



CENTRO UNIVERSITÁRIO CHRISTUS
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

CAIO AUGUSTO MOTA DE MACEDO

**ANÁLISE DE METODOLOGIAS SEMIEMPÍRICAS DE CAPACIDADE DE CARGA
APLICADAS A ESTACAS ESCAVADAS EQUIPADAS COM A TECNOLOGIA
EXPANDER BODY**

FORTALEZA

2023

CAIO AUGUSTO MOTA DE MACEDO

ANÁLISE DE METODOLOGIAS SEMIEMPÍRICAS DE ESTIMATIVA DE
CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS ESCAVADAS MECÂNICAMENTE
EQUIPADAS COM A TECNOLOGIA EXPANDER BODY

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC)
apresentado ao curso de Engenharia Civil
do Centro Universitário Christus, como
requisito parcial para obtenção do título
de bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Fernando Feitosa
Monteiro.

FORTALEZA

2023

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Centro Universitário Christus - Unichristus
Gerada automaticamente pelo Sistema de Elaboração de Ficha Catalográfica do
Centro Universitário Christus - Unichristus, com dados fornecidos pelo(a) autor(a)

M141a Macedo, Caio Augusto Mota de.
Análise de metodologias semiempíricas de capacidade de carga aplicadas a estacas escavadas equipadas com a tecnologia expande body / Caio Augusto Mota de Macedo. - 2023.
85 f. : il. color.

Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) - Centro Universitário Christus - Unichristus, Curso de Engenharia Civil, Fortaleza, 2023.
Orientação: Prof. Dr. Fernando Feitosa Monteiro.

1. Capacidade de carga. 2. Metodologias semiempíricas. 3. Expande body. I. Título.

CDD 624

CAIO AUGUSTO MOTA DE MACEDO

ANÁLISE DE METODOLOGIAS SEMIEMPÍRICAS DE ESTIMATIVA DE
CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS ESCAVADAS MECÂNICAMENTE
EQUIPADAS COM A TECNOLOGIA EXPANDER BODY

TCC apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário Christus, como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Fernando Feitosa Monteiro.

Aprovado em ___/___/___

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Fernando Feitosa Monteiro
Centro Universitário Christus (UNICHRISTUS)

Prof.^a. MSc. Ivelise Marconi Strozberg
Centro Universitário Christus (UNICHRISTUS)

Prof. Dr. Alfran Sampaio Moura
Universidade Federal do Ceará (UFC)

RESUMO

O processo de dimensionamento das fundações profundas em estacas, pode ser realizado através de diferentes processos. Dentre eles, estão as metodologias semiempíricas, que aplicam parâmetros com base no tipo de fundação, e características do solo, que podem ser obtidos em resultados de ensaios geotécnicos. Atualmente, existem diversos tipos de ensaios geotécnicos, onde os mais conhecidos são os do tipo cone de penetração (CPT) e de sondagem a percussão (SPT), sendo este último, o mais usual nacionalmente. Contudo, com a criação e o desenvolvimento de melhorias nos processos executivos das fundações em estacas, cabe a análise da aplicabilidade de tais metodologias já reconhecidas, em novas tecnologias, como o caso do *Expander Body*, que trata de um equipamento inserido na ponta da estaca, e que sofre uma expansão após a concretagem da estaca, formando um bulbo na ponta dela. Este trabalho visa analisar a eficiência de diferentes metodologias escolhidas, no perfil estratigráfico estudado, através de resultados ensaios SPT e CPT do local, a partir de um comparativo Q_p/Q_m (razão entre valores de capacidade de carga previstos e medidos), onde serão usados resultados de provas de carga para serem usados como parâmetro de valores medidos. O estudo foi desenvolvido com base no resultado de ensaios e provas de carga, para duas estacas escavadas mecanicamente, sendo uma delas equipada com o EB, tendo 10 m de comprimento e 30 cm de diâmetro, executadas no solo de Brasília/DF. Com isso, fora visto que algumas metodologias semiempíricas tem aplicabilidade direta, sem a necessidade de aplicação de fator para ajuste, no dimensionamento da estimativa de capacidade de carga, sendo que alguns deles são mais próximos do valor medido na prova de carga.

Palavras-chave: Capacidade de Carga. Metodologias Semiempíricas. *Expander Body*.

ABSTRACT

The process of sizing deep foundations in piles can be carried out through different methods. Among them are semi-empirical methodologies that apply parameters based on the type of foundation and soil characteristics, which can be obtained from geotechnical test results. Currently, there are various types of geotechnical tests, with the most well-known being cone penetration tests (CPT) and standard penetration tests (SPT), with the latter being the most commonly used nationally. However, with the creation and development of improvements in the execution processes of pile foundations, it is necessary to analyze the applicability of such recognized methodologies in new technologies, such as the Expander Body. The Expander Body is a device inserted at the tip of the pile, which undergoes expansion after the pile is cast, forming a bulb at its tip. This study aims to analyze the efficiency of different selected methodologies in the studied stratigraphic profile, based on SPT and CPT test results from the site, using a Q_p/Q_m comparison (ratio between predicted and measured load capacity values). Load test results will be used as parameters for measured values. The study was developed based on the results of tests and load trials for two mechanically excavated piles, one of which was equipped with the Expander Body (EB), with a length of 10 m and a diameter of 30 cm, carried out in the soil of Brasília/DF. As a result, it was observed that some semi-empirical methodologies have direct applicability without the need for adjustment factors in estimating load capacity, and some of them are closer to the measured value in the load test.

Palavras-chave: Load Capacity. Semi-Empirical Methodologies. *Expander Body.*

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 2.1 – Modelos de solicitações em estacas	16
Figura 2.2 – Estaca inserida por prensagem com macaco hidráulico	17
Figura 2.3 – Estaca flutuante.....	18
Figura 2.4 – Estaca de ponta	19
Figura 2.5 – Equipamento para estaca escavada mecanicamente	20
Figura 2.6 – Concretagem com funil em estacas escavadas	20
Figura 2.7 – Etapas de expansão do bulbo	21
Figura 2.8 – Execução de estaca equipada com EB.....	22
Figura 2.9 – Injeção de calda cimentícia no EB	23
Figura 2.10 – Execução de sondagem a percussão	25
Figura 2.11 – Sequência executiva do ensaio SPT	26
Figura 2.12 – Execução de ensaio com cone mecânico	28
Figura 2.13 – Detalhamento do modelo de cone piezométrico	29
Figura 2.14 – Equipamento para cravação do cone.....	29
Figura 2.15 – Modelos de ponteiros	30
Figura 2.16 – Modelo de apresentação para resultados de ensaio do tipo CPTU	31
Figura 2.17 – Ábaco de Robertson com ajuste para CPTU	32
Figura 2.18 – Curva carga versus recalque.....	33
Figura 2.19 – Esquematização de prova de carga à compressão com viga atirantada	34
Figura 2.20 – Esquematização de prova de carga à compressão com cargueira	35
Figura 2.21 – Esquematização de prova de carga à tração com estaca atirantada ..	35
Figura 2.22 – Relação entre ensaios do tipo rápido e tipo lento	37
Figura 2.23 – Exemplos de curvas de carga com ruptura distintas	38
Figura 2.24 – Critério de ruptura pela norma brasileira	39
Figura 2.25 – Forças reativas no sistema estaca-solo	40
Figura 2.26 – Cálculo do valor de N_p	45
Figura 2.27 – Cálculo do valor de q_{ca} para método de deRuiter e Beringen	48
Figura 2.28 – Valores de q_{cnet} para solos coesivos.....	52
Figura 2.29 – Valores de q_{cnet} para solos não coesivos	53
Figura 3.1 – Localização Campo Experimental de Fundações da UnB	55

Figura 3.2 – Gráfico de resultados de ensaios SPT	56
Figura 3.3 – Gráfico de resultados médios dos ensaios CPT escolhidos.....	57
Figura 3.4 – Coeficiente de variância de resultados dos ensaios CPT	58
Figura 3.5 – Perfil estratigráfico solo	58
Figura 3.6 – Gráfico Volume x Pressão.....	59
Figura 3.7 – Esquema prova de carga a compressão para estaca com EB.....	60
Figura 3.8 – Resultado provas de carga a compressão para estaca com e sem o EB	60
Figura 4.1 – Prova de carga com determinação da carga de ruptura em estaca com EB	61
Figura 4.2 – Prova de carga com determinação da carga de ruptura em estaca sem EB	62
Figura 4.3 – Relação entre valores estimados por medidos em estaca com EB	79
Figura 4.4 – Relação entre valores estimados por medidos em estaca sem EB	80

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Modelos e dimensões do Expander Body	23
Tabela 2.2 – Tabela de critérios para quantidade de sondagens.....	24
Tabela 2.3 – Critérios para quantidade de sondagens.....	26
Tabela 2.4 – Fatores de correção F1 e F2	41
Tabela 2.5 – Parâmetros de K e α	43
Tabela 2.6 – Parâmetros de β	44
Tabela 2.7 – Parâmetros de α	44
Tabela 2.8 – Valores de coeficiente C.....	45
Tabela 2.9 – Valores de coeficiente de proporcionalidade M ₁ e M ₂	46
Tabela 2.10 – Fatores de kb e ks	50
Tabela 4.1 – Relação de melhora de estaca equipada com EB.....	63
Tabela 4.2 – Estimativa pelo método de Milititsky e Alves (1985) para estaca com EB	64
Tabela 4.3 – Estimativa pelo método de Décourt e Quaresma (1978) para estaca com EB.....	65
Tabela 4.4 – Estimativa pelo método de Aoki e Velloso (1975), via SPT, para estaca com EB.....	66
Tabela 4.5 – Estimativa pelo método de Price e Wardle (1982) para estaca com EB	67
Tabela 4.6 – Estimativa pelo método de deRuijter e Beringen (1979) para estaca com EB	68
Tabela 4.7 – Estimativa pelo método de Aoki e Velloso (1975), via CPT, para estaca com EB.....	69
Tabela 4.8 – Estimativa pelo método de Alsamman (1995) para estaca com EB.....	70
Tabela 4.9 – Estimativa pelo método de Milititsky e Alves (1985) para estaca sem EB	71
Tabela 4.10 – Estimativa pelo método de Décourt e Quaresma (1978) para estaca sem EB.....	72
Tabela 4.11 – Estimativa pelo método de Aoki e Velloso (1975), via SPT, para estaca sem EB.....	73

Tabela 4.12 – Estimativa pelo método de Price e Wardle (1982) para estaca sem EB	74
Tabela 4.13 – Estimativa pelo método de deRuijter e Beringen (1979) para estaca sem EB.....	75
Tabela 4.14 – Estimativa pelo método de Aoki e Velloso (1975), via CPT, para estaca sem EB	76
Tabela 4.15 – Estimativa pelo método de Alsamman (1995) para estaca sem EB ...	77

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	13
1.2.	Objetivos	14
1.3.	Justificativa	14
1.4.	Estrutura do trabalho	15
2.	REFERENCIAL TEÓRICO	16
2.1.	Fundações profundas	16
2.1.1.	<i>Estacas escavadas mecanicamente</i>	19
2.1.2.	<i>Tecnologia Expander Body</i>	21
2.2.	Standart Penetration Test (SPT)	24
2.3.	Cone Penetration Test (CPT)	27
2.4.	Prova de Carga Estática	32
2.5.	Métodos Semiempíricos de capacidade de carga de estacas	39
2.5.1.	<i>Métodos que usam dados de ensaios SPT</i>	40
2.5.1.1	<i>Método de Aoki e Velloso (1975)</i>	41
2.5.1.2	<i>Método Décourt e Quaresma (1978)</i>	43
2.5.1.3.	<i>Milititsky e Alves (1985)</i>	46
2.5.2.	<i>Métodos que usam dados de ensaios CPT</i>	46
2.5.2.1	<i>deRuiter e Beringen (1979)</i>	47
2.5.2.2	<i>Método de Aoki e Velloso (1975)</i>	49
2.5.2.3	<i>Price e Wardle (1982)</i>	50
2.5.2.4	<i>Alsamman (1995)</i>	51
3.	ESTUDO DE CASO	54
3.1.	Metodologia	54
3.2.	Área estudada	55
3.3.	Investigações geotécnicas	56
3.3.1.	<i>SPT</i>	56
3.3.2.	<i>CPT</i>	57
3.3.3.	<i>Perfil simplificado</i>	58
3.4.	Provas de carga	59

4.	RESULTADOS.....	61
4.1.	Provas de carga em estacas equipadas e não equipadas com o EB.....	61
4.2.	Valores de capacidade de carga estimados para estacas equipadas com o EB.....	63
4.3.	Valores de capacidade de carga estimados para estacas equipadas sem o EB	70
4.4.	Avaliação das estimativas de capacidade de carga	77
5.	CONCLUSÃO.....	81
	REFERÊNCIAS.....	83

1. INTRODUÇÃO

Na atualidade da engenharia geotécnica, existem diversos estudos sobre os mais variados tipos de fundações, e essa área as divide em dois tipos com base na relação entre as dimensões do elemento da infraestrutura e as profundidades em relação ao nível do terreno, conforme as definições da NBR 6122 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2022). A primeira classe, denominada fundações rasas, inclui elementos como sapatas, blocos e *radiers*. Já a segunda classe, conhecida como fundações profundas, inclui elementos como estacas e tubulões (ALBUQUERQUE; GARCIA, 2020).

Na escolha do tipo de fundação a ser utilizada, os profissionais da área fundamentam-se em resultados de ensaios no solo que são distintos em processos, que podem ser indiretos, semidiretos ou diretos. Dentre os diferentes tipos de ensaios realizados *in situ*, está o ensaio *Standard Penetration Test* (SPT), que se caracteriza como processo direto, e o ensaio *Cone Penetration Test* (CPT) que seria considerado como semidireto (ALBUQUERQUE; GARCIA, 2020). Adicionalmente, são considerados ainda, aspectos como porte da edificação, condição dos confinantes da obra, custo e disponibilidade de materiais e equipamentos para a viabilização da execução da fundação.

As fundações classificadas como estacas possuem diferentes metodologias construtivas, onde cada uma possui as suas características próprias, fazendo com que ela possa ser mais adequada a depender do tipo de obra. Essa diversidade de opções acaba gerando a necessidade de uma análise do tipo de fundação que melhor se adequa para a obra que estiver sendo estudada. Dentre os tipos de estacas elas podem ser classificadas de acordo como o tipo de execução, podendo ser, com ou sem deslocamento e de substituição (VELLOSO; LOPES, 2010).

Tendo como base dados de ensaios do solo, os engenheiros geotécnicos podem os usar em conjunto com metodologias semiempíricas para assim determinar o tipo e dimensões da fundação. Essas metodologias, por usarem diferentes parâmetros para seus métodos de cálculo, acabam podendo variar no resultado. Esses parâmetros abordam questões como o tipo de estaca, solo e dados empregados no método de cálculo, por conta disso, alguns métodos podem acabar

sendo mais eficientes do que outros de acordo com o processo executivo e das características do perfil estratigráfico.

1.2. Objetivos

Este trabalho tem como objetivo geral analisar a eficiência de metodologias semiempíricas de estimativa da capacidade de carga para estacas com e sem o *Expander Body* (EB).

Para atender este objetivo geral, se propõem os seguintes objetivos específico:

- Interpretar resultados de ensaios do cone de penetração (CPT) e sondagem à percussão (SPT);
- Estimar valores de capacidade de carga a partir de métodos semiempíricos;
- Avaliar resultados de prova de carga em estacas equipadas e não equipadas com o EB;

1.3. Justificativa

Dentre os distintos tipos de estacas, as escavadas mecanicamente, utilizam de brocas para perfuração, e, em alguns casos, são usados estabilizadores para evitar possíveis desmoronamentos das paredes laterais da escavação, após a remoção da broca para a concretagem e inserção da armadura. Logo, por conta de seu processo executivo ela acaba possuindo limitações executivas, como limitações de escavação por conta da cota elevada de lençol freático. Além de não ter um controle mais eficaz da sua execução como o caso das estacas hélice contínua monitorada (HCM), bem como uma limitação da resistência de ponta devido ao processo executivo da estaca escavada mecanicamente.

Dentre os principais desafios dos geotécnicos, destacam-se a variabilidade dos tipos de solo ao longo da extensão do terreno, bem como ao longo da profundidade. Esta questão pode ser determinante na escolha das fundações, por afetar na capacidade de carga da fundação. Visando a heterogeneidade do solo, tecnologias como o *Expander Body*, que ingressaram recentemente no mercado brasileiro, tratam de melhorar a capacidade de carga das estacas, principalmente na

ponta delas, além de poder ser instalada em diferentes tipos de estacas (SILVA *et al.*, 2018).

Contudo, apesar do acréscimo de capacidade de carga, verifica-se uma lacuna de conhecimento referente a avaliação de metodologias de estimativa de capacidade de carga de estacas equipadas com o EB. Sendo assim, observa-se a necessidade de análise das metodologias mais eficientes nessas estimativas quando comparadas a valores de ensaios de prova de carga em estacas (MONTEIRO, 2023).

1.4. Estrutura do trabalho

Esta monografia está dividida em 5 seções. Na atual seção estão representados os seguintes pontos: motivação para a realização deste trabalho, a descrição dos objetivos gerais e específicos, e a forma de organização da dissertação.

Na segunda seção é apresentada a revisão bibliográfica para fundamentação da base teórica sobre as estacas escavadas mecanicamente, retratando uma descrição do seu processo executivo e suas características. Onde também será abordada as características da tecnologia *Expander Body*, ensaios do tipo SPT e CPT, e métodos semiempíricos de previsão de capacidade de carga utilizados para esse tipo de estaca, assim como os métodos de estudo da verificação de desempenho de estacas escavadas mecanicamente.

Na terceira seção é apresentada a metodologia empregada na pesquisa, onde serão descritas as etapas de desenvolvimento do trabalho, o local dos dados usados na pesquisa e a indicação das metodologias semiempíricas utilizadas para estimativa da capacidade de carga das estacas.

Na seção dos resultados descritos no quarto capítulo, são apresentados os valores das estimativas para capacidade de carga, bem como os resultados e as interpretações das provas de carga. Por fim, verifica-se a assertividade de cada método usado.

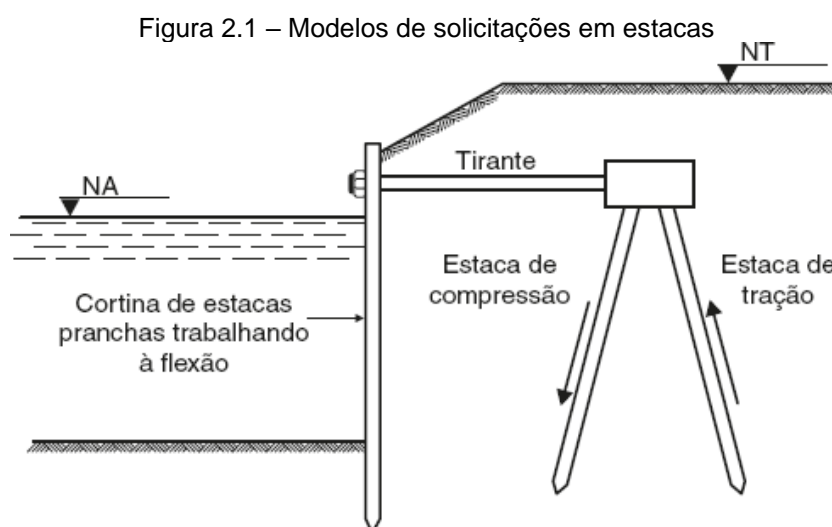
Na quinta seção, são apresentadas as conclusões da pesquisa indicando os principais resultados obtidos e os objetivos que foram alcançados.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

2.1. Fundações profundas

Segundo a NBR 6122 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2022) as fundações profundas tratam de fundações que estejam assentadas em profundidades oito vezes maiores que a menor dimensão do elemento, tendo como dimensão mínima 3 metros. Além de serem elementos que transmitem seus carregamentos para o solo através de resistência de fuste, da ponta ou da combinação entre eles.

No grupo de fundações profundas estão inclusos os tubulões e as variações de estacas (ALBUQUERQUE; GARCIA, 2020). Nisso, esses elementos podem ser classificados com base no tipo de esforço, como mostrado na Figura 2.1, podendo esta solicitação ser de tração, compressão ou flexão (CAPUTO, H.; CAPUTO, A., 2022).



Fonte: Caputo, H. e Caputo, A., 2016.

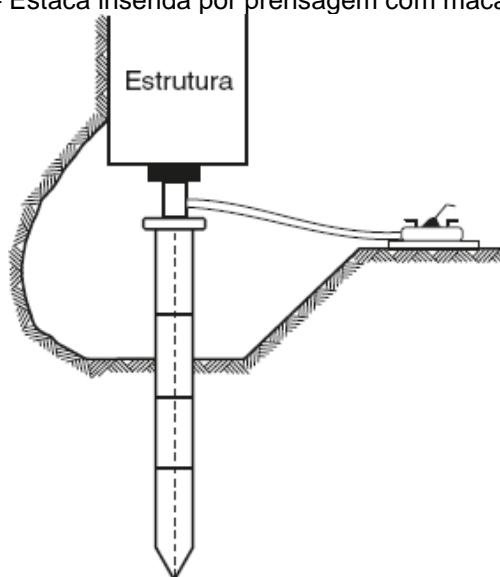
Nesse contexto, esses elementos podem ser constituídos de diferentes materiais, podendo ser de madeira, concreto (pré-moldadas ou executadas *in situ*), metálicas, plásticas ou combinações entre eles, tendo como base o ambiente na qual vão estar inseridos e a sua disponibilidade na região onde será feita a obra (BUDHU, MUNI, 2015).

