



UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ
CAMPUS UNIVERSITÁRIO DE TUCURUÍ
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

RENATA FIEL ROCHA
TAINARA DOS SANTOS DA COSTA

CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS:
comparação entre métodos de cálculo por meio de estudo de caso em uma ponte no município
de Goianésia do Pará

GOIANÉSIA DO PARÁ
2025

RENATA FIEL ROCHA
TAINARA DOS SANTOS DA COSTA

CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS:
comparação entre métodos de cálculo por meio de estudo de caso em uma ponte no município
de Goianésia do Pará

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à
Faculdade de Engenharia Civil, do Campus
Universitário de Tucuruí, Polo em Goianésia do
Pará, da Universidade Federal do Pará, como
requisito parcial para obtenção do título de
Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Me. Davi Barbosa Costa da
Silva

GOIANÉSIA DO PARÁ
2025

**Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP) de acordo com ISBD
Sistema de Bibliotecas da Universidade Federal do Pará
Gerada automaticamente pelo módulo Ficat, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)**

C837c Costa, Tainara dos Santos da.
Capacidade de carga de fundações profundas: : comparação
entre métodos de cálculo por meio de estudo de caso em uma ponte
no município de Goianésia do Pará / Tainara dos Santos da Costa,
Renata Fiel Rocha. — 2025.
98 f. : il. color.

Orientador(a): Prof. Me. Davi Barbosa Costa da Silva
Trabalho de Conclusão (Graduação) - Universidade Federal do
Pará, Campus Universitário de Tucuruí, Faculdade de Engenharia
Civil, Tucuruí, 2025.

1. métodos teóricos. 2. métodos semiempíricos. 3. SPT. 4.
estacas cravadas. 5. solo. I. Rocha, Renata Fiel. II. Título.

CDD 624.15337

RENATA FIEL ROCHA
TAINARA DOS SANTOS DA COSTA

CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS:
comparação entre métodos de cálculo por meio de estudo de caso em uma ponte no município
de Goianésia do Pará

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à
Faculdade de Engenharia Civil, do Campus
Universitário de Tucuruí, da Universidade
Federal do Pará, como requisito parcial para
obtenção do título de Bacharel em Engenharia
Civil.

Data da aprovação: 17/09/2025

Conceito: EXCELENTE

BANCA EXAMINADORA

Prof. Me. Davi Barbosa Costa da Silva
Universidade Federal do Pará - UFPA

Prof. Dr. Manoel José Mangabeira Pereira Filho
Universidade Federal do Pará - UFPA

Prof. Me. Jedson Henryque Corrêa Abrantes
Universidade Federal do Pará - UFPA

AGRADECIMENTOS

A Deus por minha vida e por todas as respostas às minhas orações, Sua presença é a luz que guia meu caminho e me fortalece em cada desafio. Um agradecimento especial ao meu orientador, Mestre Davi Barbosa, que por sua inteligência e humildade é uma fonte de inspiração, tanto como ser humano quanto como profissional.

Sou imensamente grata à minha família, especialmente às minhas crianças, Sara e Sofia Fiel mesmo sendo pequenas, elas sempre foram compreensivas com meu tempo reduzido em algumas ocasiões. Agradeço também à minha mãe, Luzineide Fiel, que sempre investiu em meus estudos os frutos da minha graduação são uma conquista que divido com ela, meu padrasto Antônio Francisco, é uma parte fundamental da minha rede de apoio, e dedico a ele essa conquista. À minha irmã, Rebeca Fiel, que sempre foi como uma filha para mim, expresso meu amor e carinho.

Agradeço profundamente aos meus colegas de curso e aos meus professores, cujas correções e ensinamentos me permitiram apresentar-me profissionalmente de forma digna e refletem a importância das pessoas que me cercam e o impacto positivo que tiveram na minha jornada cada um deles contribuiu de maneira única para que eu chegasse até aqui.

Dedico a finalização desta etapa e o início da nossa jornada como pesquisadoras à minha querida amiga e dupla de TCC, Tainara Costa sua paciência e compreensão durante essa jornada desafiadora, onde equilibrar trabalho, família e estudos não foi uma tarefa fácil, sou imensamente grata por seu companheirismo e apoio incondicional. Sua presença tornou essa experiência mais leve e significativa, e não poderia ter pedido uma parceira melhor para essa caminhada.

