. O PLAXIS 3D é um software de análise numérica baseado no método dos elementos finitos, utilizado para modelagem tridimensional de problemas geotécnicos. Ele permite a análise de tensões e deformações em solo e rocha, permitindo a simulação de diversas situações geotécnicas, como escavações, fundações, túneis e barragens.

Figura 5 – Interface PLAXIS 3D V20. Fonte: Autor.



Para a estimativa dos parâmetros geotécnicos da rocha, foram utilizadas as orientações de Tomlinson e Woodward (2015) para a obtenção dos parâmetros de coesão, ângulo de atrito e peso específico da rocha, e

de Bowles (1997) para a obtenção dos parâmetros de módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson.

Conforme apresentado na Tabela 5, observa-se que o módulo de elasticidade da rocha medido em laboratório pode ser reduzido em até 99% aproximadamente, devido ao grau de fraturas do maciço, designado pelo parâmetro RQD.

Tabela 5 – Módulo de elasticidade em razão do módulo medido em laboratório e do RQD. Fonte: Bowles, 1997. p. 204.

RQD	Rock description	E_f/E_{lab} *
<0.25	Very poor	0.15
0.25–0.50	Poor	0.20
0.50–0.75	Fair	0.25
0.75–0.90	Good	0.3–0.7
>0.90	Excellent	0.7–1.0

* Approximately for field/laboratory compression strengths also.

Tabela 6 – Resistência última da base da estaca, coesão e ângulo de atrito em razão da resistência a compressão uniaxial não confinada da rocha e do RQD. Fonte: Tomlinson e Woodward, 2015. p. 189.

RQD (%)	q_{ub}	c	ϕ°
0–70	$0.33q_{uc}$	$0.1q_{uc}$	30
70–100	$0.33–0.8q_{uc}$	$0.1q_{uc}$	30–60

2.3. Interpretação da Curva Carga vs Recalque

Caso a curva carga versus recalque não apresente uma ruptura nítida, uma análise visual isolada pode não ser suficiente para definir a carga de ruptura. Logo, torna-se necessário utilizar algumas metodologias para estimar a carga de ruptura. A seguir, são apresentadas algumas metodologias que serão utilizadas no presente estudo para estimar a carga de ruptura da estaca.

Terzaghi (1942), a carga correspondente a um deslocamento equivalente a 10% do diâmetro da estaca é a carga que deve ser considerada como carga de ruptura.

Van der Veen (1953) e Van der Veen modificado por Aoki (1976), buscam estabelecer uma assíntota vertical para a curva.

Décourt (1996, 1998) apresenta uma proposta de interpretação baseado na análise dos resultados da prova de carga plotados no gráfico de rigidez.

A NBR 6122 (2022) fornece orientações sobre a definição da carga de ruptura. A norma apresenta uma equação que gera uma reta, a qual deve interceptar a extrapolação da curva carga versus recalque.

Os critérios de interpretação da curva carga vs recalque, utilizados para interpretar as curvas analisadas neste trabalho foram: Van der Veen (1953), Van der Veen modificado por Aoki (1976), Rigidez de Décourt (1996, 1998), Terzaghi (1942) e NBR 6122 (2022).

3. METODOLOGIA

3.1. Estudo de Caso

Este estudo apresenta os resultados obtidos na prova de carga estática de uma estaca raiz, com diâmetro nominal de 41 cm, projetada para uma carga de trabalho de 190 tf. A estaca faz parte de um grupo de estacas para um edifício no estado de Mato Grosso do Sul.

Foi realizada uma campanha com oito furos de sondagem rotativa visando o reconhecimento do subsolo, a definição da qualidade do maciço, a obtenção de amostras para descrição geológica do material, a verificação da continuidade física, a resistência e a recuperação da rocha, o RQD, o grau de fraturamento e a presença do nível d'água.

Para melhor compreensão do terreno, foram elaborados dois perfis geotécnicos que mostram a disposição da camada rochosa, englobando todas as sondagens, conforme ilustrado na Figura 7. A disposição das sondagens no terreno, com área de 49x63 metros, e a posição das seções são ilustradas na Figura 6.

Os perfis geotécnicos incluem informações sobre o nível do lençol freático, RQD e a disposição das camadas de solo ou rocha. É possível observar a presença de uma fina camada de argila arenosa em alguns pontos, que posteriormente foi escavada, seguida por um maciço rochoso composto de basalto muito fraturado.

Figura 6 – Implantação da área de estudo. Fonte: Autor.

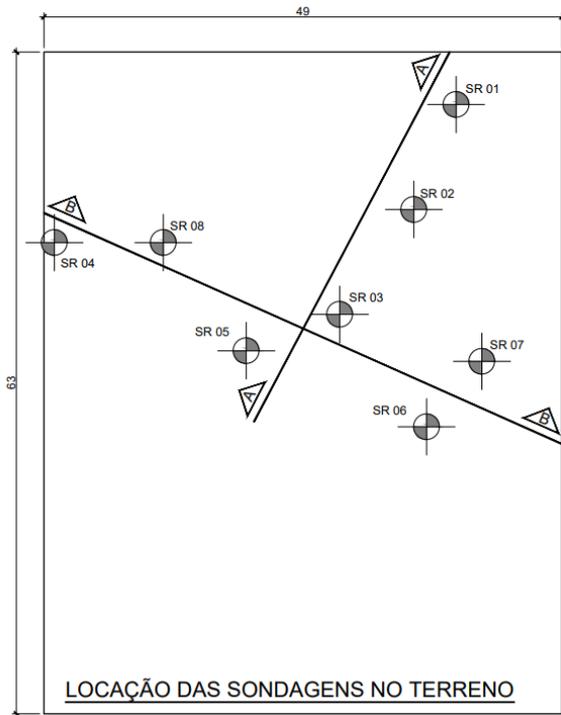
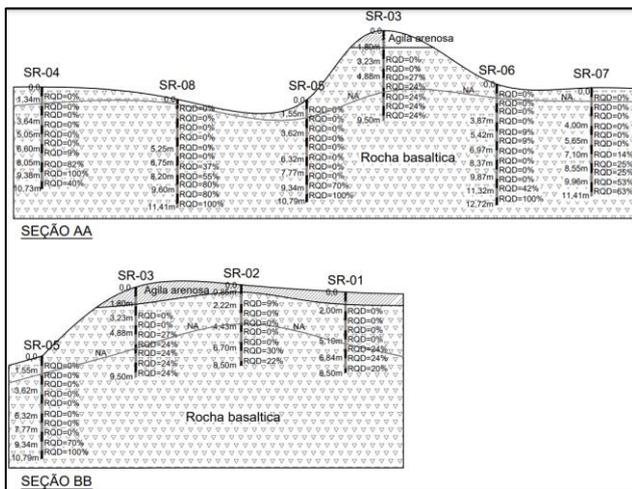


Figura 7 – Perfis Geotécnicos. Fonte: Autor.