Com base na sua execução, as estacas também podem ser divididas em três tipos básicos, que são de deslocamento com movimentação horizontal do solo, de substituição do solo com modificação nas tensões horizontais e as sem

deslocamento, onde são tomadas medidas que tragam as tensões geostáticas que o solo possuía antes da execução da fundação (VELLOSO; LOPES, 2010).

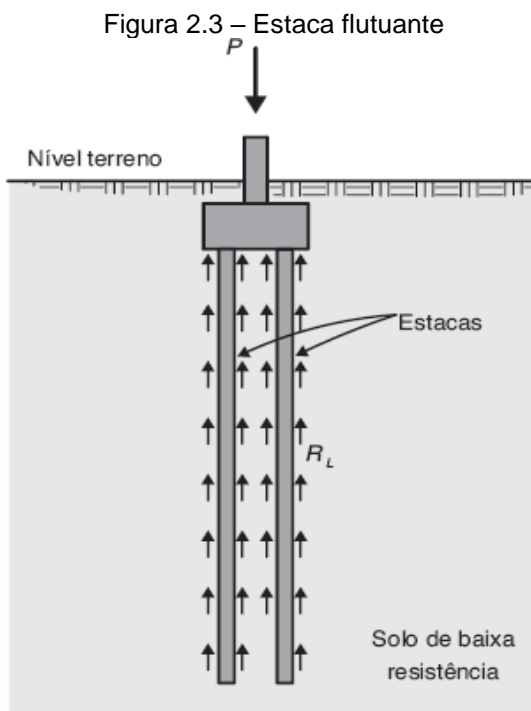
Estacas que são executadas com o deslocamento do solo são consideradas como estacas cravadas, pois não realizam nenhum procedimento de substituição do solo. Os elementos para essa situação podem ser metálicos, de madeira ou concreto pré-moldado. Esse tipo de execução pode ser realizado através de prensagem (Figura 2.2) ou vibração, tornando o processo de cravação opcional para casos de reforço de fundações de obras já executadas. Além disso, nesse processo executivo, é possível melhorar a compacidade de solos granulares ao redor da estaca, podendo diminuir recalques futuros e aumentar a capacidade da estaca (VELLOSO; LOPES, 2010; CAPUTO, H.; CAPUTO A., 2016; ALBUQUERQUE; GARCIA, 2020).

Figura 2.2 – Estaca inserida por prensagem com macaco hidráulico



Fonte: Caputo, H. e Caputo, A., 2016.

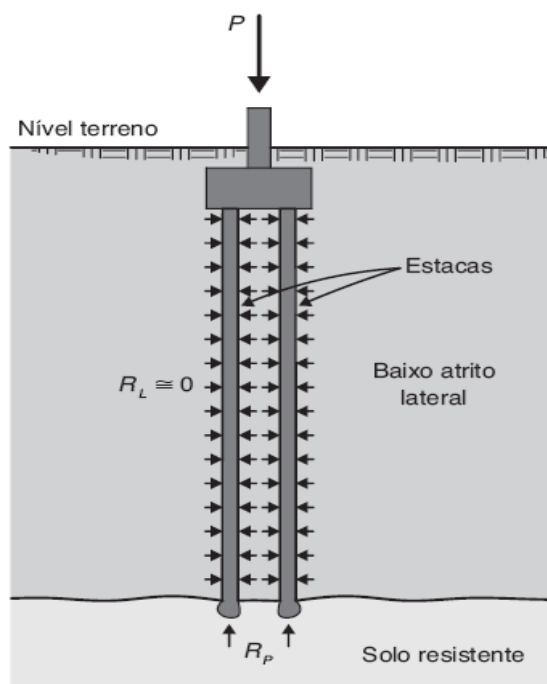
Em contrapartida, estacas executadas por substituição do solo, são executadas *in loco* com a aplicação do concreto, tendo liberdade na determinação do seu comprimento. Contudo, esse tipo de fundação, acaba tendo uma menor capacidade de carga ocasionada pelo amolgamento do solo gerado durante o processo de remoção do solo, além de exigir um controle rigoroso durante o processo executivo por conta de erros como, concretagem incompleta da estaca (DANZIGER, 2021).



Fonte: Albuquerque e Garcia, 2020.

As estacas também podem ser divididas de acordo com a relação estaca-solo, onde é discutido a forma que os esforços solicitantes da infraestrutura seriam transmitidos ao solo. Nisso, elas podem ser distinguidas em três tipos, como as flutuantes (Figura 2.3) que consideram apenas a resistência por atrito lateral (R_L), as estacas de ponta (Figura 2.4) que levam em conta apenas a resistência de ponta (R_P) da fundação, ou mistas, levando em conta tanto a resistência lateral, quanto a de ponta do elemento de fundação (CAPUTO, H.; CAPUTO, A., 2022; ALBUQUERQUE; GARCIA, 2020).

Figura 2.4 – Estaca de ponta



Fonte: Albuquerque e Garcia, 2020.

Atualmente existe uma grande diversificação de tipos de estacas, baseados tanto nos critérios relatados anteriormente, quanto no próprio procedimento para a execução, onde cada uma possui suas particularidades, podendo ter uma que se adeque a uma situação melhor do que outra. Das que são moldadas *in loco* podem ser do tipo Strauss, Franki, estacas broca e raiz, estacas HCM, e as estacas escavadas que podem ser executadas sem ou com auxílio de estabilizantes, como camisas metálicas ou fluidos estabilizantes das paredes do fuste (ALBUQUERQUE; GARCIA, 2020; GUIMARÃES; PETER, 2018).

2.1.1. Estacas escavadas mecanicamente

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2022), esse tipo de estaca trata de uma perfuração no qual é usado um trado mecânico, como mostrado na Figura 2.5 para realizar a escavação, sem a aplicação de nenhum tipo de fluido, ou revestimento para estabilização das paredes do furo escavado pelo trado. Os principais benefícios para estacas escavadas tratam de seu processo executivo que não gera muito incômodo para as regiões vizinhas por questões como ruídos ou vibração, além de uma rápida execução (GUIMARÃES; PETER, 2018).

Figura 2.5 – Equipamento para estaca escavada mecanicamente



Fonte: Albuquerque e Garcia, 2020.

Segundo Albuquerque e Garcia (2020), é um tipo de estaca que exige muito cuidado na sua concretagem, sendo ideal o uso de um funil para o lançamento, como mostrado na Figura 2.6, para evitar uma contaminação do concreto durante o lançamento, através de um possível contato entre o material e as paredes do furo. Seu processo executivo, é similar a escavada com lama-betonítica, onde o diferencial seria aplicação desse fluido no furo, para proteção durante a execução da estaca.

Figura 2.6 – Concretagem com funil em estacas escavadas



Fonte: Albuquerque e Garcia, 2020.

Esse tipo de estaca pode alcançar profundidades de até 18 metros, além de possuir diâmetros que variam de 250 até 1200 milímetros. Apesar disso, é costumeiramente recomendado que essas estacas não alcancem as cotas do nível d'água, por conta do processo executivo. Essas recomendações são cruciais uma vez que, por conta de o processo ocorrer com a remoção do solo na região da estaca, as paredes do fuste podem acabar cedendo, criando assim uma certa

limitação na profundidade do elemento (ALBUQUERQUE; GARCIA, 2020; GUIMARÃES; PETER, 2018).

2.1.2. Tecnologia Expander Body

Segundo Terceros Herrera e Terceros Arce (2016), essa tecnologia foi desenvolvida pelo engenheiro sueco Bo Skoberg, onde foi inicialmente idealizada com uma bolsa inflável instalada na ponta da estaca. Atualmente, essa tecnologia recebeu melhorias na Bolívia, onde o equipamento passa a ser um tubo sanfonado em formato cilíndrico, constituída de chapas de aço (Figura 2.7), e uma segunda etapa de para injeção na ponta da estaca (TERCEROS, H.; TERCEROS, A., 2016).

Figura 2.7 – Etapas de expansão do bulbo



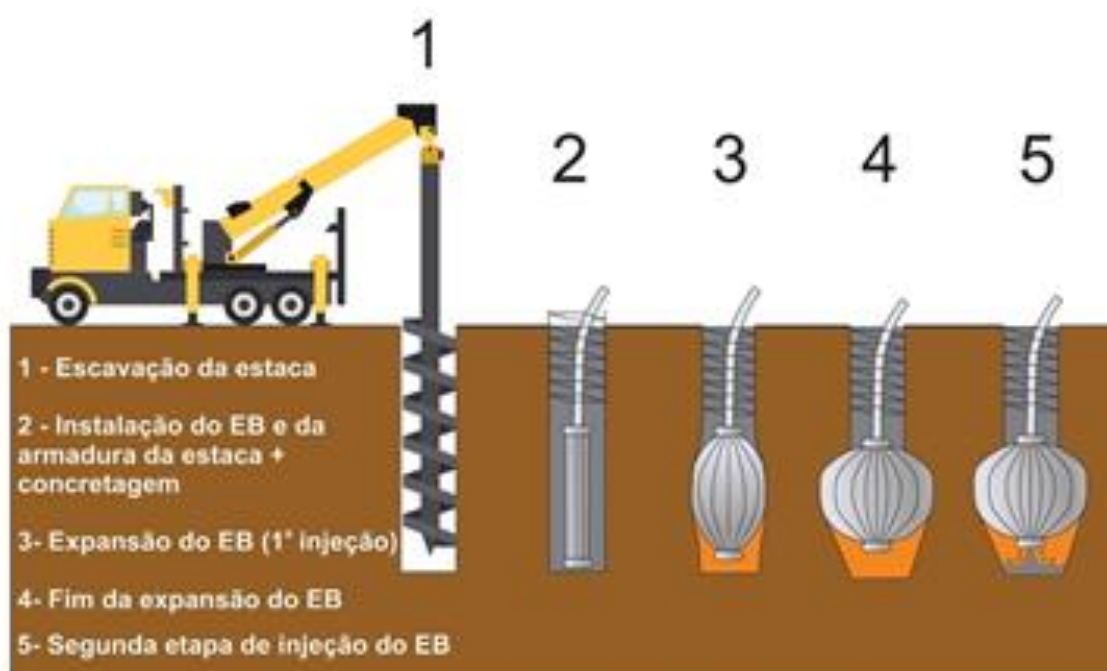
Fonte: Silva *et al*, 2020.

Segundo Broms e Nord (1985), o equipamento também era usado em edifícios antigos na Suécia, como forma de reforçar fundações já existentes, que sofrem com a variação do nível de água subterrânea, gerando danos nas fundações, e principalmente nas que são compostas de madeira. Além disso, havia uma crítica por conta dos recalques, produzidos pelo vazio que é gerado na ponta da estaca, pela redução do comprimento do EB ao realizar a expansão do equipamento.

Na década de 90, a zona urbana de Santa Cruz de La Sierra, na Bolívia, por apresentar solos mais finos, e com lençol freático entre camadas de 1 a 6 metros de profundidade, foi implementado o uso do EB. Inicialmente, a tecnologia era aplicada em estacas pré-moldadas cravadas ou em estacas escavadas com lama betonítica, que mais tarde seria mais usado apenas para o segundo, pois as estacas cravadas apresentavam vibrações que podiam até danificar estruturas que estivessem próximas a obra (TERCEROS, H., 2016).

A nível do continente americano é estimado que já foram instaladas no entorno de 20000 EB's, além de ter sido usado em uma grande variedade de perfis de solos (SILVA *et al.*, 2018). Uma das vantagens para o uso amplo em diferentes situações se dá pela possibilidade de controle de diâmetro do equipamento, que é manipulado por uma relação de uma curva de pressão da argamassa injetada pelo volume inserido no bulbo (BROMS; NORD, 1985)

Figura 2.8 – Execução de estaca equipada com EB



Fonte: Monteiro *et al.*, 2021.

O processo executivo de expansão ocorre após a concretagem da estaca, no qual é dividido em duas etapas, onde na primeira é iniciado a aplicação de uma calda cimentícia através de uma pequena tubulação, criando um bulbo de alta resistência, como mostrado na Figura 2.8. Por conta de uma redução do comprimento do EB após ele ser inflado, é gerada uma zona descomprimida entre a ponta do bulbo e o solo. Nisso, a segunda etapa trata de uma segunda injeção de calda cimentícia pressurizada, criando um bulbo como o mostrado na Figura 2.9, mas dessa vez na região da ponta da estaca para garantir o contato do bulbo e o solo (SILVA *et al.*, 2018).

Figura 2.9 – Injeção de calda cimentícia no EB



Fonte: Silva *et al*, 2018.

Assim, como nas estacas, esses bulbos podem ser de diferentes diâmetros, como retratado na Tabela 2.1, onde é apresentado as suas dimensões para cada modelo comercial, onde são informados o comprimento inicial (L_i), comprimento final (L_f), diâmetro pós concretagem (ϕ_{EB}), suas áreas de ponta (A_p) e lateral (A_L) e o volume do bulbo após a expansão (V).

Tabela 2.1 – Modelos e dimensões do *Expander Body*

Modelo	L_i (m)	L_f (m)	ϕ_{EB} (m)	A_p (m ²)	A_L (m ²)	V (m ³)
EB 310	1,0	0,91	0,3	0,07	0,86	0,07
EB 410	1,0	0,86	0,4	0,13	1,08	0,12
EB 610	1,0	0,76	0,6	0,28	1,43	0,21
EB 612	1,2	0,96	0,6	0,28	1,83	0,27
EB 615	1,5	1,26	0,6	0,28	2,38	0,36
EB 815	1,5	1,26	0,6	0,50	3,17	0,63
EB 820	2,0	1,76	0,8	0,50	4,42	0,88

Fonte: Terceros Arce e Terceros Herrera (2017).

Esse tipo de tecnologia acaba sendo eficaz para auxiliar no acréscimo das cargas admissíveis das estacas, podendo realizar uma melhoria tanto para esforços de tração quanto de compressão dos elementos de fundação, além de possibilitar uma redução dos recalques que podem ocorrer nas fundações, quando estas são solicitadas (MONTEIRO *et al.*, 2021).

2.2. *Standart Penetration Test (SPT)*

Dentre os principais requisitos para um projeto geotécnico, destaca-se a prospecção do solo, a fim de conhecer o maciço do solo que irá receber os carregamentos (CINTRA *et al.*, 2013). Segundo Albuquerque e Garcia (2020) ensaios bem planejados e realizados de maneira correta proporcionam a prevenção de possíveis erros futuros. Dentre esses problemas, o mais reconhecido é o recalque diferencial, onde, Cintra *et al.* (2013) cita casos como o do edifício da Companhia Paulista de Seguros, em São Paulo, que teve grandes recalques pelo escoamento de uma camada de areia fina muito argilosa em um dos cantos do edifício, onde foi necessária intervenção para correção desse problema.

Dentre os métodos de inspeção do solo o *Standart Penetration Test (SPT)* é o mais comum tanto nacionalmente quanto internacionalmente, além de ser um dos mais rentáveis. As normativas referentes a realização do ensaio foram inseridas, inicialmente pela *American Society for Testing and Materials (ASTM)* no final dos anos 50, onde, atualmente no Brasil o procedimento é regulado pela NBR 6484/2020 (ALBUQUERQUE; GARCIA 2020; SCHNAID; ODEBRECHT 2012).

O ensaio a percussão por se tratar de um ensaio que realiza coleta de amostras e por realizar medições de resistividade do solo, é classificado como um ensaio do tipo direto (ABUQUERQUE; GARCIA, 2020; QUEIROZ, 2016). Segundo Schnaid e Odebrecht (2010) o ensaio SPT pode ser realizado de duas formas, a depender do material usado para realização do ensaio, a manual, a mais usual, e a mecânica, onde seria basicamente um ajuste no equipamento usado para aplicação da força.

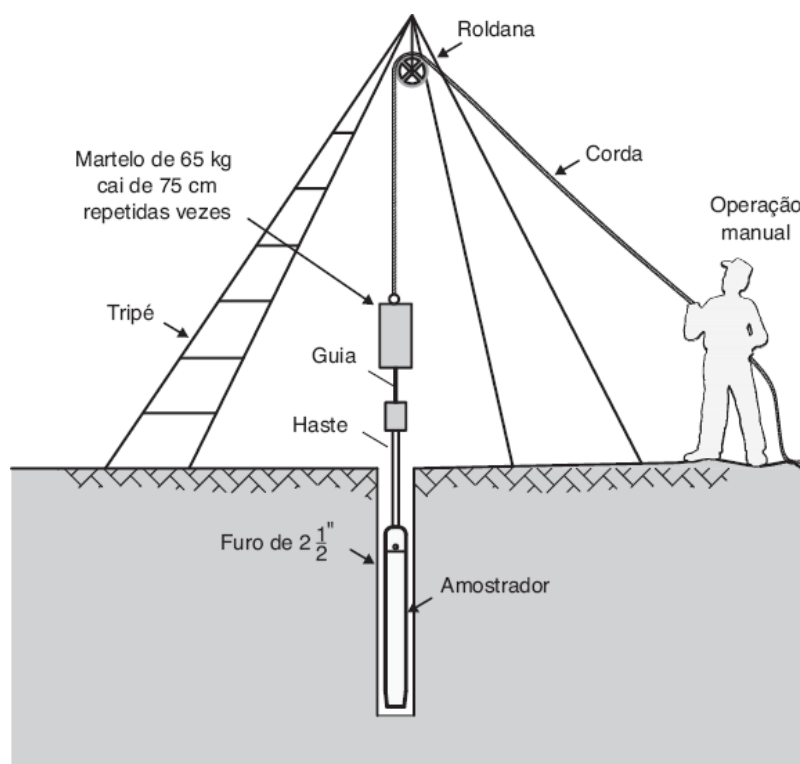
Tabela 2.2 – Tabela de critérios para quantidade de sondagens

Critério ¹⁾	Quantidade Mínima
Área < 200	2 sondagens
200 ≤ Área ≤ 400	3 sondagens
Área < 1200	1 a cada 200m ²
1200 ≤ Área ≤ 2400	1 a cada 400m ²
Área < 2400	Critério de projeto

- 1) Quantificar de acordo com a área de projeção em metros quadrados;
- 2) Para terrenos com essas características, esse critério é adotado para o excedente dos primeiros 1200m², que são dimensionados com o critério de área inferior a 1200m².

O ensaio de sondagem a percussão simples pode ser dividido em três etapas, amostragem, medidor penetrométrico e perfuração, onde as duas primeiras ocorrem simultaneamente (CINTRA *et al.*, 2013). A NBR 8036 (ABNT,1983), acaba normatizando certas recomendações prévias ao ensaio SPT, como a quantidade de furos mínimos para a construção, que é baseado na metragem dela, e dos critérios de parada com base no resultado do ensaio SPT, como mostrado na Tabela 2.2.

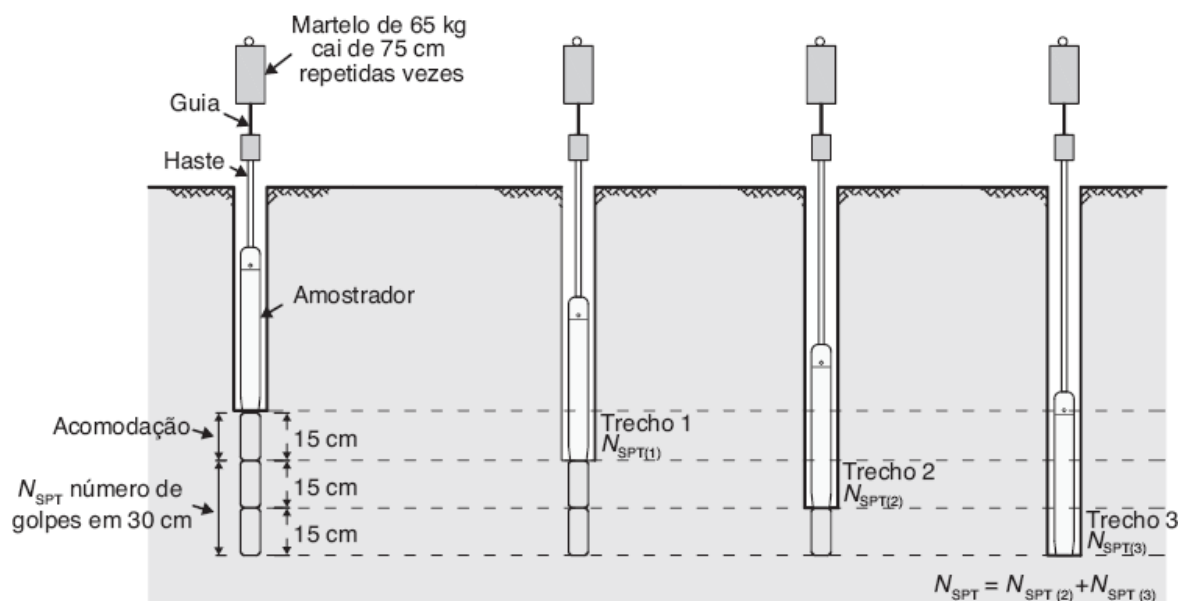
Figura 2.10 – Execução de sondagem a percussão



Fonte: Albuquerque e Garcia, 2020.