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar agradeço a Deus, por ter me permitido saúde e determinação para poder concluir este trabalho, agradeço também por ter concedido que meus objetivos fossem alcançados, durante todos os meus anos de estudo. Agradeço pela minha vida e da minha família que sempre acreditou que eu fosse capaz, a Minha Mãe Marilene Trindade dos Santos, Meu Pai Mário Arcanjo da Costa Filho, a Minha querida Irmã tão amada Amanda dos Santos da Costa, ao meu sobrinho amado João Guilherme da Costa Araujo, pelas vezes que não estive presente por precisar estudar e você com sua doçura e amor me compreendeu, deixo meus mais sinceros e imensuráveis agradecimentos, sem vocês eu nunca teria conseguido.

Agradeço também aos meus colegas de faculdade em especial a Nielly Christiny Lima Cardoso, Maria Aparecida Feitosa Lopes, Rayanne Zanelato Dondonni e Danilo Nascimento Lira, pelos anos de companheirismo e amizade que levo para a vida.

Agradeço aos meus professores que foram indispensáveis na minha formação não só pelas disciplinas a lecionar, mas ao cuidado e afeto dedicado de forma especial a cada aluno, pois quem trabalha com o que ama, não precisa trabalhar nenhum dia de sua vida, e vocês demonstram que verdadeiramente trabalham com amor.

Ao meu Orientador Prof. Me. Davi Barbosa Costa da Silva que me acompanhou assiduamente no desenvolvimento deste trabalho, obrigada por sua dedicação a quem tenho profunda admiração e respeito. Sem nenhuma dúvida eu não poderia ter escolhido Orientador melhor para me acompanhar nesta jornada. Meus agradecimentos pelos ensinamentos, és um grande exemplo de profissional.

E por fim a minha dupla Renata Fiel Rocha, minha nobre colega e com orgulho minha amiga, caminhou comigo durante a faculdade e em especial na produção desse trabalho, foram preocupações e estresses, mas nunca brigas e em especial alegrias divididas ao longo desse trabalho, eu não poderia ter escolhido parceira melhor, sem sua gentileza, paciência e em especial inteligência eu não teria conseguido. Obrigada minha amiga, enfim conseguimos.

RESUMO

Esse trabalho de conclusão de curso trata de um estudo comparativo de distintos métodos existente na literatura para o cálculo de capacidade de carga em fundações profundas, que são elementos que transferem cargas para as camadas do solo. O objetivo principal deste trabalho foi comparar as capacidades de cargas do solo estimadas por métodos teóricos e semiempíricos, identificando as particularidades e as aplicações de cada método. Trata-se de estudo de caso envolvendo um projeto de construção de uma ponte rodoviária localizada no município de Goianésia do Pará, no sudeste do estado. A metodologia partiu de uma revisão bibliográfica, seguida de coleta de dados do terreno analisado incluindo várias etapas, como a sondagem SPT, o traçado do perfil do solo, a definição dos parâmetros e a análise do perfil do solo. O método de Aoki e Velloso (Coef. Benegas e Laprovitera) apresentou resultado mediano quando comparado com outros métodos; seus valores foram a base para o comparativo dos demais métodos. Em relação à carga admissível lateral, o método β teve resultados baixos, sendo que λ apresentou valores elevados de carga lateral; quando combinado com o método de Terzaghi, mostrou a maior contribuição percentual para a capacidade de carga total. Os resultados apresentam as variações entres os métodos, sendo que alguns foram mais conservadores enquanto outros exibiram resultados mais otimistas. A principal semelhança entre os métodos é a distribuição de suas cargas; os métodos semiempíricos possuem em sua formulação o cálculo para as capacidades de carga de ponta e lateral, enquanto os teóricos foram realizados com combinações. Os métodos teóricos α e λ apresentaram maiores resultados para as condições do solo e para os parâmetros do projeto. Sendo assim, o estudo contribuiu para confirmar a importância de conhecer o solo e seus parâmetros, pois os métodos podem apresentar valores diversos quando submetidos a análises de solos diferentes e tipos de fundação, sendo importante para a área de fundações de forma técnica, também servindo de base para estudos futuros.