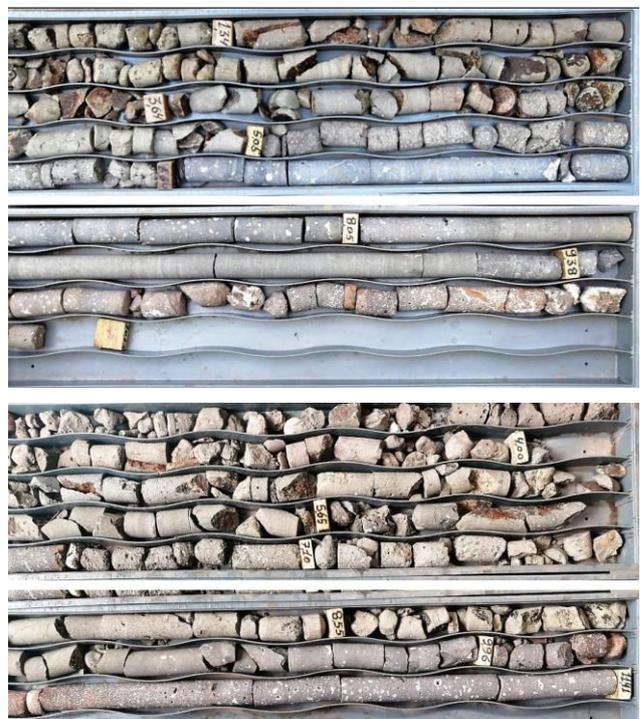
3.2. Caracterização do Maciço Rochoso

Após a realização das sondagens rotativas, foram conduzidas diversas análises com base nos resultados obtidos. Nas Figura 8 e Figura 9, é possível observar as amostras obtidas. Com base nessas amostras, foi possível caracterizar o maciço rochoso como uma rocha basáltica com textura fanerítica equigranular fina e basáltica amigdaloidal.

Figura 8 – SR-01 e SR-02. Fonte: Autor.

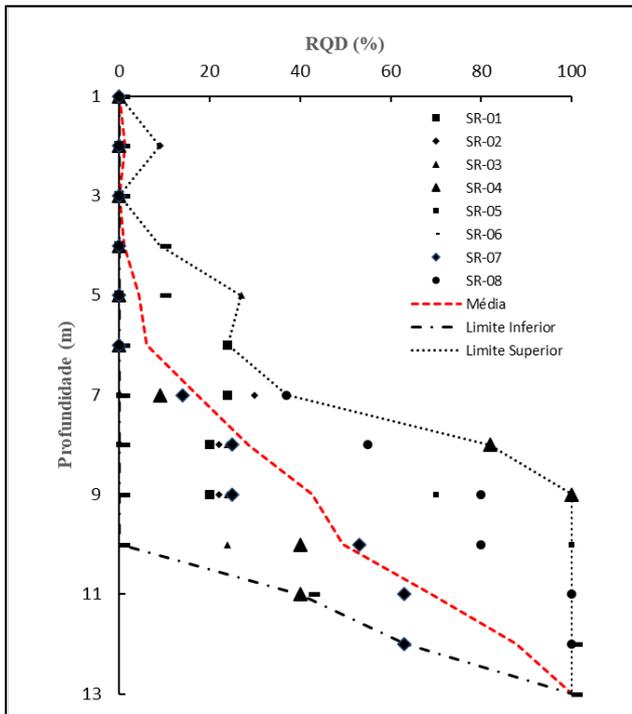


Figura 9 – SR-04 e SR-07. Fonte: Autor.



A partir dos dados obtidos na sondagem, foi elaborado um gráfico, ilustrado na Figura 10, de RQD em função da profundidade. Com base nos resultados, foram calculados os limites superior e inferior, além de uma média, para melhor caracterização do maciço.

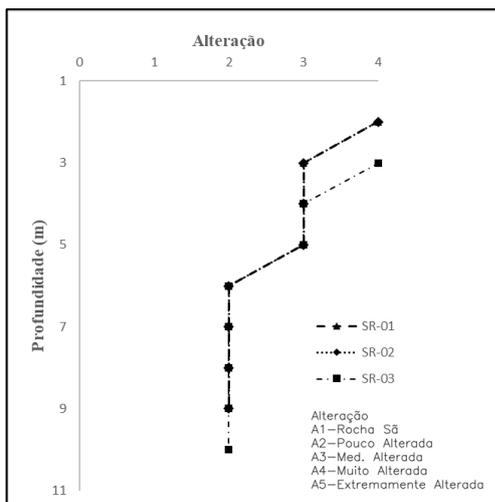
Figura 10 – RQD vs Profundidade. Fonte: Autor.



Conforme ilustrado na Figura 10, podemos observar uma quantidade significativa de RQD abaixo de 20% até a profundidade de dez metros (profundidade total da estaca), demonstrando que o maciço é muito fraturado.

Também foi realizado uma análise quanto ao grau de alteração das amostras de rocha. O resultado obtido é ilustrado na Figura 11.

Figura 11 – Grau de alteração do maciço. Fonte: Autor.



Podemos observar na Figura 11 que, nos primeiros cinco metros, predominam rochas medianamente alteradas a muito alteradas. A partir dessa profundidade, até os dez metros, a rocha se apresenta como pouco alterada.