O ensaio em si é realizado a cada metro do furo, onde, com base na NBR 6484 (ABNT, 2020), acaba passando pela sequência de instalação de um tripé para apoio da massa, onde essa massa de 65Kg irá cair de uma altura fixa de 75 centímetros por golpe (Figura 2.10), aplicando essa carga em uma haste, que repassará o impacto para um amostrador bipartido que irá coletar amostras de solo.

Figura 2.11 – Sequência executiva do ensaio SPT



Fonte: Albuquerque e Garcia, 2020.

Enquanto ocorre a coleta das amostras deformadas é medido a quantidade de golpes necessários para a perfuração de 3 camadas de 15 cm consecutivas (Figura 2.11), onde o N_{SPT} irá representar os valores das últimas 2 camadas de 15 cm dessa primeira fase. Ao final do ensaio, é inserido o perfurador que irá escavar mais 55 cm do solo completando a investigação por metro do furo ensaiado conforme definido pela NBR 6484 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2020), onde, ela também demonstra uma correlação entre os valores de N_{SPT} e a consistência da camada, a depender do tipo de solo, podendo ser do tipo argiloso ou arenoso, como mostrado na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 – Critérios para quantidade de sondagens

Tipo de solo	Índice N_{SPT}	Compacidade
Argila e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(a)
	11 a 19	Rija(o)
	> 19	Duro(o)
Areia e siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compactada(o)
	9 a 18	Medianamente Compacta(o)
	19 a 40	Compactada
	> 40	Muito compactada

Fonte: NBR 6484 (ABNT, 2020). Adaptada pelo autor.

Schnaid e Milititsky (1996) relatam certas irregularidades para o ensaio tomando como base conceitos da não padronização da execução, dos equipamentos utilizados e certas limitações para determinação de parâmetros como resistência e recalque. Nisso, chegam a ocorrer problemas como ineficiência na transferência de energia entre a haste e o martelo, chegando a valores inferiores aos 100% idealizados pelo ensaio. Como forma de contornar a falta de acurácia do ensaio, padrões internacionais consideram apenas os valores de N_{60} , que seria uma relação linear entre a energia aplicada e a de referência (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

$$N_{60} = \frac{N_{spt} * Energia Aplicada}{0,6}$$

A ineficiência pode ser ocasionada por questões como, o martelo não ser erguido os 75 cm para aplicação do golpe, ou até mesmo avarias no equipamento, fazendo com que a energia não seja repassada totalmente para amostrador, onde poderia ser resolvido parcialmente com padronização do ensaio e inspeção in loco do responsável pela sondagem durante a realização do ensaio para garantir a boa execução do método (SCHNAID; MILITITSKY, 1996; CINTRA *et al.*, 2013).

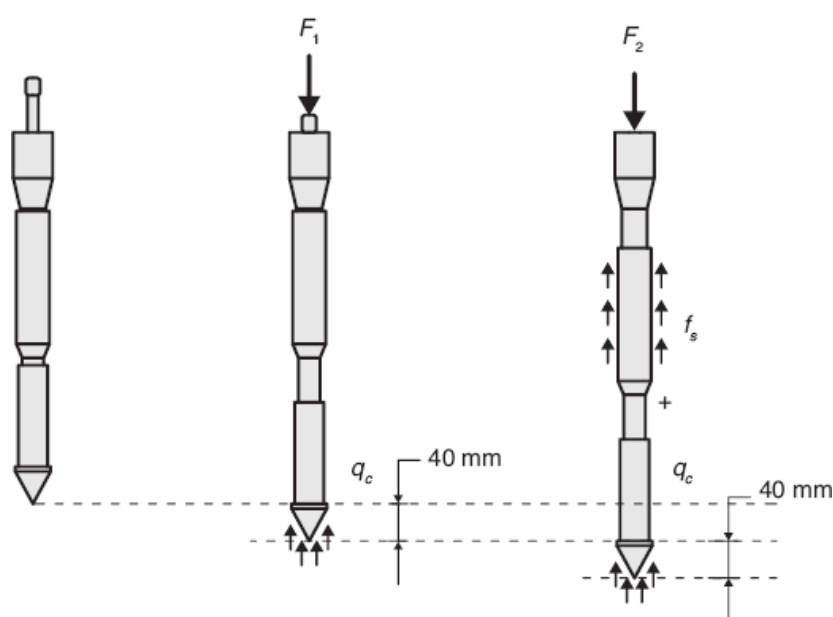
2.3. Cone Penetration Test (CPT)

Assim como no meio tecnológico a engenharia sempre passa por mudanças onde os ensaios também vão ficando mais modernos e fornecendo dados cada vez mais eficientes, resultando assim, no desenvolvimento do ensaio CPT. Segundo Albuquerque e Garcia (2020), o ensaio CPT foi desenvolvido na Holanda na tentativa de simular a cravação de estacas.

Destoante do ensaio SPT, o ensaio CPT fornece dados tanto de atrito lateral, quanto de resistência de ponta, sendo considerado mais completo por conta desse fato. Além disso, são distintos uma vez que o ensaio CPT, usando o equipamento elétrico é considerado como estático, enquanto o SPT seria classificado como um ensaio dinâmico, pois, o primeiro realiza a medição através de uma penetração constante (CINTRA *et al.*, 2013).

Inicialmente era usado um equipamento mecânico para realização do ensaio que era dividido em duas etapas de cravação onde cada uma realizava uma perfuração de 40 mm do solo, como mostrado na Figura 2.12. Nisso a primeira amostra representava a resistência de ponta (q_c), enquanto a segunda era usada para representar o atrito lateral (f_s) onde era subtraída a resistência de ponta reajustada com base nos parâmetros do equipamento (CINTRA *et al.*, 2013; QUEIROZ, 2012).

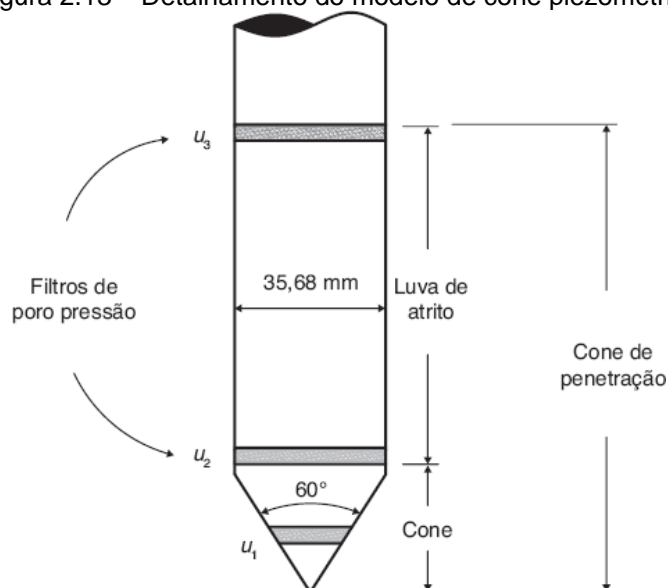
Figura 2.12 – Execução de ensaio com cone mecânico



Fonte: Albuquerque e Garcia, 2020.

Com as modificações feitas por Begemann, foi então acoplado ao equipamento a luva de atrito (Figura 2.13) que realiza a medição direta do atrito lateral (f_s). Além disso, em 1958 é instituído o cone elétrico, onde este realiza uma medição constante. Nos parâmetros atuais das normas internacionais adotam como 2 cm/s, parando apenas para a acoplagem de mais hastes ao equipamento. Já as coletas dos dados, usualmente são realizadas entre perfurações de camadas de 20mm a 50mm (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012; QUEIROZ, 2012).

Figura 2.13 – Detalhamento do modelo de cone piezométrico



Fonte: Schnaid e Odebrecht, 2010.

Para a cravação do equipamento do ensaio CPT, normalmente é acoplado a uma unidade motora (Figura 2.14), que trata também de toda a estrutura de reação, sendo esse, normalmente o peso do equipamento, junto a isso há um sistema de aplicação da carga para a perfuração, a escolha desse tipo de ensaio fica a critério do executor, que deve levar em consideração as condições do local, uma vez que o ensaio também pode ser feito em condições submersas (SCHNAID; ODEBRECHT, 2010; CAPUTO, H.; CAPUTO, A., 2022).

Figura 2.14 – Equipamento para cravação do cone



Fonte: Schnaid e Odebrecht, 2010.

O CPT acaba possuindo características bem dinâmicas, por se tratar de equipamento que pode ser montado da maneira que for necessário. Nisso as principais partes do equipamento, acabam sendo a ponteira, a luva e o transmissor, podendo também possuir alguns filtros na região do fuste para ensaios do tipo CPTU (Figura 2.13). O cone possui uma variedade de dimensões externas (Figura 2.15), como o caso da ponteira, que normalmente é usada a de 10 cm² de área, podendo chegar até 15 cm², onde respectivamente, a primeira é mais indicada para solos menos resistentes, enquanto a segunda, para solos mais resistentes, uma vez que, o segundo possui normalmente células de carga para leitura de solos com maior resistência (SCHNAID; ODEBRECHT, 2010; ALBUQUERQUE; GARCIA, 2020).

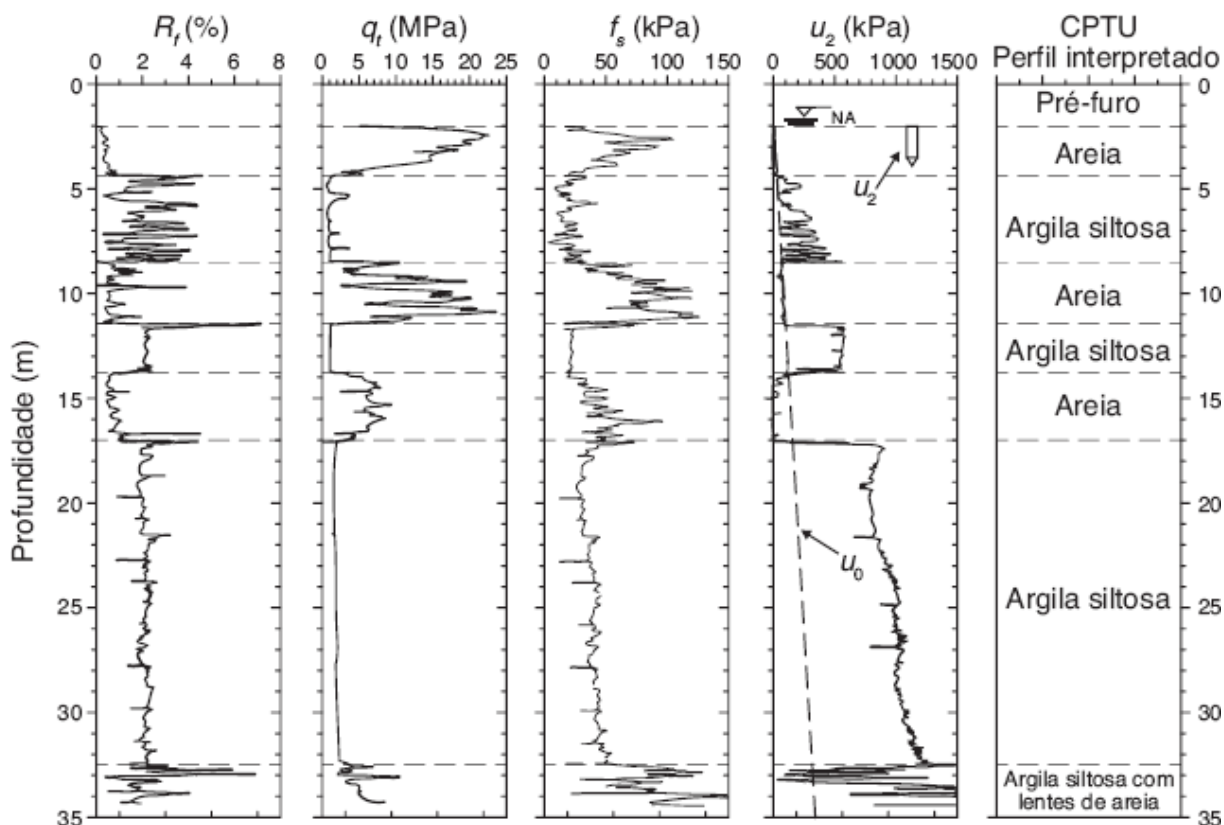
Figura 2.15 – Modelos de ponteiras



Fonte: Schnaid e Odebrecht, 2010.

Para garantir melhor funcionamento e acurácia, é recomendável a realização periódica de manutenção e calibração, verificando todos os instrumentos envolvidos, desde o equipamento de cravação, passando pelas hastes, chegando às peças de ponteira, luva e as células de medição. Além disso, é recomendado a realização de ensaios do tipo SPT, para se ter uma ideia prévia das condições do solo (SCHNAID; ODEBRECHT, 2010; ALBUQUERQUE; GARCIA, 2020).

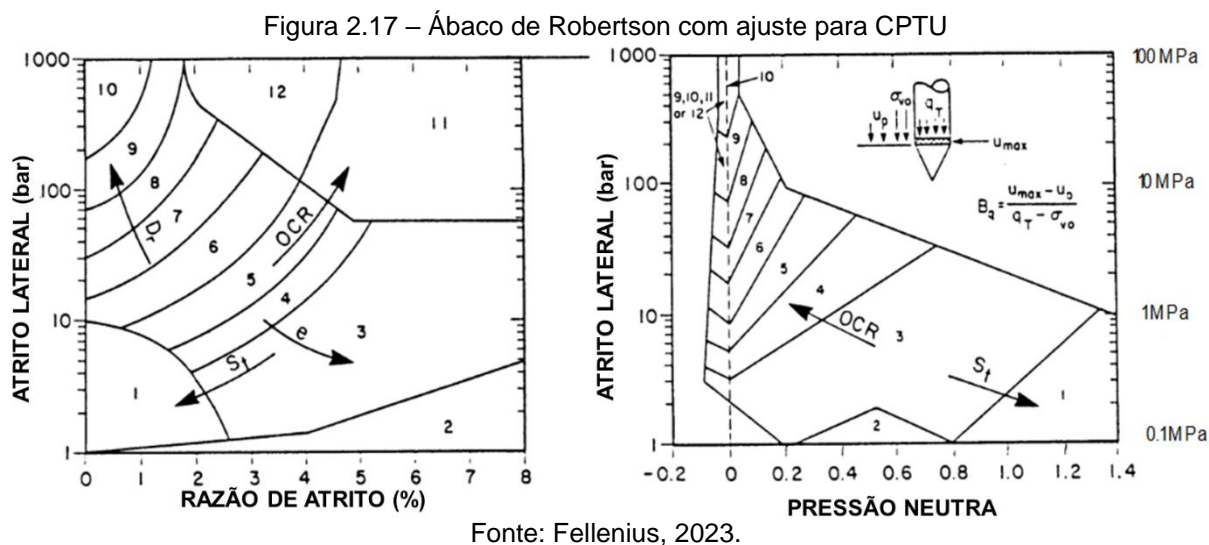
Figura 2.16 – Modelo de apresentação para resultados de ensaio do tipo CPTU



Dentre suas especialidades se trata do fornecimento de dados diretos de q_c e f_s , informações estas, que são suma importância para realização do cálculo da fundação, Figura 2.16. Dentre as diversas variações do ensaio, ele também pode fornecer outras informações importantes, como o caso do CPTU, que informa também a pressão neutra (u_2) do furo, e o SCPTU, que seria um avanço do CPTU, fornecendo também as ondas sísmicas do solo (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012; QUEIROZ, 2012).

Uma das maiores diferenças entre os tipos de ensaio, viria a ser o fato de que o ensaio do cone não realiza coletas de amostras, fazendo com que o tipo de solo seja determinado com base no comportamento do solo durante o ensaio, onde, foi proposto por Robertson um ábaco, como o ábaco da esquerda na Figura 2.17, que faz uma relação entre valores de *friction ratio* (R_f) com a resistência de ponta (*cone bearing*) para determinar o perfil estratigráfico do solo. Fato esse indagado, justamente por se basear em comparações com base no comportamento, onde casos em que os resultados sejam influenciados por questões como a pressão de

confinamento, afetam diretamente nas definições baseadas no ábaco (CINTRA *et al.*, 2013).



2.4. Prova de Carga Estática

Na concepção do projeto de fundação em estacas, engenheiros geotécnicos podem usar de diferentes meios para determinar capacidade de carga da fundação do projeto, comumente são usadas metodologias semiempíricas nessa determinação. Contudo, essas metodologias são usadas para gerar uma estimativa, e não um valor real da capacidade de carga das estacas. Essa assimetria pode ser ocasionada por fatores como imprecisão do método adotado e variabilidade das características do solo em toda a região do estaqueamento (CINTRA *et al.*, 2012).

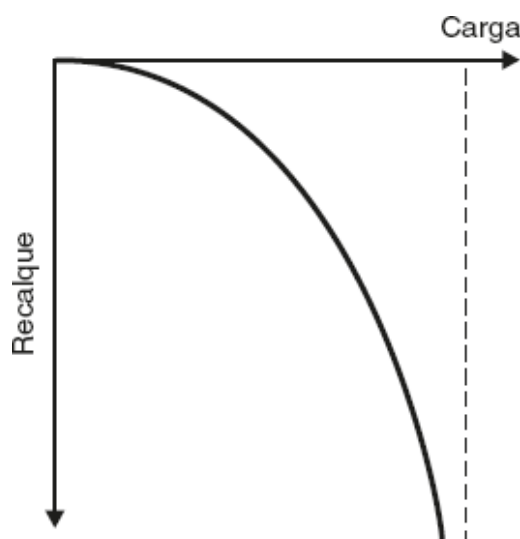
Por conta dessas dispersões são requisitados ensaios que façam uma avaliação da capacidade do sistema estaca-solo in situ, para assim ser feita uma análise da proximidade entre os valores estimados e os obtidos. Nisso, as provas de carga são usadas como meio para determinar a carga de ruptura e recalque da situação real (ALBUQUERQUE; GARCIA, 2020).

Esse tipo de ensaio pode ser realizado em estacas de teste, ou em estacas da obra, a critério de norma a quantidade de provas a serem feitas é com base a quantidade e tipo de estacas. Caso seja uma situação distinta das apresentadas na norma, é adotado o critério de 1% do total de estacas do projeto, onde o resultado deve ser arredondado para o número inteiro mais próximo, onde o dígito 5 deve ser sempre arredondado para cima. Na quantidade total das estacas, são consideradas todos os tipos que foram usadas na obra, onde só não é incluída

as estacas inerentes a contenções ou muros de fechamento (NBR 6122, ABNT, 2022).

As provas de carga podem ser feitas de dois modos, estático ou dinâmico, onde cada um possui suas respectivas normas relatando as orientações da execução do ensaio. No Brasil, o processo executivo da prova de carga estática é regido atualmente pela ABNT NBR 16903/2020, onde consiste na aplicação de esforços à fundação e coleta dos dados de deslocamentos correspondentes ao carregamento usado no ensaio, criando uma curva (Figura 2.18) que os relacione de modo a determinar a carga de ruptura para aquela estaca (DANZIGER, 2021; NBR 16903, ABNT, 2020).

Figura 2.18 – Curva carga versus recalque

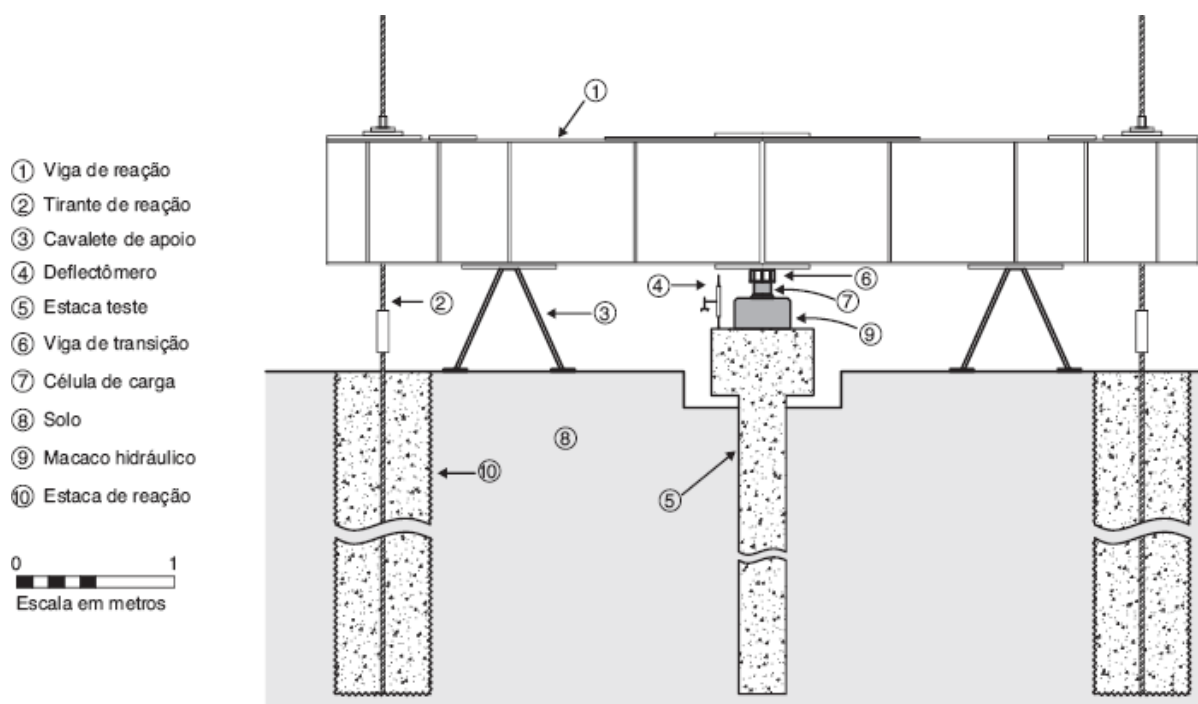


Fonte: Caputo, H. e Caputo, A., 2016.