Palavras-chave: métodos teóricos; métodos semiempíricos; SPT; estacas cravadas; solo

ABSTRACT

This final course project is a comparative study of different methods found in the literature for calculating the load capacity of deep foundations, which are elements that transfer loads to soil layers. The main objective of this project was to compare the soil load capacities estimated by rational and semi-empirical methods, identifying the particularities and applications of each method. This is a case study involving a road bridge construction project located in the municipality of Goianésia do Pará, in the southeast of the state. The methodology began with a literature review, followed by data collection from the analyzed terrain, including several stages, such as SPT testing, soil profile mapping, parameter definition, and soil profile analysis. The Aoki and Velloso method (Coef. Benegas and Laprovitera) presented median results when compared to other methods; its values were the basis for comparing the other methods. Regarding the allowable lateral load, the β method had low results, while λ presented high lateral load values; when combined with the Terzaghi method, it showed the highest percentage contribution to the total load capacity. The results show variations between the methods, with some being more conservative while others showed more optimistic results. The main similarity between the methods is the distribution of their loads; the semi-empirical methods include in their formulation the calculation for tip and lateral load capacities, while the rational methods were performed with combinations. The rational α and λ methods showed higher results for soil conditions and design parameters. Thus, the study contributed to confirming the importance of knowing the soil and its parameters, as the methods can present different values when subjected to analyses of different soils and foundation types, which is important for the field of foundations in a technical sense, also serving as a basis for future studies.

Keywords: theoretical methods; semi-empirical methods; SPT; driven piles; soil

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Capacidade de carga.....	17
Figura 2 – Tipos de fundações.....	24
Figura 3 – Comparação das figuras de ruptura de (a) Terzaghi e (b) Meyerhof.	29
Figura 4 – Fatores de capacidade de carga	30
Figura 5 – Fluxograma da pesquisa.	44
Figura 6 – Município de Goianésia do Pará - PA.....	45
Figura 7 – Localização dos Vicinal do Caracol – Zona rural de Goianésia do Pará.....	47
Figura 8 – Perfil de Sondagem furo SP 01	48
Figura 9 – Perfil de Sondagem furo SP 02	48
Figura 10 – Estações fluviométricas 31 018 000 e 31 020 00.....	49
Figura 11 – Perfil do solo	50
Figura 12 – Seção da Estaca	50
Figura 13 – Corte transversal – Projeto ponte sobre o Rio Moju.....	51
Figura 14 – Perfil do solo com estaca.....	52
Figura 15 – Planta de locação do tabuleiro.	53
Figura 16 – Disposição das cargas estáticas.....	54
Figura 17 – Posicionamento das cargas e veículo tipo.....	54

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Fatores de capacidade de carga.....	28
Tabela 2 – Fatores de capacidade de carga N_c e N_σ segundo Vesic	32
Tabela 3 - Valores de k e α	36
Tabela 4 - Valores de F_1 e F_2	36
Tabela 5 – Valores de k e α	37
Tabela 6 – Valores de F_1 e F_2	37
Tabela 7 - Valores de k e α	38
Tabela 8 - Valores de F_1 e F_2	38
Tabela 9 - Valores de C	39
Tabela 10 – Valores aproximados de a , b , a' , b'	41
Tabela 11 – Valores de α e β	42
Tabela 12 - Argila siltosa pouco arenosa (terciário).....	56
Tabela 13 – Argila arenosa pouco siltosa.....	56
Tabela 14 – Combinações métodos teóricos	57
Tabela 15 – Combinações métodos semiempíricos.....	58
Tabela 16 – Resultados métodos de cálculo	60
Tabela 17 - Resultados métodos de cálculo em ordem crescente.....	61
Tabela 18 – Combinação dos métodos teóricos	72
Tabela 19 – Resultados métodos semiempíricos	72
Tabela 20 – Dados comuns aos cálculos	83
Tabela 21 – Método de Terzaghi com Método	83
Tabela 22 – Método de Terzaghi com Método β	84
Tabela 23 - Método de Terzaghi com Método λ	84
Tabela 24 – Método de Meyerhof com Método eq.3	85
Tabela 25 - Método de Meyerhof com Método β eq.3.....	85
Tabela 26 – Método de Meyerhof com Método λ eq.3	86
Tabela 27 – Método de Meyerhof Método com α eq.4	86
Tabela 28 - Método de Meyerhof com Método β eq.4.....	87
Tabela 29 - Método de Meyerhof com Método λ eq.4.....	87
Tabela 30 - Método de Meyerhof com Método α eq.5.....	88
Tabela 31 - Método de Meyerhof com Método λ eq.5.....	88
Tabela 32 - Método de Vesic com Método α	89
Tabela 33 - Método de Vesic com Método β	89
Tabela 34 - Método de Vesic com Método λ	90
Tabela 35 – Aoki e Velloso	91
Tabela 36 – Aoki e Velloso – Coeficiente de Benegas e Laprovitera.....	91
Tabela 37 - Aoki e Velloso – Coeficiente de Benegas e Laprovitera.....	92
Tabela 38 – Décourt-Quaresma.....	92
Tabela 39 - Velloso.....	93
Tabela 40 - Teixeira.....	93
Tabela 41 – Vocaro e Velloso	94