Também foi realizado uma análise quanto ao grau de fraturamento e de coerência das amostras de rocha. O resultado obtido é ilustrado na Figura 12 e Figura 13, respectivamente.

Figura 12 – Grau de fraturamento do maciço. Fonte: Autor.

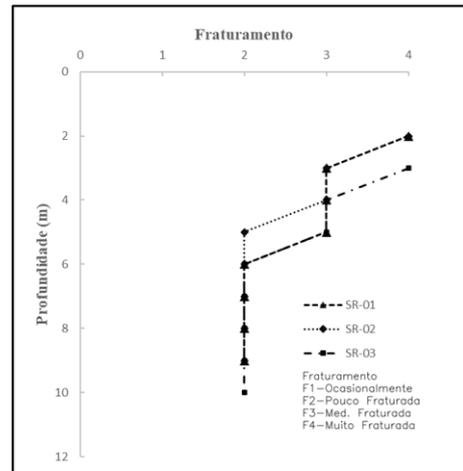
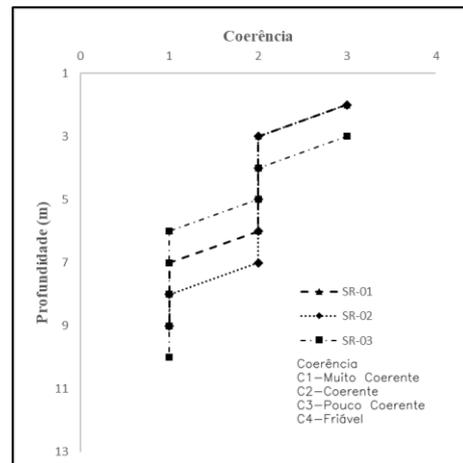


Figura 13 – Coerência do maciço. Fonte: Autor.



Observa-se nas Figura 12 e Figura 13 que, nos primeiros cinco metros, predominam rochas medianamente fraturada a muito fraturada, de pouco coerente a coerente. A partir dessa profundidade, até os dez metros, a rocha se apresenta como pouco fraturada e muito coerente.

Os corpos de prova de rocha, coletados com boa recuperação, foram utilizados para a realização de ensaios de compressão uniaxial não confinado e para determinação do módulo de elasticidade. Foi realizado um total de 14 ensaios de compressão. A seguir é

ilustrado algumas imagens dos corpos de prova em laboratório.

Figura 14 – Preparação dos corpos de prova para ensaio. Fonte: Autor.



Conforme apresentado na Figura 14, os corpos de rocha coletados a partir da sondagem rotativa, foram limpos e retificados para o ensaio de compressão uniaxial não confinado. As imagens do ensaio são apresentadas na Figura 15.

Figura 15 – Realização dos ensaios. Fonte: Autor.



3.3. Prova de Carga Estática

Foi realizado uma prova de carga à compressão em uma estaca raiz, projetada para uma carga total de 190 tf, com diâmetro de 41 cm e comprimento igual a 10 m. O ensaio foi realizado conforme a NBR 16903 (ABNT, 2020), com o objetivo principal de avaliar a capacidade de carga da estaca e seu deslocamento correspondente.

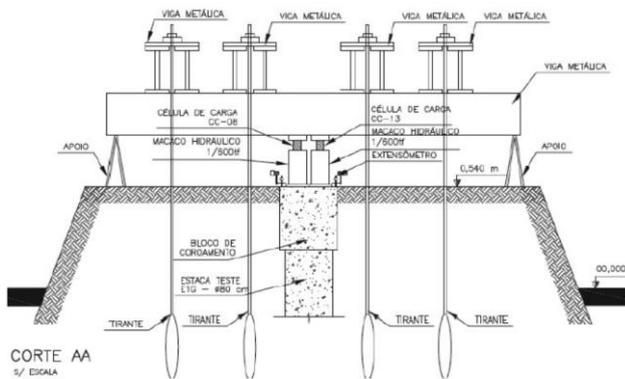
Para a aplicação de cargas, foram utilizados dois cilindros hidráulicos, conforme apresentado na Figura 16, cada um com uma célula de carga independente. Também foi monitorada uma estaca de reação com célula de carga, a fim de que se verificasse a correta transferência de carga às reações tracionadas. Na Figura 17 podemos observar o croqui de montagem da prova de carga.

A prova de carga realizada foi do tipo estática e lenta à compressão. O carregamento da estaca foi iniciado com uma carga de 333,2 kN (34,0 tf), seguida por incrementos sucessivos de 333,2 kN (34,0 tf) cada. A cada incremento de carga, as cargas totais foram mantidas constantes para estabilização dos deslocamentos pelo tempo mínimo de 30 (trinta) minutos, conforme preconiza a norma. Após o último incremento de carga, totalizou-se 238 tf, ou seja, 1,25 vezes a carga de trabalho da estaca.

Figura 16 – Ensaio de prova de carga estática. Fonte: EPF Geotecnia, 2021.



Figura 17 – Croqui de montagem da prova de carga. Fonte: Luzzardi, 2015.

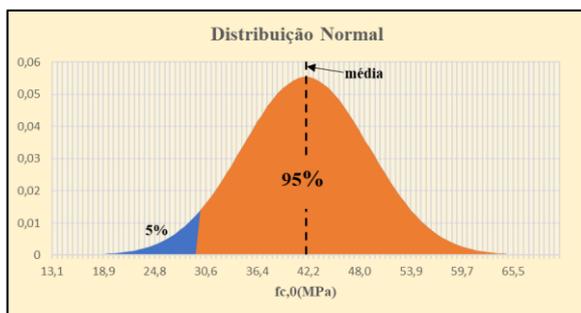


4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1. Ensaios de Laboratório

Os ensaios de compressão uniaxial, realizados nos corpos de rocha, resultaram em resistências variando entre 32,90 e 55,10 MPa, com uma média de 42 MPa e desvio padrão de 7,20 MPa. A partir do valor da média e do desvio padrão, foi traçada a distribuição normal de probabilidade de Gauss para obter um valor característico da resistência à compressão da rocha, com um nível de confiabilidade de 95%. Na Figura 18, podemos observar o valor da média (ponto de máximo da curva) e o valor característico dos corpos de rocha.