Os equipamentos usados para a realização da prova podem ser divididos em agrupamentos, como o sistema de aplicação de carga, medição de força e medição de deslocamento. Cada conjunto possui seus equipamentos específicos e recomendações de uso (NBR 16903, ABNT, 2020).

As provas podem ser feitas com diferentes tipos de carregamento como, compressão, tração ou horizontal. A escolha do tipo de carregamento influencia no equipamento e na montagem do mesmo para a realização do ensaio, mudando principalmente a forma do sistema de reação, pois é quem possibilita a aplicação da carga corretamente na estaca (ALBUQUERQUE; GARCIA, 2020).

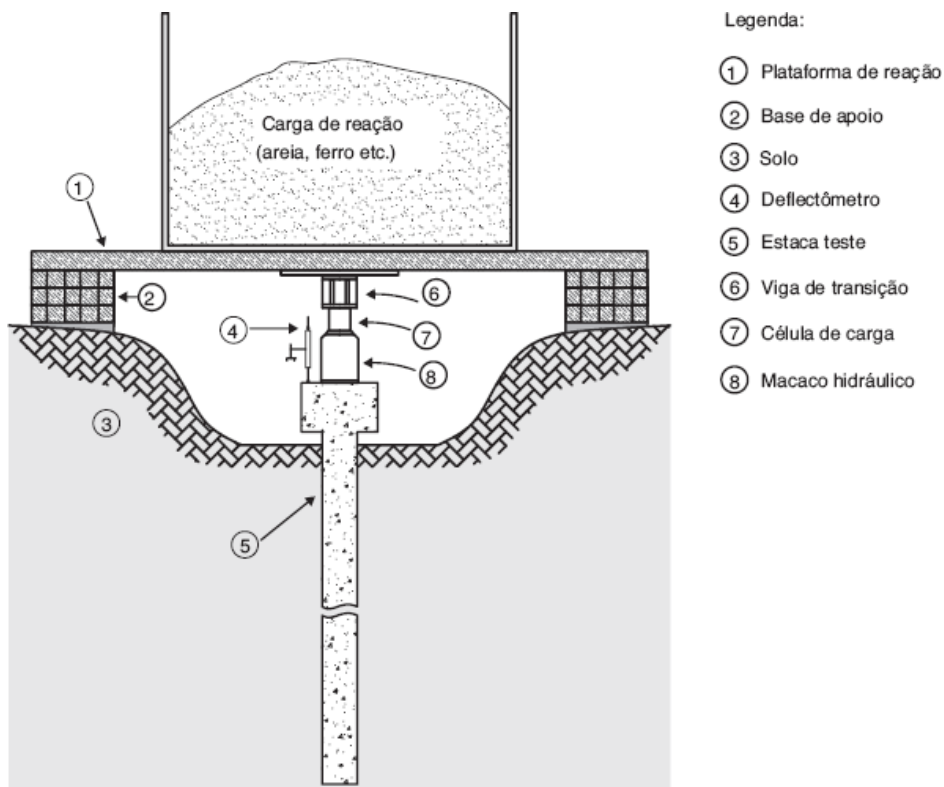
Figura 2.19 – Esquemática de prova de carga à compressão com viga atirantada



Fonte: Albuquerque e Garcia, 2020.

Em um ensaio típico de compressão é instalado um sistema de reação constituído de duas estacas de reação conectadas por tirantes a uma viga de reação. Após isso, para o carregamento, pode ser instalado um macaco hidráulico sob a viga (Figura 2.19), ou uma cargueira (Figura 2.20) posicionada sobre uma plataforma de reação sem o uso de estacas (BUDHU, MUNI, 2015; ALBUQUERQUE; GARCIA, 2020).

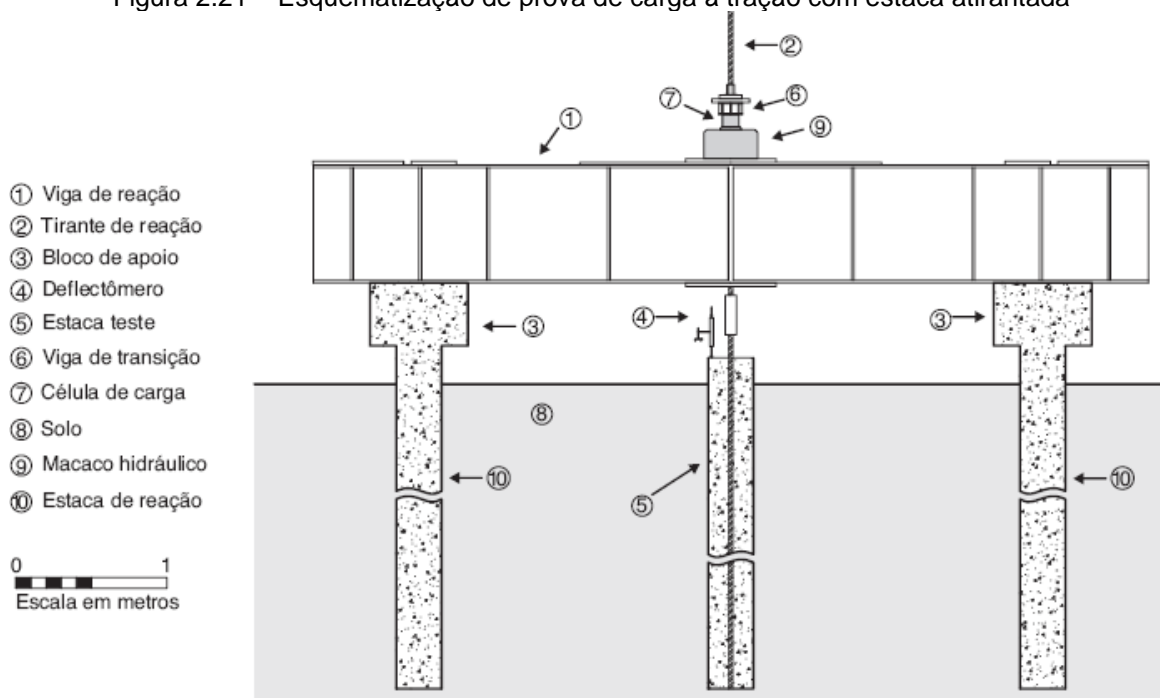
Figura 2.20 – Esquemática de prova de carga à compressão com cargueira



Fonte: Albuquerque e Garcia, 2020.

Para carregamentos a tração o sistema muda, onde estacas de reação são comprimidas, enquanto a estaca analisada estará atirantada com a viga de reação como mostrado na Figura 2.21 (DANZIGER, 2021).

Figura 2.21 – Esquemática de prova de carga à tração com estaca atirantada



Fonte: Caputo, H. e Caputo, A., 2016.

As solicitações horizontais diferem no sistema de reação, que pode usar de uma estaca vizinha ou de um bloco de reação, como meio reativo ao carregamento aplicado na estaca (DANZIGER, 2021).

Durante a prova de carga estática são coletados dados informando os recalques obtidos para os carregamentos aplicados durante a prova. O carregamento pode ser do tipo monotônico ou cíclico (com carga e descarga). Nisso eles são realizados de modo lento, rápido, misto ou cíclico. A escolha da frequência do carregamento afeta principalmente nos critérios de execução da prova (BUDHU, MUNI, 2015; NBR 16903, ABNT, 2020).

i) Para casos de carregamento do tipo lento: Durante o ensaio são aplicadas cargas em estágios iguais e sucessivos. Em cada estágio a carga aplicada não pode ser superior a 20% do da carga de trabalho estipulada para a estaca. Cada estágio deve durar no mínimo 30 minutos, e o avanço para outro estágio só pode ser feito quando houver estabilização dos deslocamentos (NBR 16903, ABNT, 2020). A estabilização ocorre quando a diferença entre duas leituras consecutivas for igual ou menor que 5% do deslocamento atual do estágio no momento da leitura. As leituras são feitas em tempos fixos de 5, 10, 15, 30 e após isso, caso não tenha sido alcançado a estabilização são feitas medições a cada 15 minutos com tempo limite de 2 horas para o estágio (NBR 16903, ABNT, 2020).

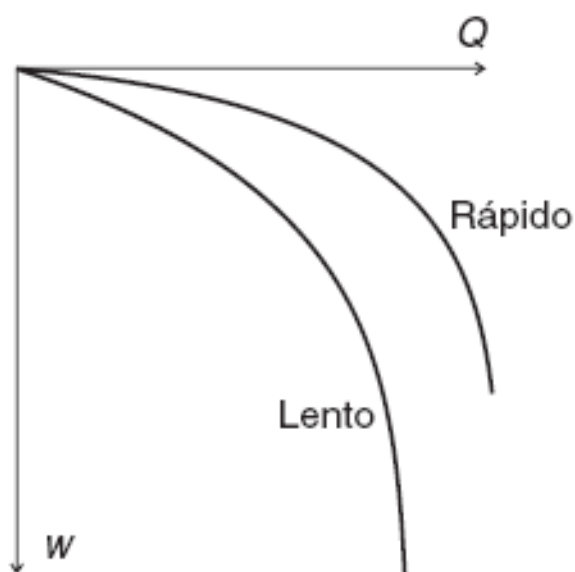
ii) Para casos de carregamento do tipo rápido: Nesse método as aplicações de carga também são feitas em estágios, onde cada estágio não pode ter uma carga superior a 10% da carga de trabalho estipulado para a estaca teste. Cada estágio dura no entorno de 10 minutos, sem critério de estabilização (NBR 16903, ABNT, 2020). Após o último estágio de carregamento, antes do descarregamento são feitas 4 leituras em 30, 60, 90 e 120 minutos. O descarregamento deve ser executado em no mínimo 4 estágios de 10 minutos cada. Além disso devem ser feitas as últimas leituras, uma após o descarregamento total, e a outra após 30 minutos da descarga (NBR 16903, ABNT, 2020).

iii) Para casos de carregamento do tipo misto: A metodologia trata da execução do carregamento lento em conjunto com o rápido, respectivamente. Nisso, os requisitos do carregamento lento são usados até a carga aplicada seja 20% superior a carga de trabalho estipulada. Após isso, o ensaio prossegue com as recomendações do carregamento do tipo rápido (NBR 16903, ABNT, 2020).

iv) Para casos de carregamento do tipo cíclico lento: Possui procedimentos similares aos de carregamento lento, a diferença se dá na forma de aplicação do carregamento. O carregamento deve ser feito em ciclos de carga-descarga, onde os incrementos devem ser iguais e sucessivos à medida que o ensaio avança (NBR 16903, ABNT, 2020).

v) Para casos de carregamento do tipo cíclico rápido: Segue as mesmas recomendações do procedimento do carregamento do tipo rápido, onde o carregamento é feito em ciclos de carga-descarga, onde o diferencial seria a recomendação de que o recalque máximo do topo deve ser igual ou superior a 10% a 20% do diâmetro da estaca. Essa recomendação de recalque máximo é usada para realizar o esgotamento do atrito lateral e liberar o desenvolvimento da resistência de ponta (NBR 16903, ABNT, 2020).

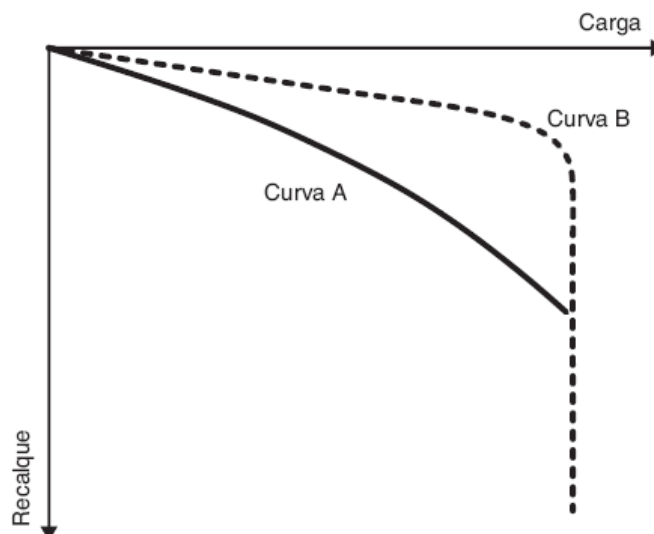
Figura 2.22 – Relação entre ensaios do tipo rápido e tipo lento



Fonte: Danziger, 2021. Adaptada pelo autor.

Os resultados obtidos também são influenciados afetando principalmente no recalque medido para a carga aplicada na estaca (Figura 2.22), onde, no carregamento rápido aplicadas grandes cargas que geram pouca deformação, enquanto no lento seria o inverso (DANZIGER, 2021).

Figura 2.23 – Exemplos de curvas de carga com ruptura distintas



Fonte: Albuquerque e Garcia, 2020.

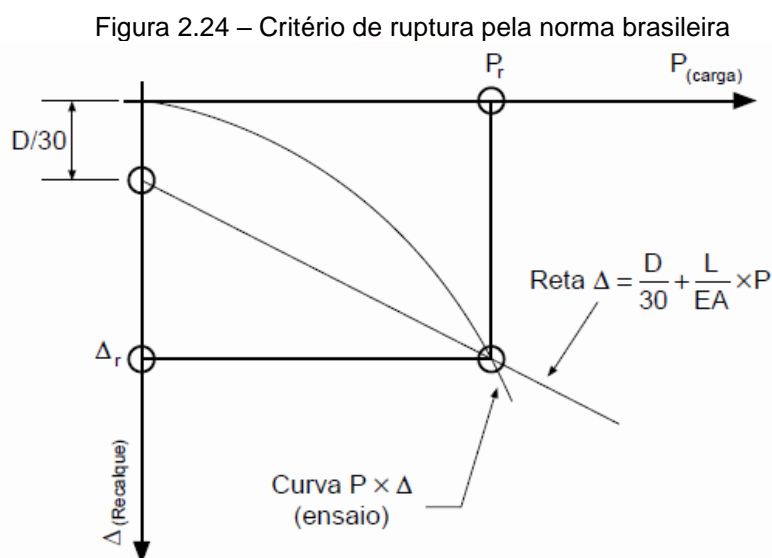
Dentre as maiores divergências na análise da ruptura na curva de carga x deslocamento, seria justamente a escolha da forma na qual ela será analisada, pois nem sempre a prova apresenta uma ruptura bem definida, como a curva A, da Figura 2.23. Danziger (2021), explica que existem quatro critérios para determinar essa carga de ruptura:

a) Busca da assíntota vertical: Nessa análise tem destaque o método de Van der Veen que trata de estabelecer uma assíntota vertical na curva, através de uma estimativa do comportamento da curva. Esse método acaba sendo difícil de aplicar na maioria dos casos que existe uma assíntota inclinada.

b) Valor de recalque: Nesse critério estão normas internacionais, onde são vistos os recalques da estaca e estimados que a ruptura ocorre quando o recalque de 10% do diâmetro da estaca.

c) Aplicação de critérios geométricos: Nesse método está a norma sueca, que reconhece como o ponto de ruptura o ponto de maior curvatura no gráfico. Esse critério acaba sendo ineficiente quando, pois, quando se tem um esgotamento da capacidade de carga lateral e a estaca passa a trabalhar com a capacidade da ponta, ocorre uma grande inclinação na linha do gráfico, não representando fielmente a ruptura da estaca.

d) Encurtamento elástico com porcentagem do diâmetro da base: Nessa avaliação está a norma brasileira, onde, é determinado que a ruptura ocorre (Figura 2.24) no encontro da linha do gráfico com uma linha representada pela soma do encurtamento elástico da estaca, adicionada a trigésima parte do diâmetro (NBR 6122, ABNT, 2022).



Como se trata de uma prova, o ideal é que seja realizado mais de um ensaio, para a criação de uma curva de resistência ou pelo menos uma média da situação do estaqueamento. Essa situação é ideal para a criação de um fator de segurança global para a correção da capacidade das estacas em projeto, onde esse fator seria a divisão da carga real, pela carga estimada em projeto. Contudo, usando de conceitos determinísticos, termo estatístico para valores absolutos, são impostas limitações para a realização do ensaio. Nisso, é adotado um fator de segurança global, baseado em pouquíssimos casos de prova de carga, negando a possibilidade de que haja algum caso que seja muito distinto dos demais (CINTRA *et al.*, 2012).

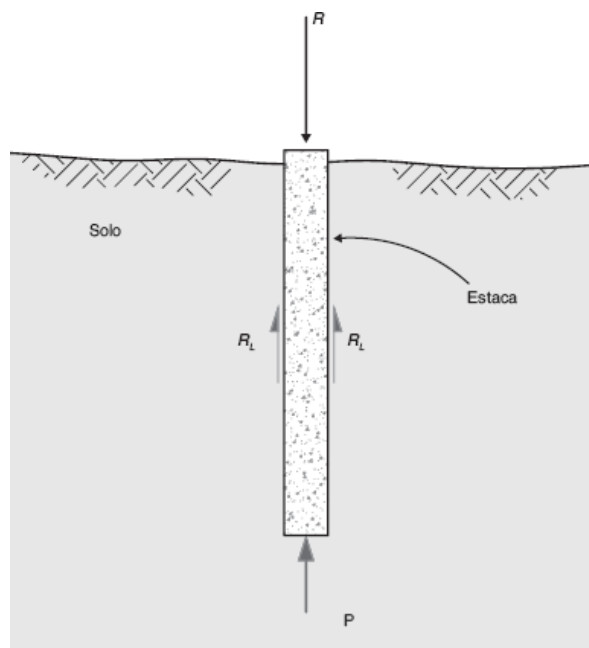
2.5. Métodos Semiempíricos de capacidade de carga de estacas

Uma das partes mais importantes de um projeto geotécnico ocorre na determinação da capacidade de carga das estacas. Nessa fase são idealizados modelos matemáticos para entender o comportamento e os limites da fundação, quando solicitado tanto para o carregamento de serviço quanto o de ruptura (DANZIGER, 2021).

O cálculo de estimativa dessas cargas, consiste na determinação da capacidade carga (R) em que:

$$R = RL + RP \quad (2.1)$$

Figura 2.25 – Forças reativas no sistema estaca-solo



Fonte: Albuquerque e Garcia, 2020.

Onde, R é dado pela soma da resistência lateral (RL) com a resistência de ponta (RP), como na Figura 2.25. Essas resistências podem ser estimadas através de fórmulas dinâmicas, provas de carga, modelos numéricos ou fórmulas estáticas (teóricas ou semiempíricas) onde este último é o mais comum. Boa parte das metodologias semiempíricas são baseadas nos resultados de ensaios do tipo SPT e CPT (DANZIGER, 2021; ALBUQUERQUE; GARCIA, 2020).

As metodologias semiempíricas são idealizadas a partir de modelos matemáticos, baseados em comparações empíricas de provas de carga, características do solo e do tipo de fundação *in situ*. Elas são constituídas de diversos métodos de ensaio, onde, cada um realiza uma interpretação distinta de como que deva ser feita a estimativa (CINTRA; AOKI, 2010; ALBUQUERQUE; GARCIA 2020).

2.5.1. Métodos que usam dados de ensaios SPT

Boa parte das metodologias de cálculo usadas no Brasil, são baseadas em ensaios do tipo SPT, que por fornecer dados bem distintos, acabam possuindo

fórmulas e parâmetros diferentes das metodologias que usam de ensaios como do tipo CPT (ALBUQUERQUE; GARCIA, 2020).

Segundo Fellenius (2022), no passado a maioria dos métodos eram baseados em ensaios do tipo SPT, contudo, é um método que é muito suscetível a erros ocasionados por problemas executivos. Como forma de contramedida geotécnicos usam fatores de correção que consideram apenas 60% do valor de N_{SPT} obtido durante o ensaio.