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Capacidade de carga admissível	62
Gráfico 2 – Capacidade de carga em percentual	62
Gráfico 3 – Capacidade de carga em percentual - Grupo A.....	65
Gráfico 4 – Capacidade de carga em percentual – Grupo C	67
Gráfico 5 – Capacidade de carga percentual – Grupo B	68
Gráfico 6 – Capacidade de carga admissível – Ordenamento de carga lateral.....	69
Gráfico 7 – Ordenamento de carga lateral em percentual	69
Gráfico 8 - Ordenamento métodos semiempíricos calculados por Perez, (2014).	74

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Estudos Relacionados ao trabalho.....	20
Quadro 2 – Grupo de solos.....	43
Quadro 3 – Classificação adotada	56

LISTA DE SÍMBOLOS

C	Coesão
γ	Peso Específico
L	Comprimento da Estaca
B	Base da Estaca
N_C	Coefficiente Tabelado
N_Q	Coefficiente Tabelado
N_γ	Coefficiente Tabelado
ϕ	Ângulo de atrito
ϕ	Ângulo de atrito
Z	Profundidade da Camada
P_1	Força vertical não mobilizada
P_2	Resistência lateral mobilizada
K_s	Coefficiente de empuxo do solo contra o fuste na zona de ruptura próxima à ponta
S_u	Resistência não drenada ao cisalhamento
σ_0	Tensão normal média
K_0	Coefficiente de empuxo em repouso
σ'_v	Tensão efetiva vertical no nível da ponta da estaca
I_r	Índice de rigidez
E	Módulo de Elasticidade
ν	Coefficiente de Poisson
σ'	Tensão efetiva vertical
α	Coefficiente de comportamento não drenado da argila
S_u	Coefficiente de comportamento não drenado da argila
K	Coefficiente de empuxo em repouso;
σ'_v	Tensão vertical efetiva inicial;
A	Coefficiente de Atrito;
λ	Coefficiente que depende do comprimento da estaca;
σ'_v	Tensão vertical efetiva;
S_u	Resistência não drenada ao cisalhamento.
A	Área;
$q_{p,ult}$	Capacidade de Carga de ponta;
$\tau_{l,ult}$	Capacidade de Carga lateral;
U	Perímetro;
Σ	Somatório;
k	Coefficiente que representa a resistência do solo conforme a sua classificação;

<i>N</i>	Número de SPT por camada;
<i>F₁</i> e <i>F₂</i>	Coefficientes associados ao tipo de estaca a ser executada;
<i>α</i>	Coefficiente que indica a proporção considerada entre as resistências lateral e de ponta;
<i>Δl</i>	Espessura das camadas no perfil ao longo do comprimento da estaca.
<i>qp,ult</i>	Capacidade de carga de ponta características acima e abaixo da cota de assentamento
<i>qps</i>	Capacidade de carga de ponta do solo acima da cota de assentamento
<i>qpi</i>	Capacidade de carga de ponta do solo abaixo da cota de assentamento
<i>N</i>	Número de N_{SPT}
<i>U</i>	Perímetro da seção transversal do fuste
<i>Ab</i>	Área da base (diâmetro Bb);
<i>Ab</i>	Área da base (diâmetro Bb);
<i>α</i>	Fator da execução da estaca: $\alpha = 1$ estacas cravadas; $\alpha = 0,5$ estacas escavas;
<i>λ</i>	Fator de carregamento
<i>B</i>	Fator da dimensão da base
<i>b</i>	Diâmetro da ponta do cone
<i>Σ</i>	Somatório
<i>Ab</i>	Área da ponta ou base
<i>L</i>	Comprimento da estaca
<i>U</i>	Perímetro da seção transversal do fuste