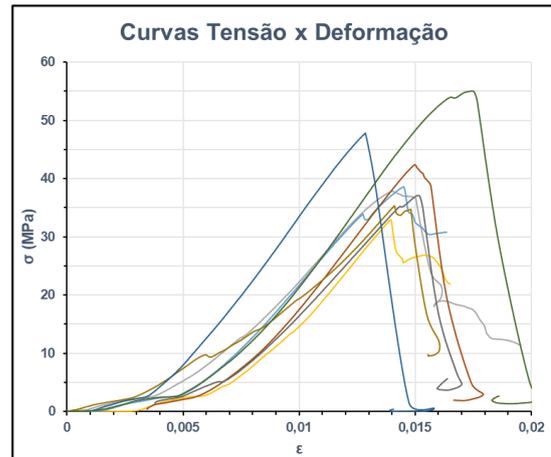
Figura 18 – Distribuição normal de Gauss. Fonte: Autor.



Conforme apresentado na Figura 18, foi obtido um valor característico de 30 MPa para uma probabilidade de 95%.

Dos ensaios de compressão, foram selecionadas as curvas que obtiveram os melhores resultados para traçar o diagrama tensão versus deformação, conforme apresentado na Figura 19.

Figura 19 – Curva tensão versus deformação específica. Fonte: Autor.

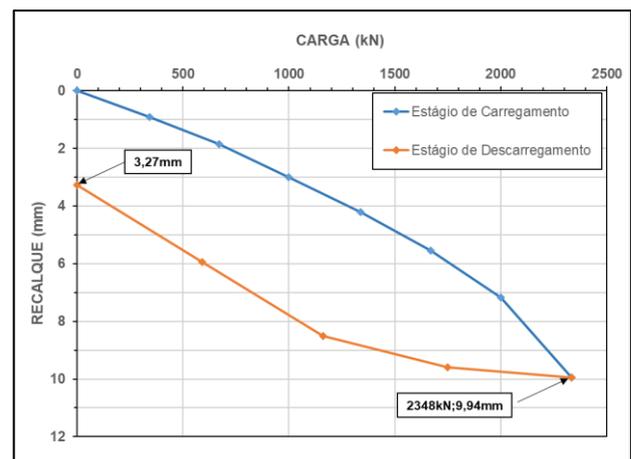


Observa-se na Figura 19 que todos os resultados apresentam um trecho linear elástico seguido de uma ruptura brusca. A partir da curva tensão versus deformação, é possível determinar o valor do módulo de elasticidade do corpo de prova.

4.2. Análise da Prova de Carga

A estaca foi submetida à carga limite de 2332,4 kN (238,0 tf), equivalente a 1,25 vezes a carga de trabalho prevista, e apresentou um recalque final de 9,94 mm, correspondente a 2,42% do diâmetro da estaca. A curva correspondente a prova de carga apresentado na Figura 20.

Figura 20 – Gráfico Carga vs Recalque. Fonte: Autor.



Observa-se que, ao descarregar a estaca, foi obtido um valor residual de recalque de 3,27 mm, que corresponde à parcela da deformação do solo que sofreu plastificação.

Com a prova de carga apresentada no gráfico da Figura 20, não é possível definir um ponto de ruptura

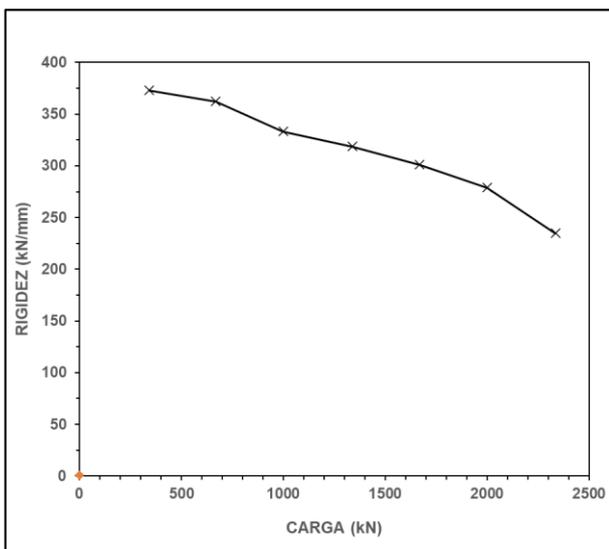
nítido, tornando necessário estimá-lo. A extrapolação da curva da prova de carga e as estimativas para a carga de ruptura são apresentadas a seguir.

Tabela 7 – Valores de deslocamento por carga. Fonte: Autor.

CARGA (kN)	r (mm)	Q/r (kN/mm)
0	0	0
343	0,92	373
670	1,85	362
1000	3	333
1339	4,2	319
1670	5,55	301
2000	7,17	279
2335	9,94	235

Na Tabela 7 são apresentados os valores de carga, recalque e rigidez. Com base nesses valores, foi elaborado o gráfico de rigidez, conforme exibido na Figura 21. Observando o comportamento do gráfico de rigidez, nota-se que não há uma tendência de ruptura, pois a curva não mostra características de assíntota com o eixo das abscissas, com a rigidez tendendo a zero.

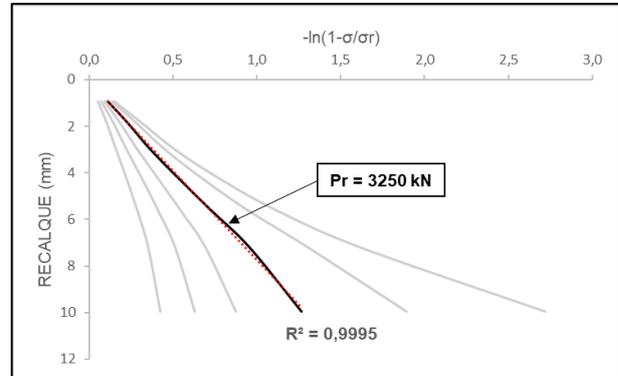
Figura 21 – Gráfico de rigidez. Fonte: Autor.