2.5.1.1 Método de Aoki e Velloso (1975)

Seguindo o conceito da Equação 2.1, para ser determinado o valor de R , é necessário calcular os valores de RP e RL , onde:

$$RL = U * \sum(r_l * \Delta_L) \quad (2.2)$$

$$RP = r_p * A_p \quad (2.3)$$

Desse modo,

$$R = U * \sum(r_l * \Delta_L) + r_p * A_p \quad (2.4)$$

Onde são feitas correlação de tensão de ponta (r_p) e tensão lateral unitária (r_l), juntamente com as características geométricas de área de ponta (A_p), comprimento da seção transversal do fuste (U) apresentados para cada trecho do comprimento longitudinal (Δ_L) da estaca (CINTRA; AOKI, 2010).

Tabela 2.4 – Fatores de correção F_1 e F_2

Tipo de estaca	F_1	F_2
Franki	2,5	2 * F_1
Metálica	1,75	2 * F_1
Pré-moldada	1 + $D/0,8$	2 * F_1
Escavada	3,0	2 * F_1
Raiz	2,0	2 * F_1
Hélice contínua	2,0	2 * F_1
Hélice de deslocamento	2,0	2 * F_1

Fonte: Aoki e Velloso (1975).

Para a obtenção das incógnitas geotécnicas unitárias, é necessário determinar os valores de r_l e r_p , que são medidos por:

$$r_l = \frac{f_s}{F_2} \quad (2.5)$$

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \quad (2.6)$$

Onde, os fatores de correção F_1 e F_2 são dados de correção baseado no tipo de estaca e são dados na Tabela 2.4, que sofreu adaptações para a inclusão de estacas que não foram abordadas na época em que foi desenvolvido o método, que após as contribuições de trabalhos na Universidade Federal do Rio de Janeiro, onde foram determinados os valores de F_1 e F_2 , para as estacas do tipo raiz, hélice contínua e hélice de deslocamento (VELLOSO; LOPES, 2010). Já a carga de ponta (q_c) e o atrito lateral (f_s), são coletados a partir dos resultados de ensaios CPT. Contudo, o método possui uma adaptação que o permite ser usado junto de ensaios SPT ao serem feitos alguns ajustes nesses parâmetros de ensaio CPT, onde:

$$q_c = K * N_{SPT} \quad (2.7)$$

Após isso, usando do conceito da razão de atrito (α) dada por:

$$\alpha = \frac{f_s}{q_c} \quad (2.8)$$

$$f_s = \alpha * q_c \quad (2.9)$$

Logo, ao unir os conceitos das Equações 7 e 8, será obtido o valor de f_s por,

$$f_s = \alpha * K * N_{SPT} \quad (2.10)$$

Com isso,

$$r_l = \frac{\alpha * K * N_{SPT}}{F_2} \quad (2.11)$$

$$r_p = \frac{K * N_{SPT}}{F_1} \quad (2.12)$$

Os valores de razão de atrito (α) e o coeficiente K são tabelados baseado no tipo de solo da camada analisada, como mostrado na Tabela 2.5.

Tabela 2.5 – Parâmetros de K e α

Solo	K (MPa)	α (%)
Areia	1,0	1,4
Areia siltosa	0,8	2,0
Areia siltoargilosa	0,7	2,4
Areia argilosa	0,6	3,0
Areia argilossiltosa	0,5	2,8
Silte	0,4	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	0,2	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila arenossiltosa	0,3	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila siltoarenosa	0,33	3,0

Fonte: Aoki e Velloso (1975).

Com isso, a capacidade de carga (R) será:

$$R = U * \sum \left(\frac{\alpha * K * N_{SPT}}{F_2} * \Delta_L \right) + \frac{K * N_{SPT}}{F_1} * A_p \quad (2.13)$$

Por se tratar de uma fórmula semiempírica que possui parâmetros baseados em provas de carga, esse método acaba sendo influenciado pelas características da região e até do tipo de estaca usados no ensaio. Nisso, acaba sendo importante levar em consideração que esses métodos podem fornecer valores bem distintos da prova de carga, onde, é importante usar parâmetros próprios da região que será feita a estimativa caso haja estudos sobre o tema (CINTRA; AOKI, 2010).

2.5.1.2 Método Décourt e Quaresma (1978)

Assim como no método de Aoki-Velloso, a capacidade de carga é calculada em duas partes, que corresponderiam a resistência de atrito lateral (R_L) e a resistência de ponta (R_P), que será:

$$R_L = \beta * U * r_t * L \quad (2.14)$$

$$R_p = \alpha * r_p * A_p \quad (2.15)$$

Logo, R_L pode ser estimado, através dos valores do atrito lateral unitário (r_l), perímetro (U) e comprimento (L) da estaca e do fator de atrito (β), fator esse, que é baseado no tipo de solo e estaca e informado na Tabela 2.6. Enquanto R_p é dado através da relação entre a tensão resistente de ponta (r_p), área de ponta da estaca (A_p) e o fator de reação de ponta (α), que dependerá do tipo de solo e estaca, fator esse fornecido pela Tabela 2.7.

Tabela 2.6 – Parâmetros de β

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua/ Hélice de deslocamento	Raiz	Injetadas sob pressão
Argilas	0,80	0,90	1,00	1,50	3,00
Siltes	0,65	0,75	1,00	1,50	3,00
Areias	0,50	0,60	1,00	1,50	3,00

Fonte: Adaptada em Albuquerque e Garcia (2020).

Tabela 2.7 – Parâmetros de α

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua/ Hélice de deslocamento	Raiz	Injetadas sob pressão
Argilas	0,85	0,85	0,30	0,85	1,00
Solo intermediários	0,60	0,60	0,30	0,85	1,00
Areias	0,50	0,50	0,30	0,85	1,00

Fonte: Adaptada em Albuquerque e Garcia (2020).

Após isso, baseado nos valores de ensaios do tipo SPT, são definidos os valores das tensões r_l e r_p , que são respectivamente:

$$r_l = 10 * \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \quad (2.16)$$

$$r_p = C * N_p \quad (2.17)$$

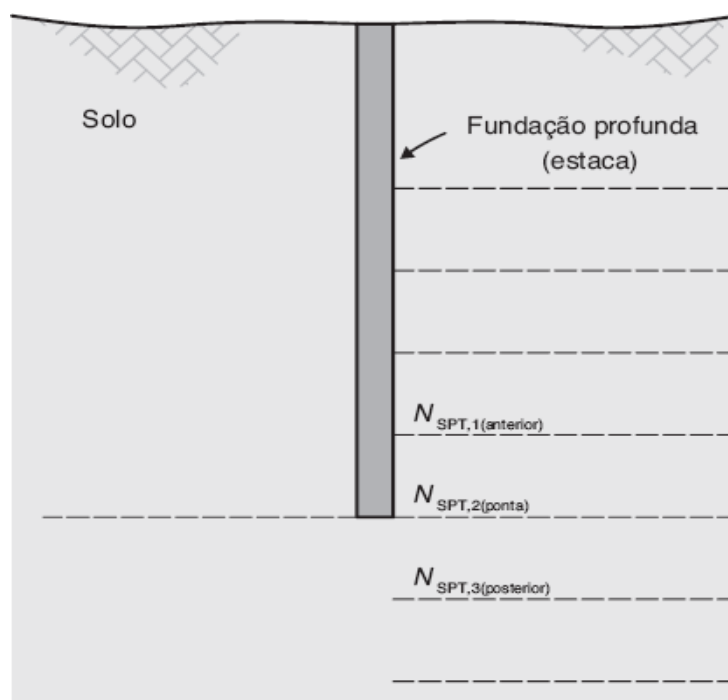
Para encontrar o valor de r_l é necessário descobrir o valor da resistência a penetração (N_L) ao longo da estaca, que seria o N_{SPT} mas com restrições de valores que seria “ $3 \geq N_L \leq 50$ ”, onde o limite pode ser reduzido para 15 no caso de fundações em estacas Strauss e tubulões a céu aberto (CINTRA; AOKI, 2010).

Tabela 2.8 – Valores de coeficiente C

Tipo de solo	C (KPa)
Argilas	120
Siltes argiloso	200
Siltes arenosos	250
Areias	400

Fonte: Adaptada em Albuquerque e Garcia (2020).

Já para r_p , é necessário encontrar o valor do coeficiente (C) da relação entre a resistência a penetração com a resistência de ponta em função do tipo de solo, valores esses apresentados na Tabela 2.8. Nesse contexto, N_p trata da média dos valores de N_{SPT} da ponta da estaca, junto da resistência das camadas sobre e sob a camada da ponta, como mostrado na Figura 2.26.

Figura 2.26 – Cálculo do valor de N_p 

Fonte: Albuquerque e Garcia, 2020.

Sendo assim, a capacidade de carga (R) será:

$$R = \beta * U * \left[10 * \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \right] * L + \alpha * C * N_p * A_p \quad (2.18)$$

Esses ajustes tanto de carga admissível, como os parâmetros de α e β se dão com base em correções para a estimativa, uma vez que o método foi desenvolvido inicialmente para estimativa de estacas pré-moldadas de concreto.

2.5.1.3. Milititsky e Alves (1985)

O método segue uma proposta parecida com os métodos anteriores, contudo ele é baseado em provas de carga realizadas no Rio Grande do Sul, logo os parâmetros de correção que ele apresentar são estimados no comportamento para solos da região sul do país.

As fórmulas das resistências de atrito lateral e de ponta, são dadas por:

$$RL = M1 * N_L * U * L \quad (2.19)$$

$$RP = A_p * M2 * N_p \quad (2.20)$$

Esse método é bem similar ao método de Decourt e Quaresma (1978), na questão dos valores usados, tendo distinção ao levar em conta os coeficientes de proporcionalidade M_1 e M_2 (Tabela 2.9) e adotar o valor de N_L , que seria a média de todos os valores de N_{SPT} ao longo do fuste da estaca até antepenúltima camada em relação a ponta da estaca.

Tabela 2.9 – Valores de coeficiente de proporcionalidade M_1 e M_2

Tipo de escavação	M_1 (KPa)	M_2 (KPa)
Perfuração mecânica	2,45	60
Tipo Strauss	2,35	90

Fonte: Schulze (2013).

Logo, a capacidade de carga será:

$$R = M1 * N_L * U * L + A_p * M2 * N_p \quad (2.21)$$

2.5.2. Métodos que usam dados de ensaios CPT

Diferente das metodologias do tipo SPT, as que usam valores de ensaios CPT são pouco usuais no país, baseada na realização dos ensaios nacionalmente.

Assim como nas estimativas com SPT, as metodologias para ensaios CPT são empregadas usando diretamente os valores do resultado dos ensaios, logo as fórmulas usam desses valores ou correções deles para obter a capacidade da estaca.

2.5.2.1 deRuiter e Beringen (1979)

O método holandês, assim como outros métodos semiempíricos, faz a distinção da capacidade de carga em resistência de ponta unitária (r_p) e resistência lateral unitária (r_l). Contudo, o método possui uma certa variância na forma de cálculo da r_p baseado no tipo de solo da camada da ponta da estaca. Onde no caso da composição dessa camada seja de areia, a resistência unitária de ponta deve ser obtida pelo método de *Schmertmann (1978) and Nottingham (1975)*.

- Resistencia em areia:

$$r_l = \frac{q_c}{300} \quad (2.22)$$

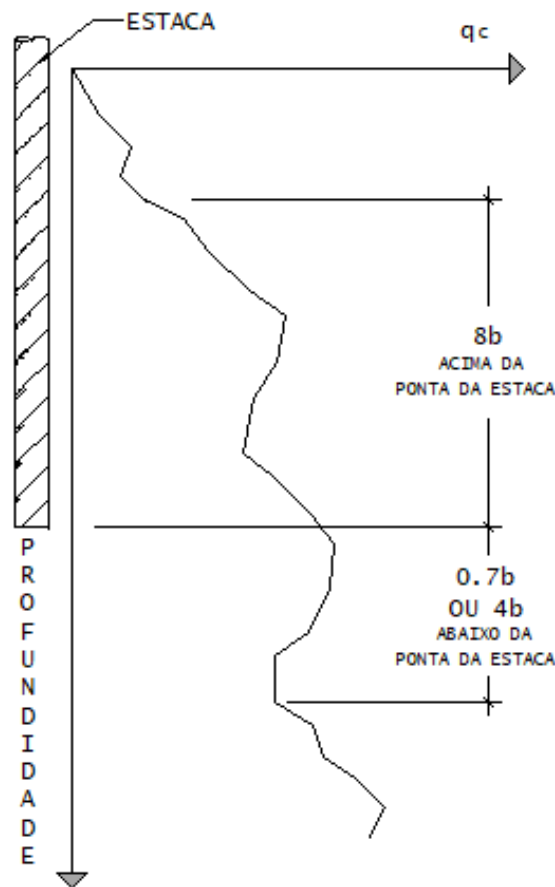
$$r_p = C * q_{ca} \quad (2.23)$$

Onde o valor de C trata de um coeficiente baseado na taxa de sobreadensamento do solo, que varia entre 0,5 e 1, ficando o seu valor, a critério do geotécnico.

Além disso, os valores de r_p e r_l possuem limitações de valores de resistência, onde, no método de *Schmertmann and Nottingham*, é imposto uma limitação de r_p , que deve ser no máximo 15 Mpa. Enquanto que, no método de *deRuiter e Beringen*, é imposto uma limitação em r_l que deve ser no máximo 120 KPa.

Já q_{ca} , trata da menor média, de um conjunto de valores de carga de ponta (q_c), das camadas que fiquem até $8b$ acima da ponta, junto dos valores de camadas que fiquem a $0,7b$ ou $4b$ (Figura 2.27), abaixo da ponta da estaca, onde b é diâmetro da estaca.

Figura 2.27 – Cálculo do valor de q_{ca} para método de deRuiter e Beringen



Fonte: Fellenius, 2023. Adaptada pelo autor

- Resistência em argila:

Para casos de solo argiloso, os valores de r_p são baseados em:

$$r_p = 5 * S_u \quad (2.24)$$

$$S_u = \frac{q_c}{N_k} \quad (2.25)$$

Onde a resistência de ponta será dada, pelo produto de 5 com a resistência ao cisalhamento não drenado (S_u). Enquanto, S_u será dado pelo quociente de q_c pelo coeficiente de dimensionamento (N_k), que usualmente é igual a 20.

Já as fórmulas para r_l são:

$$r_l = \alpha * S_u \quad (2.26)$$

Onde:

$$r_l = \alpha * \frac{q_c}{N_k} \quad (2.27)$$

Os valores de fator de adesão (α) são normalizados, podendo ser igual a 1, ou igual a 0,5, respectivamente, para casos de argila normalmente adensada e argila sobreadensada. Além disso, os valores de r_l e r_p possuem limitações assim como no caso de solo arenoso de 120 KPa e 15 MPa, respectivamente.

2.5.2.2 Método de Aoki e Velloso (1975)

Para obtenção da capacidade de carga (R), é necessário calcular os valores da resistência de ponta (RP) e resistência do fuste (RL), onde:

$$RL = U * \sum(r_l * \Delta_L) \quad (2.2)$$

$$RP = r_p * A_p \quad (2.3)$$

Desse modo,

$$R = U * \sum(r_l * \Delta_L) + r_p * A_p \quad (2.4)$$

Onde são feitas correlação de tensão de ponta unitária (r_p) e tensão lateral unitária (r_l), juntamente com as características geométricas de área de ponta (A_p), comprimento da seção transversal do fuste (U) apresentados para cada trecho do comprimento longitudinal (Δ_L) da estaca (CINTRA; AOKI, 2010).

Tabela 2.4 – Fatores de correção F_1 e F_2

Tipo de estaca	F_1	F_2
Franki	2,5	$2 * F_1$
Metálica	1,75	$2 * F_1$
Pré-moldada	$1 + D/0,8$	$2 * F_1$
Escavada	3,0	$2 * F_1$
Raiz	2,0	$2 * F_1$
Hélice contínua	2,0	$2 * F_1$
Hélice de deslocamento	2,0	$2 * F_1$

Fonte: Aoki e Velloso (1975).

Para a obtenção dos parâmetros unitários, é necessário determinar os valores de r_l e r_p , que são medidos através de:

$$r_l = \frac{f_s}{F_2} \quad (2.5)$$

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \quad (2.6)$$

Onde, os fatores de correção F1 e F2 são dados de correção baseado no tipo de estaca e são dados na tabela 2.4. Já a carga de ponta(q_c) e o atrito lateral(f_s), são coletados a partir dos resultados de ensaios CPT. Com isso, a capacidade de carga (R) será:

$$R = U * \sum \left(\frac{f_s}{F_2} * \Delta_L \right) + \frac{q_c}{F_1} * A_p \quad (2.28)$$

2.5.2.3 Price e Wardle (1982)

O método de Price e Wardle, foi desenvolvido em 1982, a partir de provas de carga realizadas na cidade de Londres, na Inglaterra. Dentre as metodologias de ensaios CPT, o método realiza apenas uma correção nos valores de q_c e f_s encontrados no ensaio, uma vez que os valores de r_p e r_l , os fatores de resistência unitários, respectivamente, de ponta e lateral, são estimados com base no produto, de q_c com k_b , para resistência de ponta, enquanto a resistência ao atrito lateral é dada pelo produto de f_s com k_s .

$$r_p = q_c * k_b \quad (2.29)$$

$$r_l = f_s * k_s \quad (2.30)$$

Os fatores de k_b e k_s são determinados de acordo com a tipologia executiva da estaca, como mostrado na Tabela 2.10.

Tabela 2.10 – Fatores de k_b e k_s

Tipologia executiva	k_b	k_s
Escavada	-	0,49
Cravadas	0,35	0,53
Com revestimento	0,30	0,62

Fonte: Adaptada pelo autor (2023).

Com isso, pode ser entendido que a capacidade de carga pelo método de Price e Wardle será:

$$R = U * \sum(f_s * k_s * \Delta_L) + q_c * k_b * A_p \quad (2.31)$$

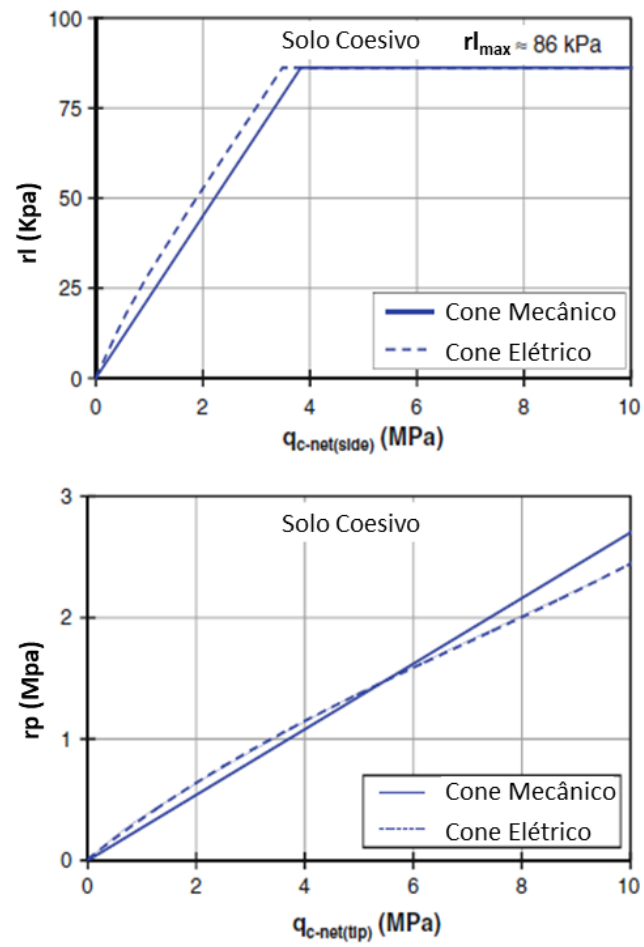
2.5.2.4 Alsamman (1995)

O método de Alsamman, assim como outras metodologias semiempíricas, também foi baseado em resultados de provas de carga. Contudo, esse método distingue a forma de cálculo, onde os parâmetros de resistência unitários são coletados em pares de gráficos, onde no eixo das abcissas é dado os valores do parâmetro unitário de q_{cnet} , enquanto no eixo das ordenadas estão os valores de q_c ou f_s . Onde as funções de RP e RL, serão dadas por:

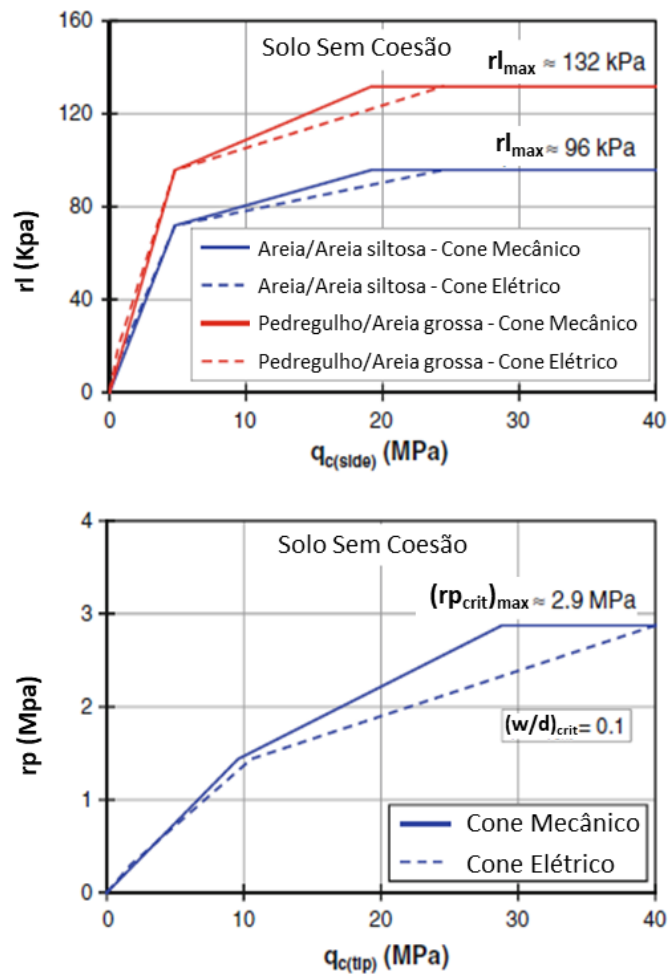
$$RP = A_p * q_{cnet} \quad (2.32)$$

$$RL = U * L * q_{cnet} \quad (2.33)$$

Os gráficos são divididos em dois pares, sendo um par para solos do tipo coesivo (Figura 2.28) e outro para não coesivos (Figura 2.29), onde cada par irá apresentar um gráfico de obtenção de parâmetros $q_{cnet(tip)}$ e $q_{cnet(side)}$, através de q_c e f_s , respectivamente. Definindo assim, um q_{cnet} para resistência de ponta e um segundo para resistência lateral.

Figura 2.28 – Valores de q_{cnet} para solos coesivos

Fonte: Niazi e Mayne, 2013. Adaptada pelo autor

Figura 2.29 – Valores de q_{cnet} para solos não coesivos

Fonte: Niazi e Mayne, 2013. Adaptada pelo autor

Nesse contexto, o valor da capacidade de carga (R), será:

$$R = U * \sum(L * q_{cnet}) + A_p * q_{cnet} \quad (2.34)$$

Internamente nos gráficos é expresso que os fatores irão basear-se no tipo equipamento usado durante o ensaio CPT, através de duas linhas, sendo uma para quando os resultados são obtidos por equipamento mecânico e uma outra para o elétrico.

3. ESTUDO DE CASO

Nesta seção estão relatados os procedimentos realizados para o desenvolvimento da pesquisa, relatando as etapas realizadas, dados coletados e da localização dos ensaios realizados, que forneceram os dados usados como base para a pesquisa.

3.1. Metodologia

Este trabalho visa avaliar a eficiência da estimativa de capacidade de carga de estacas escavadas convencionais e estacas escavadas equipadas com a tecnologia EB a partir de métodos semiempíricos. Os resultados de prova de carga estática e dos ensaios de campo (SPT e CPT) foram obtidos a partir de Monteiro (2023), a partir de estudos do Campo Experimental de Fundações e Ensaios de Campo, da Universidade de Brasília. Os procedimentos realizados foram os seguintes:

- Revisão bibliográfica para desenvolvimento do referencial teórico;
- Coleta de dados de ensaios SPT e CPT;
- Estimativa da capacidade de carga a partir de métodos semiempíricos baseados nos ensaios SPT e CPT;
- Coleta de dados de prova de carga estática em estaca sem o EB (MONTEIRO *et al*, 2023);
- Coleta de dados de prova de carga estática em estaca com o EB (MONTEIRO *et al*, 2023);
- Determinação de valores das cargas de ruptura segundo o método da NBR 6122 (ABNT, 2022), a partir das provas de carga para estacas com e sem o EB;
- Análise dos resultados e comparação dos valores estimados com as provas de carga com e sem o EB;

A coleta de dados foi feita com base em outros trabalhos já realizados no mesmo local estudado (MOTA, 2003; CUNHA, 2011; MONTEIRO, 2023). Partindo do princípio dos diferentes ensaios, já realizados no campo experimental da UnB, possuindo assim, uma maior amplitude de dados para ensaios do tipo SPT e CPT, e

principalmente para as provas de carga de estacas com e sem o EB. Para posteriormente usar tais dados para estimar valores de capacidade de carga para estacas.

As estimativas foram obtidas a partir metodologias que usam de dados de resistência à penetração do solo, obtida por ensaios SPT, junto de valores de resistência de ponta e atrito lateral obtidos por ensaios CPT. Os métodos usados foram os de Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978), Milititsky e Aves (1998), deRuiter e Beringen (1979).

Os valores estimados foram determinados para duas estacas escavadas, onde uma era equipada com o EB, enquanto a outra estava sem o equipamento.

3.2. Área estudada

A localização usada como base para a realização dos ensaios geotécnicos, e das provas de carga, foi o Campo Experimental de Fundações e Ensaios de Campo, do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia no Campus Darcy Ribeiro da Universidade de Brasília, em Brasília (Figura 3.1). Os dados foram coletados dentro de uma área de 1000m², que pode ser localizado por coordenadas geográficas que são de S15°45'56" e W47°52'20" (MONTEIRO, *et al*, 2023). As estacas usadas para prova de carga estão localizadas em um anexo do Campo Experimental, enquanto os ensaios de investigação foram realizados a cerca de 20 m. Mais detalhes do local são relatados por Cunha (2011).

Figura 3.1 – Localização Campo Experimental de Fundações da UnB



Fonte: Monteiro *et al*, 2023.

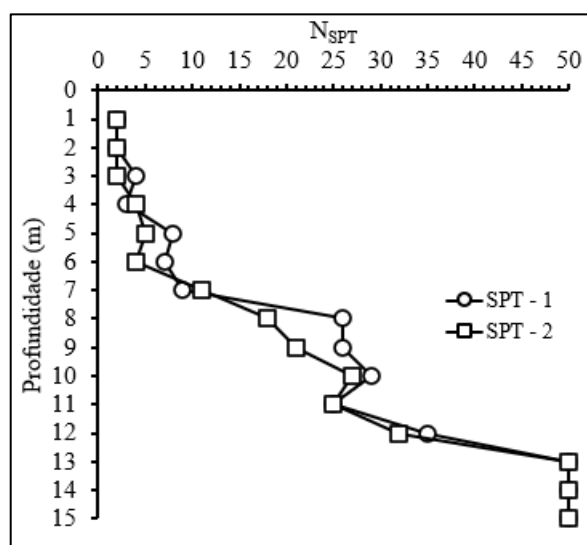
3.3. Investigações geotécnicas

Com base nos estudos realizados no campo experimental da UnB, observa-se que, o solo possui uma predominância de solo do tipo areia siltosa vermelha nas camadas iniciais, com características de solo do tipo laterítico. Segundo Mota (2003), o solo do campo experimental também possui uma alta porosidade, mas sem demonstrar indícios da presença de água nas profundidades investigadas. Além disso, segundo Mota (2003) o solo também apresenta uma estrutura inconsistente quando é exposto a umidade ou diferentes tensões, podendo gerar uma grande alteração do volume do mesmo, apresentando assim, características de solos do colapsáveis, como citado por Cintra, *et al* (2012).

3.3.1. Standard Penetration Test

A escolha dos furos dos ensaios SPT, foram baseados na realização das provas de carga que foram realizadas durante o período chuvoso de Brasília, onde na Figura 3.2, o solo apresenta baixos valores de resistência a penetração (N_{SPT}), nos primeiros 6 m, formadas por areias siltosas vermelhas, apresentando uma compactação do tipo fofa e pouco compactada. Contudo, é possível perceber que, em camadas mais profundas, o ensaio também apresenta maiores valores de N_{SPT} .

Figura 3.2 – Gráfico de resultados de ensaios SPT

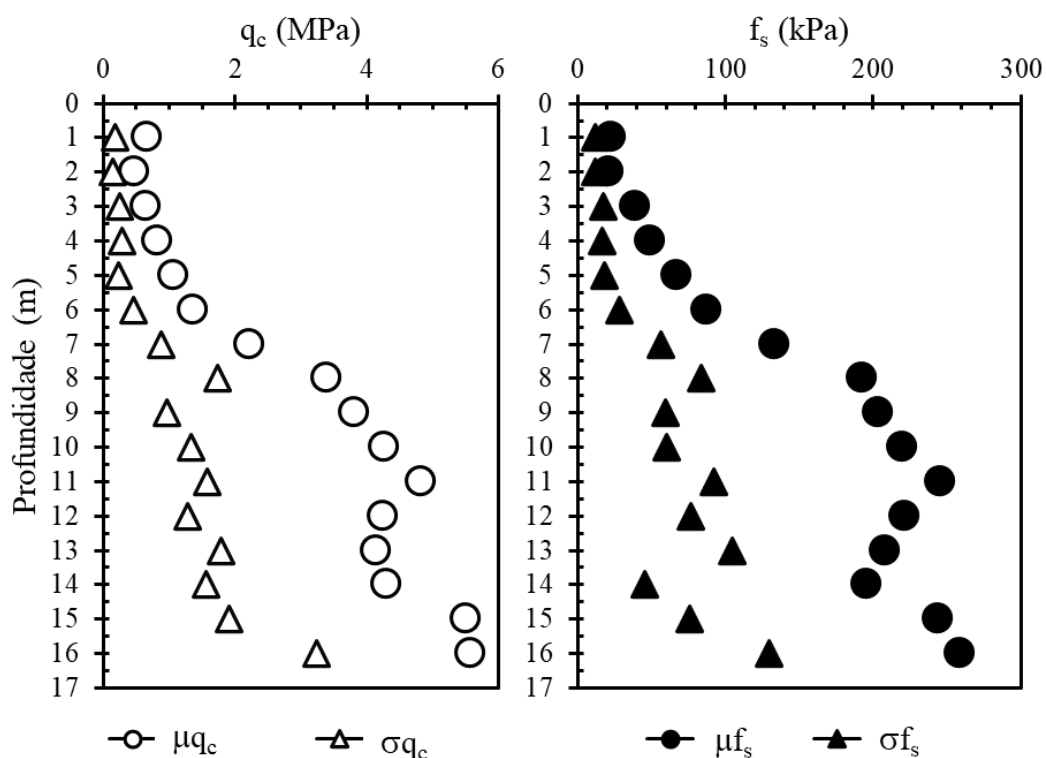


Fonte: Monteiro, 2023.

3.3.2. Cone Penetration Test

Assim como no caso do ensaio SPT, no CPT, foram escolhidos ensaios realizados no período chuvoso por conta das provas de carga realizadas em tal período, com isso foram selecionados 7 ensaios do tipo CPT, realizados neste período e mais próximos das estacas ensaiadas nas provas de carga. Nesses ensaios, foram apresentados baixos valores médios de resistência de ponta (μq_c) e de atrito lateral (μf_s) nas camadas iniciais, e o aumento delas, ao alcançar camadas mais profundas.

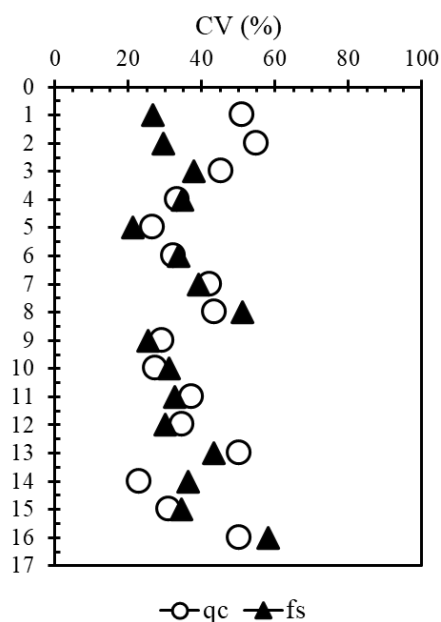
Figura 3.3 – Gráfico de resultados médios dos ensaios CPT escolhidos



Fonte: Monteiro, 2023.

Além disso a relação das amostras, apresentam valores de coeficiente de variância inferiores a 60%.

Figura 3.4 – Coeficiente de variância de resultados dos ensaios CPT



Fonte: Monteiro, 2023.

3.3.3. Perfil simplificado

Os dados dos ensaios, podem ser unificados, como mostrado na Figura 3.5, informando os valores médios de resistência a penetração (N_{SPT}) de ponta (q_c) e atrito lateral (f_s). Dados esses essenciais para estimar os valores de capacidade de carga.

Figura 3.5 – Perfil estratigráfico solo

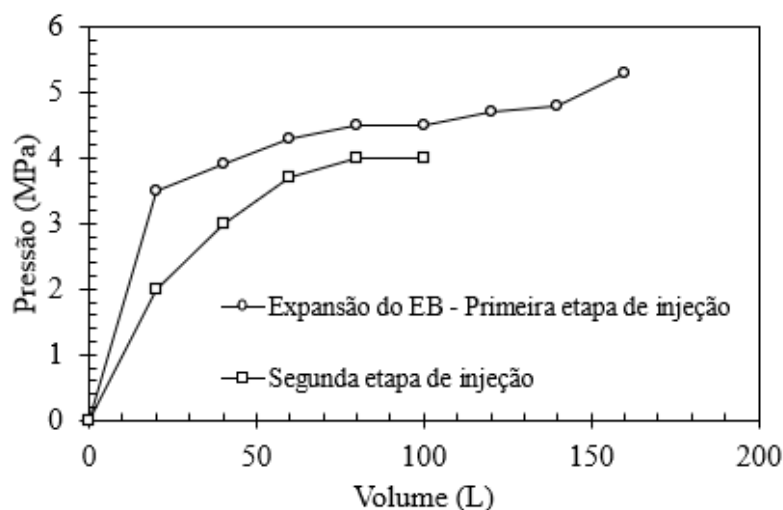
Profundidade (m)	Estatigrafia do solo	N_{SPT}	q_c (MPa)	f_s (MPa)
0.0	Areia Siltosa Solo laterítico	2	0.66	0.02
		2	0.47	0.02
		3	0.65	0.04
		3	0.86	0.05
		6	1.13	0.07
6.0		5	1.46	0.09
	Silte Arenoso	10	2.42	0.14
8.0		22	3.69	0.21
	Camada de transição	23	3.89	0.21
10.0		28	4.54	0.23
	Argila Siltosa Saprólito	25	4.64	0.23
12.0		33	4.40	0.23

Fonte: Monteiro *et al*, 2023.

3.4. Provas de carga

Para as provas de carga, foram coletados os resultados de provas em duas estacas testes, com diâmetro de 0,30 m e 10 m de comprimento, onde, uma estava equipada com o EB, enquanto a segunda não estava. O modelo de EB usado na estaca da prova, foi o EB 612, instalado na ponta da estaca por uma barra *dywidag* vazada, que irá proporcionar a conexão entre a estaca e o equipamento e ajudará no posicionamento dela. O modelo escolhido proporciona um diâmetro de 0,6 m após a expansão do bulbo, que gerou uma curva de pressão por volume apresentada na Figura 3.6.

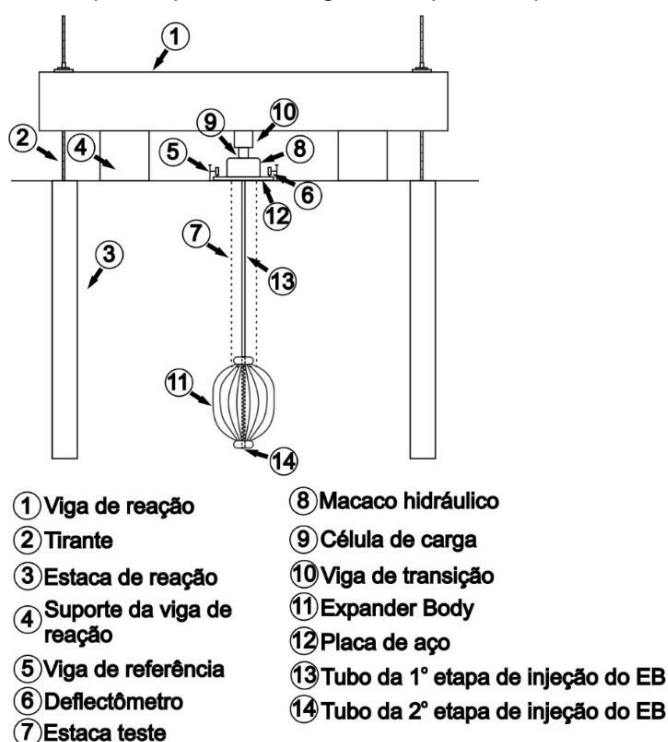
Figura 3.6 – Gráfico Volume x Pressão



Fonte: Monteiro *et al*, 2023.

Os resultados coletados foram de provas estáticas a compressão, com um sistema de montagem similar ao da Figura 3.7, realizadas de acordo com a NBR 12131 (ABNT, 2006). Como sistema de reação para a prova, foram usadas quatro estacas escavadas mecanicamente de 0,6 m de diâmetro e 12 m de comprimento. O método de carregamento foi do tipo lento, com incrementos de 20% de uma carga de trabalho estimada para a prova, realizados em 10 estágios de carga.

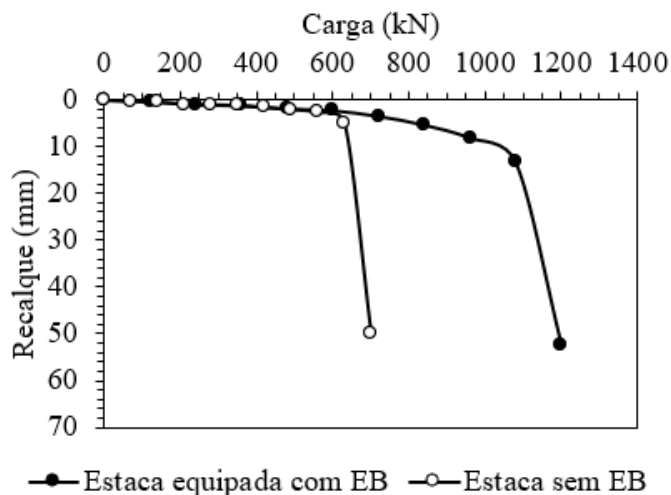
Figura 3.7 – Esquema prova de carga a compressão para estaca com EB



Fonte: Monteiro *et al*, 2023.

Para a determinação da carga de ruptura, foi escolhido o método baseado na norma brasileira NBR 6122/2022, que considera a carga de ruptura a partir de um critério de deslocamento da estaca com base no diâmetro, comprimento e módulo de elasticidade da estaca, além da carga aplicada a mesma (Figura 2.25). A Figura 3.8, apresenta as curvas de cargas x recalque da estaca escavada com o EB e da estaca escavada convencional (sem o EB).

Figura 3.8 – Resultado provas de carga a compressão para estaca com e sem o EB



Fonte: Monteiro *et al*, 2023.

4. RESULTADOS

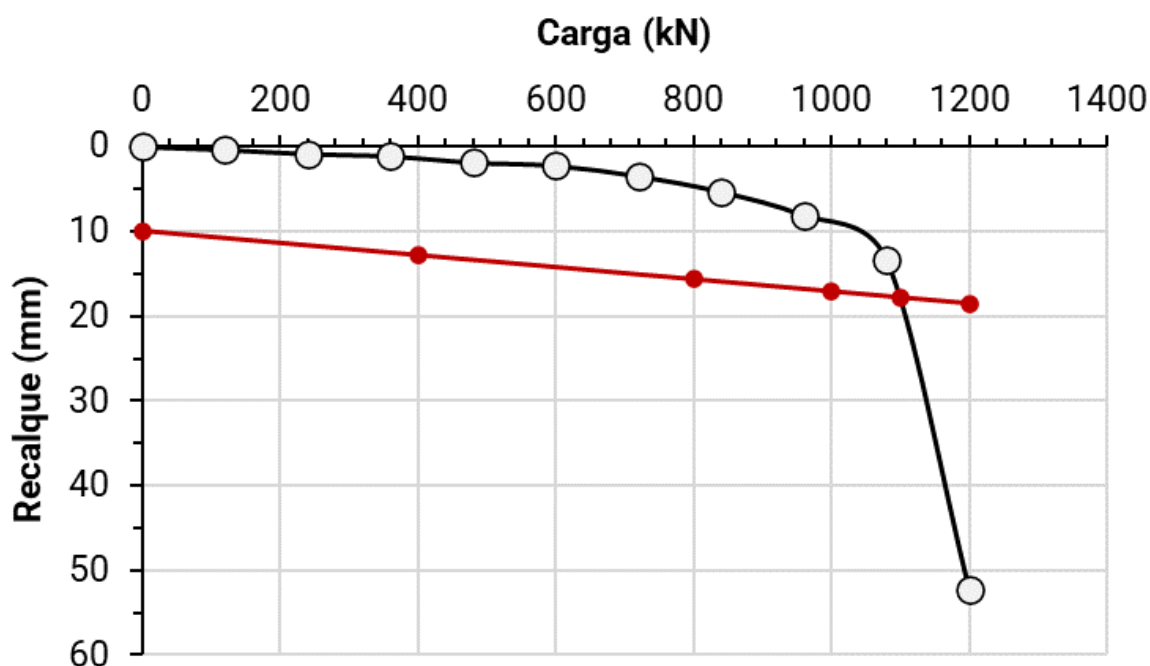
Nesta seção estão relatados os resultados obtidos em cada uma das etapas realizadas, de estimativa de capacidade de carga para uma estaca de 10 m com o EB, e uma outra sem o equipamento.