Observando a Figura 22, nota-se que foi obtido uma carga de ruptura de 3250 kN, para um $R^2 = 0,9985$. Esse foi o melhor valor de R^2 obtido dentre diversos valores possíveis de carga de ruptura, segundo a

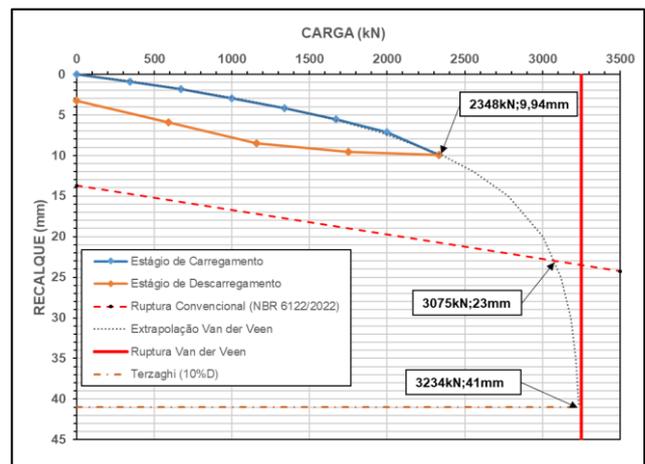
metodologia de Van der Veen (1953). Além disso, com base na metodologia de Van der Veen modificado por Aoki (1976), foi possível traçar a extrapolação do resultado da prova de carga estática.

Figura 22 – Carga de ruptura segundo Van der Veen (1953). Fonte: Autor.



Observando a Figura 23, nota-se que a extrapolação da curva utilizando a metodologia de Van der Veen modificado por Aoki (1976), se ajustou perfeitamente a curva do ensaio. Esse ajuste só é possível utilizando um valor para carga de ruptura que resulte em um R^2 aceitável.

Figura 23 – Gráfico Carga vs Recalque e estimativa da carga de ruptura. Fonte: Autor.



Na Figura 23, são apresentados os resultados para a carga de ruptura pelas metodologias de Van der Veen (1953), Terzaghi (1942) e NBR 6122 (2022). Para o método de Van der Veen, foi obtida uma carga de ruptura de 3250 kN. Pela metodologia de Terzaghi, a carga de ruptura foi de 3234 kN para um recalque de

41 mm e pela metodologia da NBR 6122, foi obtida uma carga de 3075 kN para um recalque de 23 mm.

Observa-se que os resultados obtidos pelas diferentes metodologias chegaram a cargas relativamente próximas. Além disso, os resultados obtidos pela metodologia de Van der Veen (1953) e Terzaghi (1942), foram praticamente iguais.

Posteriormente, foi realizado a simulação numérica da prova de carga no PLAXIS 3D, utilizando os mesmos valores de aplicação de carga, para verificar se é possível realizar uma estimativa aceitável do recalque da estaca para sua carga de trabalho.

Neste estudo, foi determinado o modelo simplificado de Mohr-Coulomb. Para o uso do modelo de Mohr-Coulomb, são necessários os seguintes parâmetros para adequada implementação: peso específico natural (γ) e saturado (γ_{sat}) dos materiais, módulo de elasticidade (E), coeficiente de Poisson (ν) e ângulo de atrito (ϕ). Algumas informações avançadas adicionais podem ser incluídas, porém com os parâmetros citados é possível realizar a análise

Os parâmetros de coesão e ângulo de atrito foram estimados conforme a Tabela 6. Para a estimativa do módulo de elasticidade, utilizou-se uma relação linear com os valores da Tabela 5, onde o módulo foi limitado a um valor mínimo de 1% do módulo obtido em laboratório para um RQD de 0%.

O modelo numérico foi desenvolvido utilizando um perfil médio de RQD, conforme apresentado na Figura 10. Os parâmetros geotécnicos adotados para o modelo são apresentados na Tabela 8.

Tabela 8 – Parâmetros geotécnicos adotados no modelo de elementos finitos. Fonte: Autor.

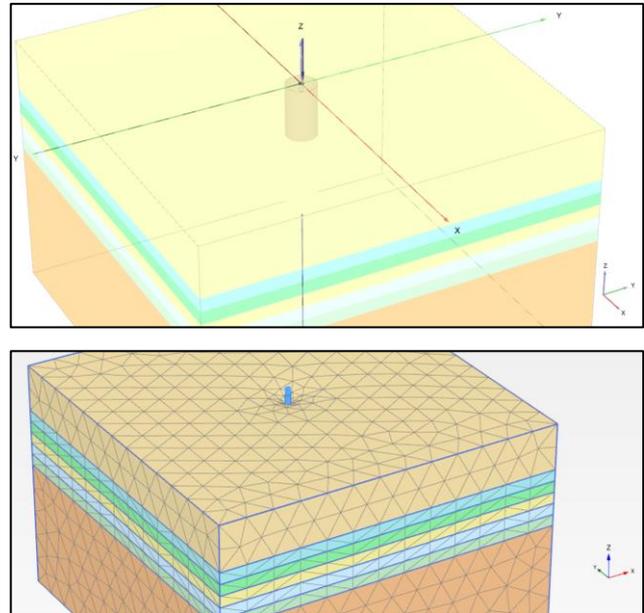
Profundidade (m)	RQD MÉDIO (%)	E (Mpa)	γ (kN/m ³)	ϕ°	c (kPa)	μ
1	0	15,72	20	30°	3270	0,27
2	1	15,72				
3	0	15,72				
4	1	15,72				
5	5	47,16				
6	6	56,59				
7	17	160,34				
8	29	248,38				
9	43	292,39				
10	50	314,40				

Os valores de módulo de elasticidade adotados para cada metro, foram obtidos com base no valor tirado Figura 19, sendo este igual a 1572 MPa.