4.1. Provas de carga em estacas equipadas e não equipadas com o EB

Na Figura 4.1, estão os dados coletados da prova de carga estática com carregamento lento, com os valores referentes a uma análise de uma estaca escavada mecanicamente de 10 m, equipada com o EB, onde ao ser aplicado a método sugerido pela NBR 6122, é possível determinar que a carga de ruptura está em aproximadamente 1100 kN.

A prova de carga da Figura 4.1, que demonstra uma alta resistência do sistema estaca-solo, vinda principalmente das camadas mais profundas formadas por siltes arenosos. Além disso, não foi necessária a aplicação de metodologias de extrapolação da curva, pois, a prova apresentou níveis de recalque que possibilitam a caracterização da ruptura.

Figura 4.1 – Prova de carga com determinação da carga de ruptura em estaca com EB



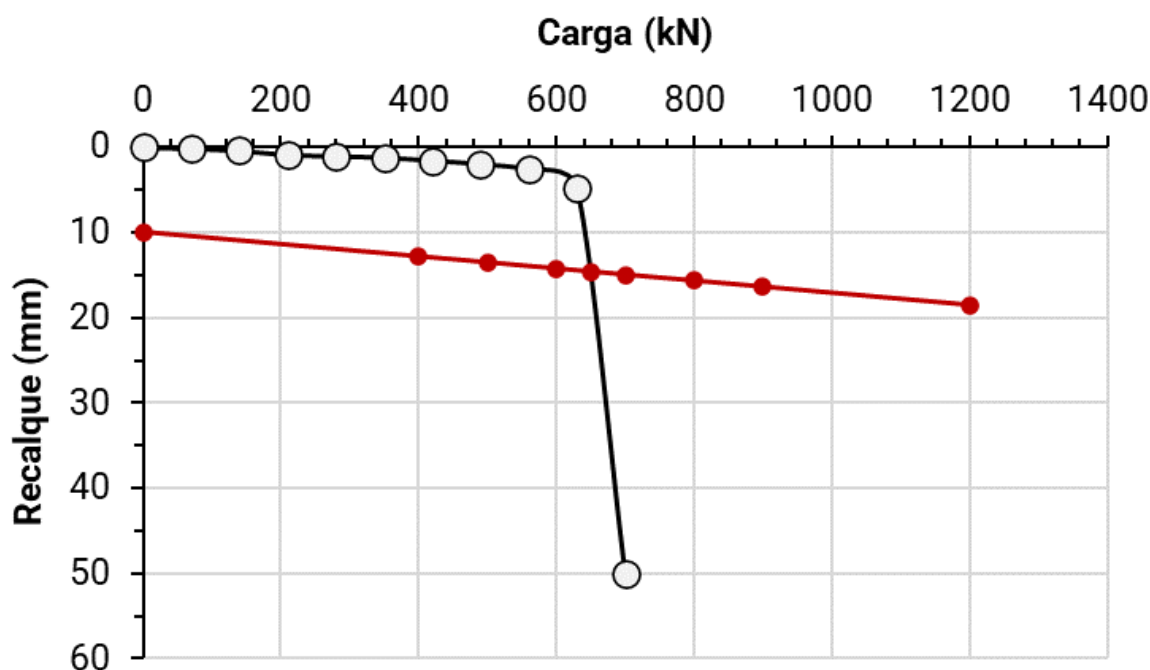
Fonte: Elaborada pelo autor, 2023.

Tal conformação na curva da Figura 4.1, ocorreu principalmente, por conta da mobilização primária da prova, pois, ao ser iniciada a prova, o atrito lateral seria o primeiro a ser mobilizado, levando a uma linha quase constante. Onde, a mobilização da ponta, seria pouco solicitada junto do atrito lateral nas fases iniciais. Com isso, é induzido que a estaca equipada com o EB, teve um grande aumento da sua carga de ruptura, ocasionada pelo aumento da área lateral gerado pela expansão do bulbo.

Na Figura 4.2, estão os valores referentes a coleta dos resultados de prova de carga de uma estaca escavada mecanicamente convencional de 10 m, sem o uso do EB, onde ao ser aplicado o método da NBR 6122, é possível determinar que a carga de ruptura para essa situação está em aproximadamente 650 kN.

A prova de carga da Figura 4.2, apresenta uma ruptura do tipo geral, que demonstra uma alta resistência do sistema estaca-solo, vinda principalmente das camadas mais profundas formadas por siltes arenosos. Além disso, não foi necessária a aplicação de metodologias de extrapolação da curva, pois, a prova apresentou níveis de recalque que possibilitam a caracterização da ruptura.

Figura 4.2 – Prova de carga com determinação da carga de ruptura em estaca sem EB



Fonte: Elaborada pelo autor, 2023.

Tal conformação na curva da Figura 4.2, ocorreu principalmente, por conta da mobilização primária da prova, pois, ao ser iniciada a prova, o atrito lateral seria o primeiro a ser mobilizado, levando a uma linha quase constante. Onde, a mobilização da ponta, é iniciada após o esgotamento do atrito lateral.

Tabela 4. 1 – Relação de melhora de estaca equipada com EB

Porcentagem	Recalque (mm)	Capacidade de carga (KN)		Acréscimo (%)
		Sem EB	Com EB	
10% de D	30	680	1130	66
5% de D	15	650	1080	66
2.5% de D	7.5	640	920	44
1% de D	3	620	710	15

Fonte: Elaborada pelo autor (2023).

Com base na Tabela 4.1, é perceptível o acréscimo da capacidade de carga em estacas equipadas com o EB. No qual, em casos com recalque 30 mm (10% do diâmetro do fuste da estaca), à estaca recebeu um acréscimo de 66% da capacidade de uma estaca convencional, onde apesar de ser um alto valor de recalque.

Para casos de recalque ínfimos, de 3 mm, a estaca recebeu um acréscimo de 15%, onde, essa proximidade de valores, provavelmente, é advinda, da baixa mobilização da ponta da estaca equipada com o EB. Tal mobilização de ponta, é aumentada à medida que as cargas aplicadas durante a prova são aumentadas, enquanto que os recalques também são aumentados simultaneamente.

4.2. Valores de capacidade de carga estimados para estacas equipadas com o EB

Para a estaca equipada com o EB, foram obtidos valores distintos para cada método, onde nas tabelas abaixo são apresentados os valores obtidos nas estimativas de cada método para uma estaca de 10 m equipada com o *Expander*.

Na Tabela 4.1 são apresentados os valores estimados de capacidade de carga a partir do método de Milititsky e Alves (1985). Nesse método foram considerados os resultados de ensaios SPT (N_{SPT}), apresentando valores de resistência de ponta (RP), superiores a resistência lateral acumulada (RL AC.), ao longo do fuste da estaca. A capacidade de carga (R_t) encontrada na profundidade de 10 m, foi de 514 KN.

Tabela 4.2 – Estimativa pelo método de Milititsky e Alves (1985) para estaca com EB

Profundidade (m)	Tipo de Solo	N_{SPT}	RL AC.(KN)	RP (KN)	R_t (KN)
1	AREIA SILT.	2	5	8	13
2	AREIA SILT.	2	9	10	19
3	AREIA SILT.	3	14	11	25
4	AREIA SILT.	3	18	17	35
5	AREIA SILT.	6	24	20	44
6	AREIA SILT.	5	30	30	59
7	SILTE AREN.	10	37	52	89
8	SILTE AREN.	22	45	78	123
9	SILTE AREN.	23	53	103	156
10*	SILTE AREN.	28	84	430	514

Fonte: Elaborada pelo autor (2023).

Na Tabela 4.2, são apresentados os valores estimados de capacidade de carga a partir do método de Décourt e Quaresma (1978). Nesse método foram considerados os resultados de ensaios SPT (N_{SPT}), apresentando valores de resistência de ponta (RP), superiores a resistência lateral acumulada (RL AC.), ao longo do fuste da estaca. A capacidade de carga (R_t) encontrada na profundidade de 10 m, foi de 1917 KN.

Tabela 4.3 – Estimativa pelo método de Décourt e Quaresma (1978) para estaca com EB

Profundidade (m)	Tipo de Solo	N_{SPT}	RL AC.(KN)	RP (KN)	R_t (KN)
1	AREIA SILT.	2	9	57	66
2	AREIA SILT.	2	15	66	81
3	AREIA SILT.	3	21	75	96
4	AREIA SILT.	3	26	113	139
5	AREIA SILT.	6	32	132	164
6	AREIA SILT.	5	39	198	237
7	SILTE AREN.	10	49	218	267
8	SILTE AREN.	22	63	324	387
9	SILTE AREN.	23	81	430	511
10*	SILTE AREN.	28	126	1791	1917

Fonte: Elaborada pelo autor (2023).

Na Tabela 4.3 são apresentados valores estimados de capacidade de carga a partir do método de Aoki e Velloso (1975), pelo resultado de ensaios de sondagem a percussão. Nesse método foram considerados os resultados de ensaios SPT (N_{SPT}), apresentando valores de resistência de ponta (RP), superiores a resistência lateral acumulada (RL AC.), ao longo do fuste da estaca. A capacidade de carga (R_t) encontrada na profundidade de 10 m, foi de 1715 KN.

Tabela 4.4 – Estimativa pelo método de Aoki e Velloso (1975), via SPT, para estaca com EB

Profundidade (m)	Tipo de Solo	N_{SPT}	RL AC.(KN)	RP (KN)	R_t (KN)
1	AREIA SILT.	2	5	38	43
2	AREIA SILT.	2	10	38	48
3	AREIA SILT.	3	18	57	74
4	AREIA SILT.	3	25	57	82
5	AREIA SILT.	6	40	113	153
6	AREIA SILT.	5	53	94	147
7	SILTE AREN.	10	72	130	201
8	SILTE AREN.	22	114	285	399
9	SILTE AREN.	23	157	298	455
10*	SILTE AREN.	28	264	1451	1715

Fonte: Elaborada pelo autor (2023).

Na Tabela 4.4 são apresentados os valores estimados de capacidade de carga a partir do método de Price e Wardle (1982). Nesse método foram considerados os valores carga de ponta (q_c) e atrito lateral (f_s), obtidos de ensaios CPT, desconsiderando os valores de resistência de ponta (RP), por conta da metodologia executiva da estaca, apresentando apenas resistência lateral acumulada (RL AC.), ao longo do fuste da estaca. A capacidade de carga (R_t) encontrada na profundidade de 10 m, foi de 584 KN.

Tabela 4.5 – Estimativa pelo método de Price e Wardle (1982) para estaca com EB

Profundidade (m)	Tipo de Solo	q_c(MPa)	f_s(MPa)	RL AC.(KN)	RP (KN)	R_t (KN)
1	AREIA SILT.	0,66	0,02	9	0	9
2	AREIA SILT.	0,47	0,02	19	0	19
3	AREIA SILT.	0,65	0,04	37	0	37
4	AREIA SILT.	0,86	0,05	59	0	59
5	AREIA SILT.	1,13	0,07	91	0	91
6	AREIA SILT.	1,46	0,08	129	0	129
7	SILTE AREN.	2,42	0,13	191	0	191
8	SILTE AREN.	3,69	0,19	280	0	280
9	SILTE AREN.	3,89	0,20	373	0	373
10*	SILTE AREN.	4,54	0,23	584	0	584

Fonte: Elaborada pelo autor (2023).

Na Tabela 4.5 são apresentados os valores estimados de capacidade de carga a partir do método de deRuiter e Beringen (1979). Nesse método foram considerados os valores carga de ponta (q_c) e carga de ponta média (q_{ca}), obtidos de ensaios CPT, apresentando valores de resistência de ponta (RP), inferiores a resistência lateral acumulada (RL AC.), ao longo do fuste da estaca. A capacidade de carga (R_t) encontrada na profundidade de 10 m, foi de 787 KN.

Tabela 4.6 – Estimativa pelo método de deRuiter e Beringen (1979) para estaca com EB

Profundidade (m)	Tipo de Solo	q_c(MPa)	q_{ca}(MPa)	RL AC.(KN)	RP (KN)	R_t (KN)
1	AREIA SILT.	0,66	0,52	2	28	30
2	AREIA SILT.	0,47	0,52	4	27	31
3	AREIA SILT.	0,65	0,53	6	28	34
4	AREIA SILT.	0,86	0,55	8	29	37
5	AREIA SILT.	1,13	0,80	12	42	54
6	AREIA SILT.	1,46	1,07	16	57	73
7	SILTE AREN.	2,42	1,27	73	43	116
8	SILTE AREN.	3,69	2,10	160	65	226
9	SILTE AREN.	3,89	3,32	252	69	321
10*	SILTE AREN.	4,54	3,65	466	321	787

Fonte: Elaborada pelo autor (2023).

Na Tabela 4.6 são apresentados os valores estimados de capacidade de carga a partir do método de Aoki e Velloso (1975), via sondagem do cone de penetração. Nesse método foram considerados os valores carga de ponta (q_c) e atrito lateral (f_s), obtidos de ensaios CPT, apresentando valores de resistência de ponta (RP), superiores a resistência lateral acumulada (RL AC.), ao longo do fuste da estaca. A capacidade de carga (R_t) encontrada na profundidade de 10 m, foi de 627 KN.

Tabela 4.7 – Estimativa pelo método de Aoki e Velloso (1975), via CPT, para estaca com EB

Profundidade (m)	Tipo de Solo	q_c(MPa)	f_s(MPa)	RL AC.(KN)	RP (KN)	R_t (KN)
1	AREIA SILT.	0,66	0,02	3	16	19
2	AREIA SILT.	0,47	0,02	7	11	18
3	AREIA SILT.	0,65	0,04	13	15	28
4	AREIA SILT.	0,86	0,05	20	20	40
5	AREIA SILT.	1,13	0,07	31	27	58
6	AREIA SILT.	1,46	0,08	44	34	78
7	SILTE AREN.	2,42	0,13	65	57	122
8	SILTE AREN.	3,69	0,19	95	87	182
9	SILTE AREN.	3,89	0,20	127	92	219
10*	SILTE AREN.	4,54	0,23	199	428	627

Fonte: Elaborada pelo autor (2023).

Na Tabela 4.7 são apresentados valores estimados de capacidade de carga a partir do método de Alsamman (1995), via sondagem do cone de penetração. Nesse método foram considerados os valores carga de ponta (q_c) e carga de ponta corrigida (q_{cnet}), obtidos de ensaios CPT, apresentando valores de resistência de ponta (RP), inferiores a resistência lateral acumulada (RL AC.), ao longo do fuste da estaca. A capacidade de carga (R_t) encontrada na profundidade de 10 m, foi de 814 KN.

Tabela 4.8 – Estimativa pelo método de Alsamman (1995) para estaca com EB

Profundidade (m)	Tipo de Solo	q_c (MPa)	q_{cnet} (MPa)	RL AC.(KN)	RP (KN)	R_t (KN)
1	AREIA SILT.	0,66	0,64	8	57	65
2	AREIA SILT.	0,47	0,43	16	42	58
3	AREIA SILT.	0,65	0,60	25	57	81
4	AREIA SILT.	0,86	0,79	34	71	105
5	AREIA SILT.	1,13	1,04	48	141	189
6	AREIA SILT.	1,46	1,35	68	177	245
7	SILTE AREN.	2,42	2,29	123	49	172
8	SILTE AREN.	3,69	3,54	204	78	281
9	SILTE AREN.	3,89	3,73	285	78	362
10*	SILTE AREN.	4,54	4,36	447	368	814

Fonte: Elaborada pelo autor (2023).

4.3. Valores de capacidade de carga estimados para estacas equipadas sem o EB

Para a estaca não equipada, foram obtidos valores distintos para cada método, onde, nas tabelas abaixo são apresentados os valores obtidos nas estimativas de cada método para uma estaca de 10 m não equipada com o EB.

Na Tabela 4.8 são apresentados os valores estimados de capacidade de carga a partir do método de Milititsky e Alves (1985). Nesse método foram considerados os resultados de ensaios SPT (N_{SPT}), apresentando valores de resistência de ponta (RP), superiores a resistência lateral acumulada (RL AC.), ao longo do fuste da estaca. A capacidade de carga (R_t) encontrada na profundidade de 10 m, foi de 176 KN.

Tabela 4.9 – Estimativa pelo método de Milititsky e Alves (1985) para estaca sem EB

Profundidade (m)	Tipo de Solo	N_{SPT}	RL AC.(KN)	RP (KN)	R_t (KN)
1	AREIA SILT.	2	5	8	13
2	AREIA SILT.	2	9	10	19
3	AREIA SILT.	3	14	11	25
4	AREIA SILT.	3	18	17	35
5	AREIA SILT.	6	24	20	44
6	AREIA SILT.	5	30	30	59
7	SILTE AREN.	10	37	52	89
8	SILTE AREN.	22	45	78	123
9	SILTE AREN.	23	53	103	156
10*	SILTE AREN.	28	68	107	176

Fonte: Elaborada pelo autor (2023).

Na Tabela 4.9 são apresentados os valores estimados de capacidade de carga a partir do método de Décourt e Quaresma (1978). Nesse método foram considerados os resultados de ensaios SPT (N_{SPT}), apresentando valores de resistência de ponta (RP), superiores a resistência lateral acumulada (RL AC.), ao longo do fuste da estaca. A capacidade de carga (R_t) encontrada na profundidade de 10 m, foi de 551 KN.

Tabela 4.10 – Estimativa pelo método de Décourt e Quaresma (1978) para estaca sem EB

Profundidade (m)	Tipo de Solo	N_{SPT}	RL AC.(KN)	RP (KN)	R_t (KN)
1	AREIA SILT.	2	9	57	66
2	AREIA SILT.	2	15	66	81
3	AREIA SILT.	3	21	75	96
4	AREIA SILT.	3	26	113	139
5	AREIA SILT.	6	32	132	164
6	AREIA SILT.	5	39	198	237
7	SILTE AREN.	10	49	218	267
8	SILTE AREN.	22	63	324	387
9	SILTE AREN.	23	81	430	511
10*	SILTE AREN.	28	104	448	551

Fonte: Elaborada pelo autor (2023).

Na Tabela 4.10 são apresentados os valores estimados de capacidade de carga a partir do método de Aoki e Velloso (1975), pelo resultado de ensaios de sondagem a percussão. Nesse método foram considerados os resultados de ensaios SPT (N_{SPT}), apresentando valores de resistência de ponta (RP), superiores a resistência lateral acumulada (RL AC.), ao longo do fuste da estaca. A capacidade de carga (R_t) encontrada na profundidade de 10 m, foi de 573 KN.

Tabela 4.11 – Estimativa pelo método de Aoki e Velloso (1975), via SPT, para estaca sem EB

Profundidade (m)	Tipo de Solo	N_{SPT}	RL AC.(KN)	RP (KN)	R_t (KN)
1	AREIA SILT.	2	5	38	43
2	AREIA SILT.	2	10	38	48
3	AREIA SILT.	3	18	57	74
4	AREIA SILT.	3	25	57	82
5	AREIA SILT.	6	40	113	153
6	AREIA SILT.	5	53	94	147
7	SILTE AREN.	10	72	130	201
8	SILTE AREN.	22	114	285	399
9	SILTE AREN.	23	157	298	455
10*	SILTE AREN.	28	211	363	573

Fonte: Elaborada pelo autor (2023).

Na Tabela 4.11 são apresentados os valores estimados de capacidade de carga a partir do método de Price e Wardle (1982). Nesse método foram considerados os valores carga de ponta (q_c) e atrito lateral (f_s), obtidos de ensaios CPT, obtidos de ensaios CPT, desconsiderando os valores de resistência de ponta (RP), por conta da metodologia executiva da estaca, apresentando apenas resistência lateral acumulada (RL AC.), ao longo do fuste da estaca. A capacidade de carga (R_t) encontrada na profundidade de 10 m, foi de 479 KN.

Tabela 4.12 – Estimativa pelo método de Price e Wardle (1982) para estaca sem EB

Profundidade (m)	Tipo de Solo	q_c(MPa)	f_s(MPa)	RL AC.(KN)	RP (KN)	R_t (KN)
1	AREIA SILT.	0,66	0,02	9	0	9
2	AREIA SILT.	0,47	0,02	19	0	19
3	AREIA SILT.	0,65	0,04	37	0	37
4	AREIA SILT.	0,86	0,05	59	0	59
5	AREIA SILT.	1,13	0,07	91	0	91
6	AREIA SILT.	1,46	0,08	129	0	129
7	SILTE AREN.	2,42	0,13	191	0	191
8	SILTE AREN.	3,69	0,19	280	0	280
9	SILTE AREN.	3,89	0,20	373	0	373
10*	SILTE AREN.	4,54	0,23	479	0	479

Fonte: Elaborada pelo autor (2023).