Posteriormente, foi realizada a modelagem das camadas do maciço rochoso e da estaca raiz. Considerou-se uma interface solo-estrutura para

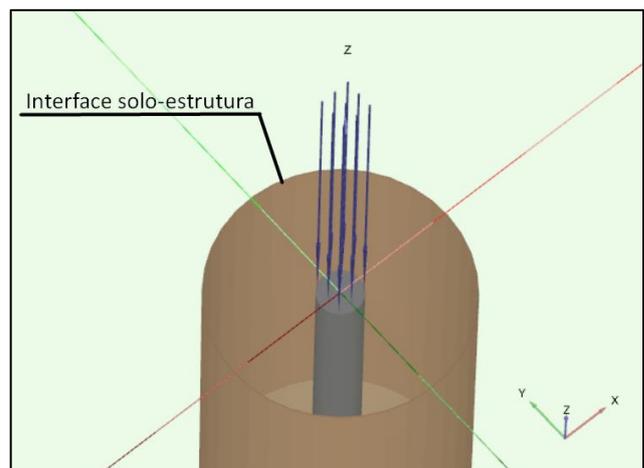
analisar a distribuição dos carregamentos no fuste e outra para a distribuição dos carregamentos na base. A seguir, são apresentadas algumas imagens do modelo numérico.

Figura 24 – Modelo tridimensional com e sem a malha de elementos finitos. Fonte: Autor.



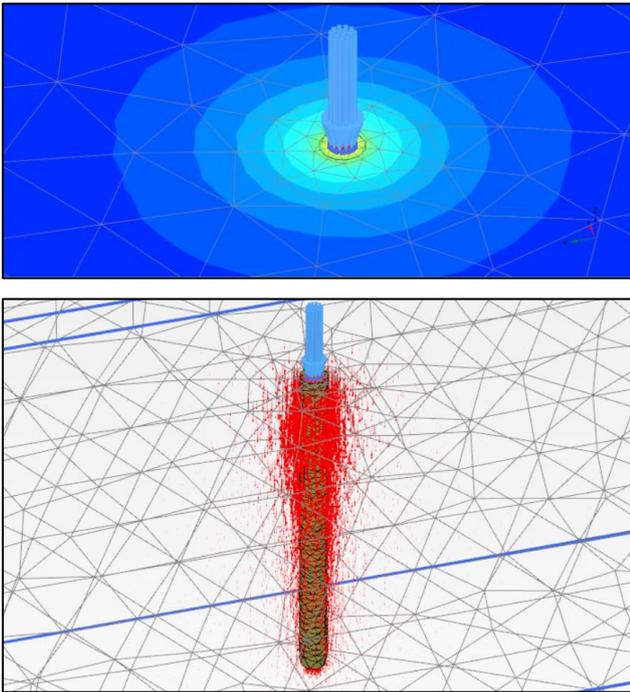
Na Figura 25 é apresentado o modelo da estaca, a distribuição dos carregamentos e a interface solo-estrutura adotada no modelo.

Figura 25 – Modelo isométrico da estaca. Fonte: Autor.



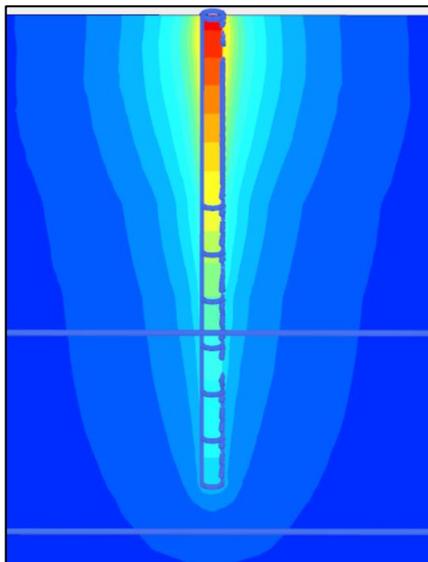
Observa-se na Figura 26 que, após a modelagem de todas as etapas de carregamento, é possível analisar como os esforços são dissipados a partir da análise da mobilização de deformações ao longo do fuste da estaca.

Figura 26 – Distribuição de deformações ao longo do fuste da estaca. Fonte: Autor.



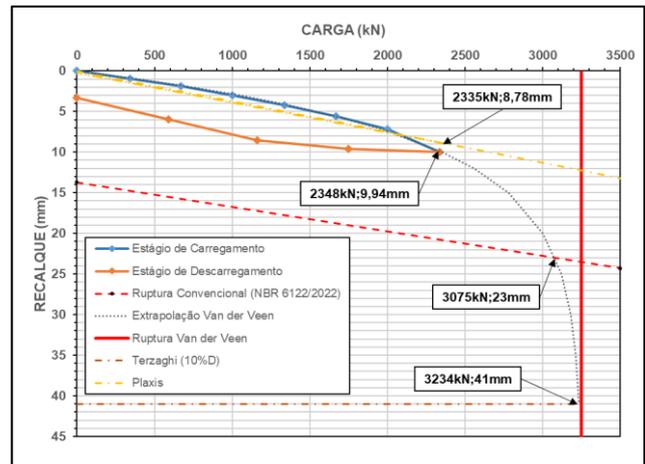
Além disso, na Figura 27 é possível analisar como se comporta as deformações ao longo do fuste da estaca. Ademais, podemos observar maiores deformações no topo da estaca, e conforme o carregamento é distribuído ao longo do fuste, as deformações diminuem. Além disso, é possível observar que as deformações na base da estaca são mínimas, uma vez que a maior parte do carregamento já foi dissipada ao longo do fuste.

Figura 27 – Desenvolvimento das deformações ao longo da estaca. Fonte: Autor.



Por fim, os resultados da prova de carga, simulada através do modelo de elementos finitos, são apresentados no gráfico da Figura 28.

Figura 28 – Gráfico Carga vs Recalque: comparativo entre prova de carga estática e prova de carga simulada no PLAXIS 3D. Fonte: Autor.



Observa-se que o recalque obtido para a carga de trabalho da estaca no modelo numérico e na prova de carga estática foram muito próximos. Portanto, constatou-se que o modelo numérico estimou com boa precisão os recalques da estaca para pequenas deformações, ou seja, enquanto a carga está sendo dissipada apenas pelo fuste da estaca.

No entanto, para maiores deformações, a partir do momento em que a ponta começa a trabalhar juntamente com o fuste, o modelo numérico deixa de estimar os recalques com precisão. Portanto, para estimar o recalque a partir desse ponto, é necessário utilizar um modelo de análise mais complexo, que considere mais parâmetros geotécnicos do maciço. Todavia, para estacas longas ($L > 4D$) embutidas em rocha, em que praticamente toda a carga é dissipada pelo fuste, o modelo simplificado de Mohr-Coulomb mostrou ser eficiente.

4.2. Análise dos Métodos Semi-Empíricos

O primeiro critério a ser avaliado é a resistência ao cisalhamento da estaca. Considerando que o concreto utilizado na estaca possui uma resistência de 20 MPa, a resistência ao cisalhamento, conforme as recomendações de Velloso e Lopes (2010), é de 1 MPa. Portanto, a tensão unitária do fuste não pode ser superior a este valor.

Os valores de tensão unitária no fuste, obtidos a partir das metodologias propostas neste estudo, são apresentados na Tabela 9 para Williams e Pells (1981), na Tabela 10 para Cabral e Antunes (2000), e na Tabela 11 com os valores obtidos de diversos autores.

Tabela 9 – Tensão unitária Williams e Pells (1981). Fonte: Autor.

Trecho em rocha (m)	RQD (%)	Mass Factor (j)	Coefficiente de redução (β)	(Whillians e Pheus) (α)	(Rosenberg) (α)	fs (Whillians e Pheus) (MPa)	fs (Rosenberg) (MPa)
1	0	0,055	0,48	0,106	0,060	1,53	0,86
2	1	0,055	0,48			1,53	0,86
3	0	0,055	0,48			1,53	0,86
4	1	0,055	0,48			1,53	0,86
5	5	0,057	0,49			1,54	0,87
6	6	0,057	0,49			1,54	0,87
7	17	0,062	0,49			1,57	0,89
8	29	0,072	0,51			1,63	0,92
9	43	0,097	0,55			1,75	0,99
10	50	0,110	0,57			1,80	1,02

Observa-se que os valores obtidos de tensão unitária no fuste, tanto para Rosenberg quanto para os autores presentes na Tabela 11, são superiores a 1 MPa. Consequentemente, ambos resultam em um mesmo valor de capacidade de carga.

Tabela 10 – Tensão unitária Cabral e Antunes (2000). Fonte: Autor.

Trecho em rocha (m)	Tipo de alteração	Tipo de rocha	fs (MPa)
1	4	1	0,20
2	4		0,20
3	4		0,20
4	3		0,50
5	3		0,50
6	2		0,85
7	2		0,85
8	2		0,85
9	2		0,85
10	2		0,85

Para Cabral e Antunes (2000), foram adotados os valores mínimos indicados na Tabela 3, correspondente ao seu respectivo grau de alteração da rocha.

Tabela 11 – Tensão unitária do fuste para diversos autores. Fonte: Autor.

Método	α	β	f _s (MPa)	Média (MPa)	Desv. Pad. (MPa)
Horvarth & Kenney - 1979	0,67	0,50	3,7	3,9	3
Carter & Kulhawy - 1988	0,20	0,50	1,1		
Williams & Pells - 1980	0,44	0,36	1,5		
Rowe & Armitage - 1984	0,40	0,57	2,8		
Rosenberg & Journeaux - 1976	0,34	0,51	1,9		
Reynolds & Kaderbeck - 1980	0,30	1,00	9,0		
Gupton and Logan - 1984	0,20	1,00	6,0		
Reese & O'Neill - 1988	0,15	1,00	4,5		
Toh & all 1989	0,25	1,00	7,5		

Os resultados obtidos para a capacidade de carga pelos métodos semi-empíricos para os diversos autores são apresentados na Tabela 12. Mantendo-se sempre o fator de segurança global de 3,00.

Tabela 12 – Valores de capacidade de carga estimadas pelos métodos semi-empíricos. Fonte: Autor.

MÉTODO	CARGA ESTIMADA (kN)
Williams e Pells (1981)	3860
Cabral e Antunes (2000)	2512
Outros métodos	4294

Observa-se que os valores obtidos para Williams e Pells (1981), Cabral e Antunes (2000) e para os Outros métodos superestimaram a capacidade de carga da estaca, ultrapassando a carga de ruptura. Isso pode ter ocorrido devido à alta resistência à compressão da rocha. Além disso, os resultados obtidos para os Outros autores, não levam em consideração o grau de fraturamento ou de intemperismo da rocha.

O resultado obtido para Cabral e Antunes (2000), onde foram considerados os valores mínimos de sua tabela, resultou em um valor mais próximo da carga de trabalho da estaca, embora ainda tenha superestimado sua capacidade de carga.

O resumo dos resultados obtidos, tanto para a capacidade de carga das estacas quanto para a carga de ruptura estimada, está apresentado na Tabela 13.

Tabela 13 – Resumo dos resultados obtidos. Fonte: Autor.

Semi-Empíricos	MÉTODO	Carga Estimada (kN)
	Williams e Pells (1981)	
Cabral e Antunes (2000)		2512
Outros métodos		4294
Extrapolação PCE	NBR 6122/2022	3075
	Van der Veen	3250
	Terzaghi	3234

Por fim, observa-se na Tabela 13 que a metodologia de Williams e Pells (1981) resultou em uma capacidade de carga 26% superior à carga de ruptura determinada pela NBR 6122/2022, 19% superior à obtida pela metodologia de Van der Veen (1953) e 19% superior à estimada por Terzaghi (1942). A metodologia de Cabral e Antunes (2000) resultou em uma capacidade de carga 32% superior à carga de trabalho da estaca. Além disso, a metodologia que utilizou coeficientes de diversos autores resultou em uma capacidade de carga 40% superior à carga de ruptura determinada pela NBR 6122/2022, 32% superior à obtida por Van der Veen e 33% superior à estimada por Terzaghi.

5. CONCLUSÃO

O estudo apresentou uma análise abrangente do comportamento de uma estaca raiz embutida em rocha submetida a provas de carga estática. A metodologia empregada, que incluiu tanto modelos numéricos quanto análises semi-empíricas, permitiu avaliar a capacidade de carga da estaca e os recalques associados.