Na Tabela 4.12 são apresentados os valores estimados de capacidade de carga a partir do método de deRuiter e Beringen (1979). Nesse método foram considerados os valores carga de ponta (q_c) e carga de ponta média (q_{ca}), obtidos de ensaios CPT, apresentando valores de resistência de ponta (RP), inferiores a resistência lateral acumulada (RL AC.), ao longo do fuste da estaca. A capacidade de carga (R_t) encontrada na profundidade de 10 m, foi de 439 KN.

Tabela 4.13 – Estimativa pelo método de deRuiter e Beringen (1979) para estaca sem EB

Profundidade (m)	Tipo de Solo	q_c(MPa)	q_{ca}(MPa)	RL AC.(KN)	RP (KN)	R_t (KN)
1	AREIA SILT.	0,66	0,52	2	28	30
2	AREIA SILT.	0,47	0,52	4	27	31
3	AREIA SILT.	0,65	0,53	6	28	34
4	AREIA SILT.	0,86	0,55	8	29	37
5	AREIA SILT.	1,13	0,80	12	42	54
6	AREIA SILT.	1,46	1,07	16	57	73
7	SILTE AREN.	2,42	1,27	73	43	116
8	SILTE AREN.	3,69	2,10	160	65	226
9	SILTE AREN.	3,89	3,32	252	69	321
10*	SILTE AREN.	4,54	3,65	359	80	439

Fonte: Elaborada pelo autor (2023).

Na Tabela 4.13 são apresentados os valores estimados de capacidade de carga a partir do método de Aoki e Velloso (1975), via sondagem do cone de penetração. Nesse método foram considerados os valores carga de ponta (q_c) e atrito lateral (f_s), obtidos de ensaios CPT, apresentando valores de resistência de ponta (RP), inferiores a resistência lateral acumulada (RL AC.), ao longo do fuste da estaca. A capacidade de carga (R_t) encontrada na profundidade de 10 m, foi de 270 KN.

Tabela 4.14 – Estimativa pelo método de Aoki e Velloso (1975), via CPT, para estaca sem EB

Profundidade (m)	Tipo de Solo	q_c(MPa)	f_s(MPa)	RL AC.(KN)	RP (KN)	R_t (KN)
1	AREIA SILT.	0,66	0,02	3	16	19
2	AREIA SILT.	0,47	0,02	7	11	18
3	AREIA SILT.	0,65	0,04	13	15	28
4	AREIA SILT.	0,86	0,05	20	20	40
5	AREIA SILT.	1,13	0,07	31	27	58
6	AREIA SILT.	1,46	0,08	44	34	78
7	SILTE AREN.	2,42	0,13	65	57	122
8	SILTE AREN.	3,69	0,19	95	87	182
9	SILTE AREN.	3,89	0,20	127	92	219
10*	SILTE AREN.	4,54	0,23	163	107	270

Fonte: Elaborada pelo autor (2023).

Na Tabela 4.14 são apresentados os valores estimados de capacidade de carga a partir do método de Alsamman (1995), via sondagem do cone de penetração. Nesse método foram considerados os valores carga de ponta (q_c) e carga de ponta corrigida (q_{cnet}), obtidos de ensaios CPT, apresentando valores de resistência de ponta (RP), inferiores a resistência lateral acumulada (RL AC.), ao longo do fuste da estaca. A capacidade de carga (R_t) encontrada na profundidade de 10 m, foi de 375 KN.

Tabela 4.15 – Estimativa pelo método de Alsamman (1995) para estaca sem EB

Profundidade (m)	Tipo de Solo	q_c (MPa)	q_{cnet} (MPa)	RL AC.(KN)	RP (KN)	R_t (KN)
1	AREIA SILT.	0,66	0,64	8	6	14
2	AREIA SILT.	0,47	0,43	16	4	20
3	AREIA SILT.	0,65	0,60	25	6	30
4	AREIA SILT.	0,86	0,79	34	7	41
5	AREIA SILT.	1,13	1,04	48	14	62
6	AREIA SILT.	1,46	1,35	68	18	86
7	SILTE AREN.	2,42	2,29	123	5	127
8	SILTE AREN.	3,69	3,54	204	8	211
9	SILTE AREN.	3,89	3,73	285	8	292
10*	SILTE AREN.	4,54	4,36	366	9	375

Fonte: Elaborada pelo autor (2023).

4.4. Avaliação das estimativas de capacidade de carga

Os valores apresentados para a razão Q_p/Q_m (razão entre valores de capacidade de carga previstos e medidos), para estacas com EB, demonstram que para a situação analisada, o método mais assertivo seria o de Alsamman (1995), subestimando a capacidade da estaca, mas apresentando os valores mais próximos de 1, e ficando a favor da segurança. Enquanto que, métodos como o de, Decourt e

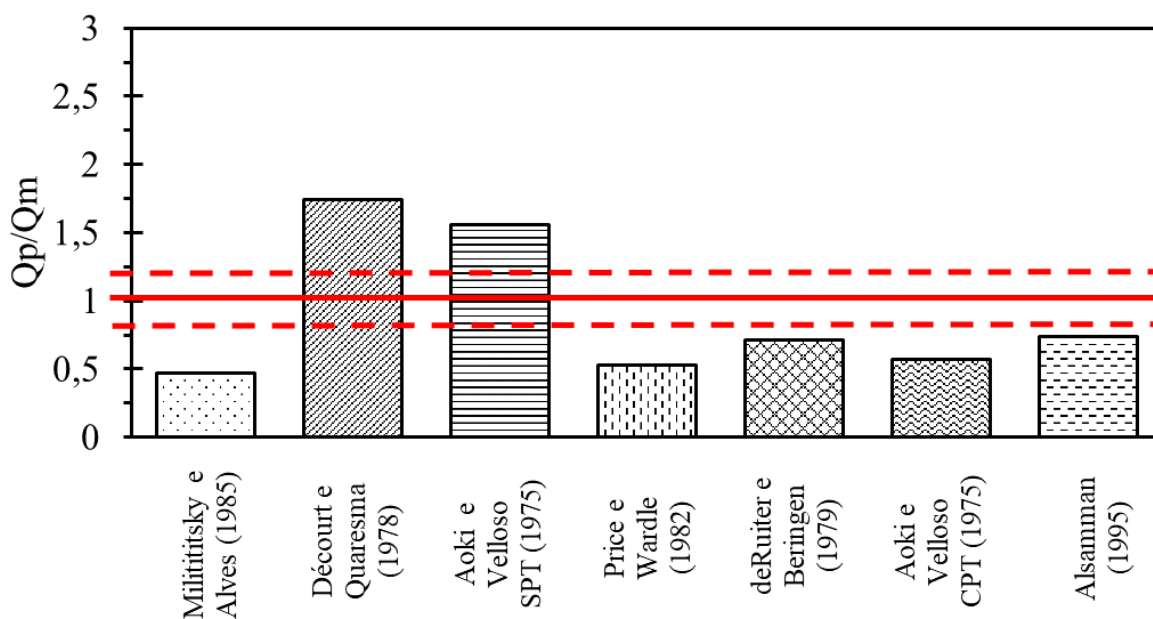
Quaresma (1978) e Aoki e Velloso (1975), onde os dois usam resultados de ensaios SPT, e acabam extrapolando o valor de 1, não ficando a favor da segurança, fato esse ocasionado pelos altos valores de resistência N_{SPT} do solo próximo da ponta, junto da área da ponta ser mais de três vezes, superior à área de ponta da estaca escavada sem o EB.

Enquanto os métodos restantes, também subestimam a resistência da estaca, contudo, ficando a favor da segurança. Onde, respectivamente, as metodologias de Milititsky e Alves (1985), Price e Wardle (1982), Aoki e Velloso CPT (1975) e deRuiter e Beringen (1979), apresentam os menores valores.

Tais variações induzem que são originadas dos fatores de tipo de solo considerados nas fórmulas de cálculo, onde, os casos de Décourt e Quaresma (1978), Aoki e Velloso (1975) e Milititsky e Alves (1985), apresentam altos fatores para a ponta. Esses fatores, alteram os resultados, fazendo com que a resistência de ponta seja altíssima para os dois primeiros e um resultado baixo para o terceiro. Levando a entender uma necessidade de atenção nos fatores adotados para a ponta, que a torna alta, e na resistência lateral que acaba sendo baixa.

Com isso, fora observado que os métodos de Price e Wardle (1982), deRuiter e Beringen (1979) e Alsamman (1995), que possuíam resistência lateral superior à de ponta, eram os que estavam mais próximos do que foi medido nas provas. Levando a entender que, o método a ser escolhido, deve ser o que leva mais em conta a questão do atrito lateral, e impor certos limites para a resistência de ponta adotada.

Figura 4.3 – Relação entre valores estimados por medidos em estaca com EB



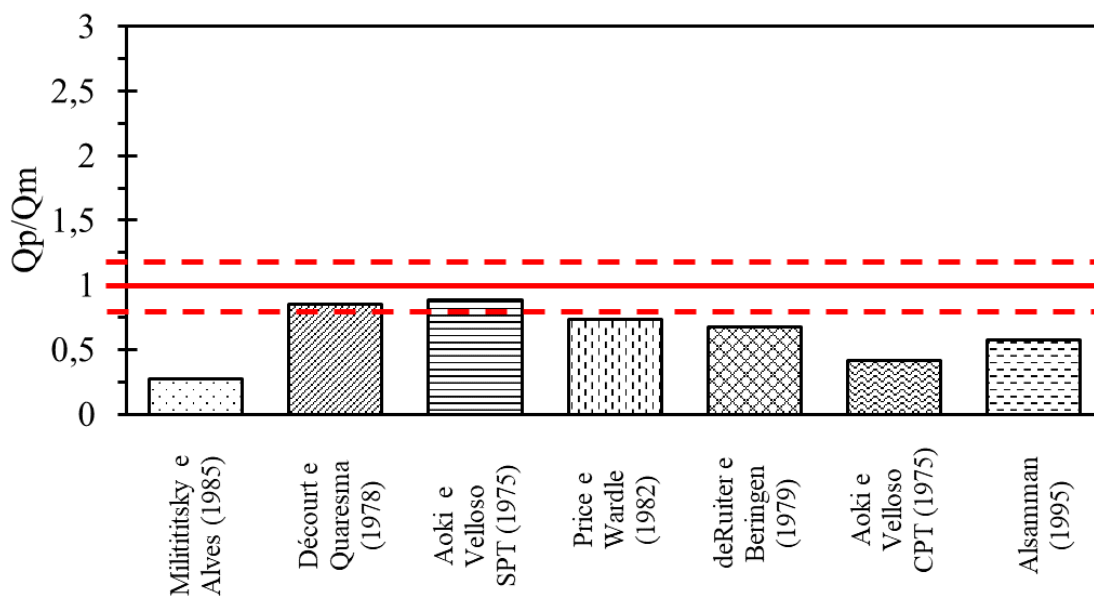
Fonte: Elaborada pelo autor, 2023.

Na Figura 4.4 apresenta o caso da estaca sem o EB, onde, os métodos Aoki e Velloso (1975) e Decourt e Quaresma (1978), ambos usando resultados de ensaios SPT, apresentam valores dentro dos 20% do ideal e a favor da segurança, na qual, o primeiro apresentou os valores mais eficientes que o segundo.

Enquanto as metodologias restantes, apresentaram valores inferiores ao ideal, e fora da faixa dos 20%. Onde, respectivamente, as metodologias de Milititsky e Alves (1985), Aoki e Velloso CPT (1975), Alsamman (1995), deRuiter e Beringen (1979), e Price e Wardle (1982), apresentam os menores valores, ficando dentro da faixa de segurança, pois não extrapolaram o valor medido na prova de carga.

Ademais, fora observado que as metodologias, apresentaram diferentes oscilações dos valores estimados. Na qual, em uma metodologia são apresentados valores altíssimos de resistência de ponta, mas, baixos na resistência lateral, e vice-versa, gerando oscilações no resultado final e os deixando distantes do medido. Tais oscilações, induzem que são oriundas dos fatores relacionados a forma como a metodologia considera o tipo de solo e o tipo de estaca.

Figura 4.4 – Relação entre valores estimados por medidos em estaca sem EB



Fonte: Elaborada pelo autor, 2023.

5. CONCLUSÃO

Neste trabalho, foi realizada inicialmente a coleta de dados de ensaios geotécnicos do tipo SPT e CPT, juntamente com provas de carga para estacas, tanto equipadas quanto não equipadas com EB, no Campo Experimental Geotécnico da Universidade de Brasília.

Com base nesses dados, foram escolhidas as metodologias de Milititsky e Alves (1985), Décourt e Quaresma (1978), Aoki e Velloso (1975) para SPT e CPT, assim como Alsamman (1995), deRuter e Beringen (1979) e Price e Wardle (1982), que incorporam esses tipos de ensaios em seus procedimentos. Em seguida, essas metodologias foram aplicadas para estimar a capacidade de carga a partir de cada uma delas.

Posteriormente, foi necessário aplicar a metodologia da NBR 6122(ABNT,2022), nos resultados das provas, a fim de encontrar os valores das cargas de ruptura, para as estacas equipadas e não equipadas com o EB.

Por fim, foi realizada uma análise das relações de Q_p/Q_m (razão entre valores de capacidade de carga previstos e medidos) em cada uma das metodologias, para assim, verificar qual das metodologias é a mais assertiva dentre as analisadas nesta pesquisa, para estacas equipadas e não equipadas com a tecnologia EB.

Contudo, vale ressaltar que a quantidade de dados é limitada, sendo necessária uma maior quantidade de dados para uma conclusão mais abrangente. Apesar disso, com base nas análises realizadas na presente pesquisa, é possível concluir que:

- O EB, para recalques de 15 mm, possibilita um aumento de mais de 60% na capacidade de carga a compressão para a estaca escavada mecanicamente;
- O método de Alsamman (1995) é o mais eficiente, para a estimativa da resistência da estaca, na situação equipada com o EB, e na situação sem o EB a metodologia de Aoki e Velloso (1975) para SPT é a mais próxima do valor encontrado na prova de carga;

- O método de Milititsky e Alves (1985), para ambos modelos de estaca, apresentam razões Q_p/Q_m mais distantes, contudo, sempre inferiores, ficando a favor da segurança;
- Na estimativa das capacidades de carga em estacas escavadas mecanicamente, com o EB, boa parte das metodologias apresentam valores dentro da segurança, contudo, é importante ficar atento a metodologias que usam de ensaios SPT, principalmente na estimativa da carga da ponta, que em alguns casos, baseado na norma, pode ser desconsiderado, ou minorado.

Além disso, destaca-se que os resultados são limitados a localidade estudada. Sendo ainda necessária a realização de uma maior quantidade de provas de carga no mesmo tipo de estaca equipada com a tecnologia EB, de modo a obter resultados com maior representatividade da estratigrafia do subsolo local. Contudo, esta pesquisa apresenta uma análise preliminar, das metodologias semiempíricas de capacidade de carga, aplicadas a estacas equipadas com a tecnologia EB, podendo assim, ser de grande relevância para pesquisadores e projetistas de fundações, tanto nesta região, quanto no exterior. Sendo este um ponto de partida valioso para aplicação de metodologias de capacidade de carga para esse novo tipo de fundação.

Além disso cabe destacar sugestões de pesquisas futuras a serem feitas para tais estacas equipadas, como, análise econômica. Além de, resultados a outros tipos de esforços, como de tração. Ademais, cabe a análise em outros tipos de estaca, uma vez que neste trabalho foram analisadas apenas casos da estaca a compressão de estacas do tipo escavada mecanicamente.

REFERÊNCIAS

ALBUQUERQUE, Paulo José Rocha de. **Engenharia de Fundações**. Rio de Janeiro: Grupo GEN, 2020. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788521636977/>. Acesso em: 17 mar. 2023.

AOKI, Nelson; VELLOSO, Dirceu de Alencar. **An approximate method to estimate the bearing capacity of piles**. Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering. Anais [...] Buenos Aires: ICSMFE, 1975.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8036**: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios. Rio de Janeiro, 1983

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16903**: Solo - Prova de carga estática em fundação profunda. Rio de Janeiro, 2020.

BROMS, Bexet B.; NORD, Bertil. **AXIAL BEARING CAPACITY OF THE EXPANDER BODY PILE**. SOILS AND FOUNDATIONS, v.25, n.2, p.31 44, jun.1985. Disponível em: <https://www.sciencedirect.com/journal/soils-and-foundations/vol/25/issue/2>. Acesso em:10 mai.2023.

BUDHU, Muni. **Fundações e estruturas de contenção**. Tradução Luiz Antonio Vieira Carneiro; Maria Esther Soares Marques. Rio de Janeiro: LTC, 2015.

CAPUTO, Homero P.; CAPUTO, Armando N.. **Mecânica dos Solos**: obras de terra e fundações. Rio de Janeiro: Grupo GEN, 2022. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788521638018/>. Acesso em: 17 mar. 2023.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson. **Fundações por Estacas**: Projeto Geotécnico. São Paulo: Editora Oficina de Textos, 2010.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson; TSUHA, Cristina de H.C; GIACHETI, Heraldo L.. **Fundações**: ensaios estáticos e dinâmicos. São Paulo: Editora Oficina de Textos, 2013.

CUNHA, R. P.. **Acquired knowledge on the behavior of deep foundations vertically and horizontally loaded in the soil of Brasília**. Soils and Rocks, v.34, n.3, p.1200-1207, sep./dec.2011.

DANZIGER, Bernadete R.. **Fundações em Estacas**. Rio de Janeiro: Grupo GEN, 2021. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788595158122/>. Acesso em: 12 abr. 2023.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R.. **Capacidade de carga de estacas a partir de valores SPT**. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Anais [...] Rio de Janeiro: ABMS, 1978.

FELLENIIUS, H. Bengt. **Basics of Foundation Design**. Sydney, Eletronic Edition, 2023. Disponível em: <https://www.fellenius.net/papers/428%20The%20Red%20Book,%20Basics%20of%20Foundation%20Design%202023.pdf>. Acesso em: 16 abr. 2023.

GUIMARÃES, Diego. **Fundações**. Porto Alegre: Grupo A, 2018. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788595023536/>. Acesso em: 17 mar. 2023.

MILITITSKY, J.; ALVES, I.. Discussions – Section 3.3: **Building foundations**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS IN TROPICAL LATERITIC AND SAPROLITIC SOILS, 1., 1985. Brasília: BSSM, 1985.

MONTEIRO, F.F.; CUNHA, R.P.; AGUIAR, M.F.P.; SILVA, C.M.. **Settlement of bored piles with expander body system in lateritic soils**. Revista Escola de Minas, Ouro Preto, v.74, n.3,p.309-318,jul./sep.2021. Disponível em: <https://www.scielo.br/j/remi/a/S69rxmwsC5MmNDgRv9HBYXH/abstract/?lang=en>. Acesso em:15 jan.2023.

MONTEIRO, F.F.; MACEDO, C.A.M.; CUNHA, R.P.; AGUIAR, M.F.P.; SILVA, C.M.; ALBUQUERQUE, P.J.R.. **Análise de Métodos de Previsão da Capacidade de Carga de Estacas Escavadas Equipadas com a Tecnologia Expander Body a Partir de Ensaios CPT**. In: CONGRESSO NACIONAL DE GEOTECNIA, 18.,2023. Anais [...] Évora: SPG, 2023.

MOTA, N.M.B.. **Ensaio Avançado de Campo na Argila Porosa Não Saturada de Brasília: Interpretação e Aplicação em Projetos de Fundação**. 2003. Dissertação (Tese em Engenharia Civil na área de Geotecnia) - Universidade de Brasília, Brasília, 2003.

SCHNAID; MILITITSKY. **Avaliação Crítica do Uso do SPT em Fundações**. *In*: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 3., 1996. São Paulo: ABEF, 1996.

SCHNAID, F; ODEBRECHT E. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SCHULZE; Tami. **Análise da capacidade de carga de estaca escavada instrumentada de pequeno diâmetro por meio de métodos semiempíricos**. 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil na área de Geotecnia) - Universidade Estadual De Campinas, São Paulo, 2013.

SILVA, C.M.; TERCEROS H.M.A.; TERCEROS M.; ESPOSITO, C.; FERNÁNDEZ, D.H.; CUNHA, R.P.. **Uso da Tecnologia Expander Body em estacas solicitadas a tração e a compressão assentes em solo tropical do Brasil**. *In*: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 16., 2018. Anais [...] Salvador: ABMS, 2018.

TERCEROS HERRERA, M.A.; TERCEROS Arce, M.. **Recent Advances In The Expander Body Technology**. BRAZILIAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING, 13., 2016. Belo Horizonte: ABMS, 2016.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: LTC, 2010.

TERCEROS Arce, M.; TERCEROS HERRERA, M. A.. **Expander Body and Toe-Box: Expansion Devices for Deep Foundations Enhancement**. *In*: BOLIVIAN INTERNATIONAL CONFERENCE ON DEEP FOUNDATIONS, 3., 2017. Santa Cruz de la Sierra: BSSMGE, 2017.

QUEIROZ, Rudney C.. **Geologia e geotecnia básica para engenharia civil**. São Paulo: Editora Blucher, 2016.