Os resultados indicaram que o modelo numérico baseado no método de Mohr-Coulomb é eficaz para estimar os recalques em estacas longas embutidas em rocha, especialmente para pequenas deformações, onde a carga é predominantemente dissipada pelo fuste da estaca. No entanto, para deformações maiores, onde a ponta da estaca começa a trabalhar conjuntamente com o fuste, o modelo apresentou limitações, sugerindo a necessidade de modelos mais complexos que considerem parâmetros geotécnicos adicionais.

Além disso, as cargas de ruptura estimadas pelas metodologias de Van der Veen (1953), Van der Veen modificado por Aoki (1976), Rigidez de Décourt (1996, 1998), Terzaghi (1942) e NBR 6122 (2022) mostraram-se eficientes e produziram bons resultados.

A comparação entre os métodos semi-empíricos revelou que a metodologia de Williams e Pells (1981), Cabral e Antunes (2000) e Outros autores, foram superestimados, resultando em uma capacidade de carga significativamente superior em comparação com a carga de ruptura determinada pela NBR 6122/2022 e outras metodologias.

O modelo numérico confirma a hipótese de que para estacas longas embutidas em rocha a maior parte da carga aplicada no topo da estaca teste é transferida através do atrito lateral.

Em suma, o estudo demonstra a complexidade de estimar a capacidade de carga de estacas longas embutidas em rocha. É importante ressaltar que, frequentemente, o critério limitante para definir a capacidade de carga é a capacidade estrutural da estaca raiz, e não a geotécnica.

É importante ressaltar que ainda há certa complexidade em simular o comportamento do solo, mas o vasto poder das ferramentas numéricas pode ajudar a compreender melhor os processos físicos reais complexos e a fazer previsões com maior segurança.

Fatores como a geometria (comprimento e diâmetro), as condições geotécnicas do subsolo e a qualidade da execução, influenciam diretamente no comportamento de uma estaca, portanto devem ser analisados em conjunto para a garantia de um bom desempenho da fundação.

5.1. Sugestões para Pesquisas Futuras

1. Executar e analisar maior quantidade de provas de carga, em estacas do tipo raiz embutida em rocha;
2. Ajuste nos parâmetros " α ", " β " e " j " que devem ser aprimorados com a execução de novas provas de carga instrumentadas.
3. Análise no PLAXIS com valores dos parâmetros do solo obtidos por meio de ensaios de laboratório ou outros tipos de ensaios de campo juntamente com a utilização de um modelo matemático mais complexo de análise.

6. AGRADECIMENTOS

À Universidade Federal do Mato Grosso do Sul (UFMS) por fornecer uma excelente capacitação.

À orientação do Professor Dr. José Otávio Serrão Eleutério, pelos ensinamentos transmitidos e pelos incentivos proporcionados na elaboração deste artigo, expresso minha profunda gratidão.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT NBR 6122:2019/Em1:2022: Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro, p.27, 2022.
- ABNT NBR 16903/2020: Solo – Prova de carga estática em fundação profunda. Rio de Janeiro, 2020.
- AOKI, N. Considerações sobre a capacidade de carga de estacas isoladas. Curso de Extensão Universitária em Engenharia de Fundações, ministrado na Universidade Gama Filho, Rio de Janeiro, 1976. 44 p.
- Bowles, J. E. **FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN**. 5ª ed. New York: The McGraw-Hill Companies, Inc, 1997.
- Cabral, D. A.; Antunes, W. R. Sugestão para a determinação da capacidade de carga de estacas escavadas embutidas em rocha. **Anais...** 4º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. p. 169 – 177, 2000.
- CINTRA, J. C. A. et al. **Fundações: ensaios estáticos e dinâmicos**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2013.
- DÉCOURT, L. A Ruptura de Fundações Avaliada com Base no Conceito de Rigidez. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, III SEFE, 1996, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABEF e ABMS, 1996, V.1, P. 215-224.
- DÉCOURT, L. Ruptura de Fundações e Coeficientes de Segurança a Luz do Conceito de Rigidez. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, XI COBRAMSEG, 1998, Brasília. **Anais...** Brasília: ABMS, 1998, V.3, P. 1599-1606.
- EPF Geotecnia e Engenharia de Fundações. Prova de carga estática. Campo Grande/MS, 2021. (Relatório Técnico).
- Horvath, R. G. Field load test data on concrete-to-rock bond strength for drilled pier foundations. **University of Toronto**, publication 78-07, 1978.
- Horvath, R. G.; Kenney, T. C.; Kozicki, P. Methods of improving the performance of drilled piers in weak rock. **Canadian Geotechnical Journal**. v.20, p. 758-772, 1983.
- Luzzardi, F. J. A. Análise De Confiabilidade Das Fundações Do Cais Do Estaleiro Honório Bicalho No Porto De Rio Grande (RS) Aplicando Metodologia Bayesiana. Dissertação de Mestrado em Engenharia Oceânica, Universidade Federal do Rio Grande, 2015.
- PLAXIS 3D CONNECT Edition. V20. Bentley Systems, 2020.
- PLAXIS 3D, User Manual, 2023. Disponível em: <<https://www.plaxis.com/plaxis-3d/>>. Acesso em: 1 jul. 2024.
- Rosenberg, P.; Journeaux, N. L. Friction and end bearing tests on bedrock for high capacity socket design. **Canadian Geotechnical Journal**. v.13, p. 324-333, 1976.
- Seidel, J. P.; Collingwood, B. A new socket roughness factor for prediction of rock socket shaft resistance. **Canadian Geotechnical Journal**. v.38, p.138-153, 2001.
- TERZAGHI, K. Discussion of the progress report of the committee on the bearing capacity of pile foundations. **Proceedings...ASCE**, v. 68, n. 2, p. 311-323, 1942.
- TOMLINSON, M. J.; WOODWARD, J. C. **Pile Design and Construction Practice**. 6ª ed. New York: CRC Press is an imprint of Taylor & Francis Group, an informa business, 2015.
- VAN DER VEEN, C. The bearing capacity of pile. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3., 1953, Zurich. **Proceedings... ISSMFE**. v. 2, p. 84-90, 1953.
- VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. Edição completa. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.
- Williams, A. F.; Pells, P. J. N. Side resistance rock sockets in sandstone, mudstone, and shale. **Canadian Geotechnical Journal**. v.18, p. 502-513, 1981.