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	16
1.1 Objetivos	18
1.1.1 Objetivo geral.....	18
1.1.2 Objetivos específicos	18
2 REVISÃO DE LITERATURA.....	19
2.1 Estudos relacionados	19
2.2 Fundações profundas.....	23
2.3 Métodos de cálculo de capacidade de carga	25
2.4 Métodos teóricos ou teóricos	26
2.4.1 Solução de Terzaghi.....	27
2.4.2 Solução de Meyerhof	29
2.4.3 Solução de Berezantzev e Colaboradores	30
2.4.4 Solução de Vesic.....	31
2.4.5 Método α (alfa) ou Enfoque em Tensões Totais	32
2.4.6 Método β (beta) ou Enfoque em Tensões Efetivas	33
2.4.7 Método λ (lambda) ou Enfoque Misto	34
2.5 Métodos semiempíricos que utilizam SPT.....	34
2.5.1 Método de Meyerhof.....	34
2.5.2 Método de Aoki-Velloso.....	35
2.5.3 Método de Décourt-Quaresma	39
2.5.4 Método de Velloso	40
2.5.5 Método de Teixeira	41
2.5.6 Método de Vorcaro-Velloso.....	42
3 METODOLOGIA.....	44
3.1 Localização do Estudo de Caso.....	45
3.2 Levantamento geotécnico e perfil do solo	46
3.3 Dados do projeto e estimativa de cargas solicitantes.....	50
3.4 Métodos de cálculo de capacidade de carga	55
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES	59
4.1 Resultado comparativo dos Métodos de Capacidade de Carga	59
4.2 Discussão dos Resultados	63
4.3 Comparativo dos resultados com estudo relacionado	71
5 CONCLUSÃO.....	76

REFERÊNCIAS	79
APÊNDICE A	83
APÊNDICE B.....	91
APÊNDICE C	95
ANEXO A.....	96

1 INTRODUÇÃO

Entre as atividades associadas à geotecnia, a escolha dos métodos de cálculo da capacidade de carga de estaca é essencial para garantir a segurança e a estabilidade das estruturas, bem como a eficiência econômica dos projetos de construção. Para Danziger e Lopes (2022), o tema fundações profundas e o cálculo de capacidade de carga da estaca é muito importante, visto que a partir da capacidade de carga é verificada a segurança de ruptura.

Segundo a ABNT NBR 6122 (2022), a avaliação da capacidade de carga assume uma importância ainda mais significativa em locais onde o risco de calamidade é maior, especialmente em projetos que envolvem estruturas pesadas com cargas de longa duração em solos com características variáveis, onde o conhecimento aprofundado do perfil do solo é um aspecto muito importante para os projetos e cálculos das fundações.

A escolha do método de cálculo deve considerar as condições específicas do solo e a natureza da carga. Para isto, a análise e avaliação do perfil permite verificações detalhadas sobre características físicas, mecânicas, obtenção de dados da umidade, densidade e a determinação do comportamento do solo quando está submetido a uma carga. É possível, inclusive, levar em consideração que a água pode modificar as propriedades físicas e mecânicas de solos e rochas, podendo trazer consequências muito prejudiciais às obras de engenharia (Leão, 2018).

Os métodos de cálculo de capacidade de carga classificam-se em teóricos, empíricos e aqueles baseados em provas de carga, cada um com características próprias. Além destes, mencionam-se ainda os métodos semiempíricos, que integram aspectos teóricos com informações obtidas em ensaios de campo, o que resulta em uma solução que equilibra precisão e custo (Velloso e Lopes, 2010).

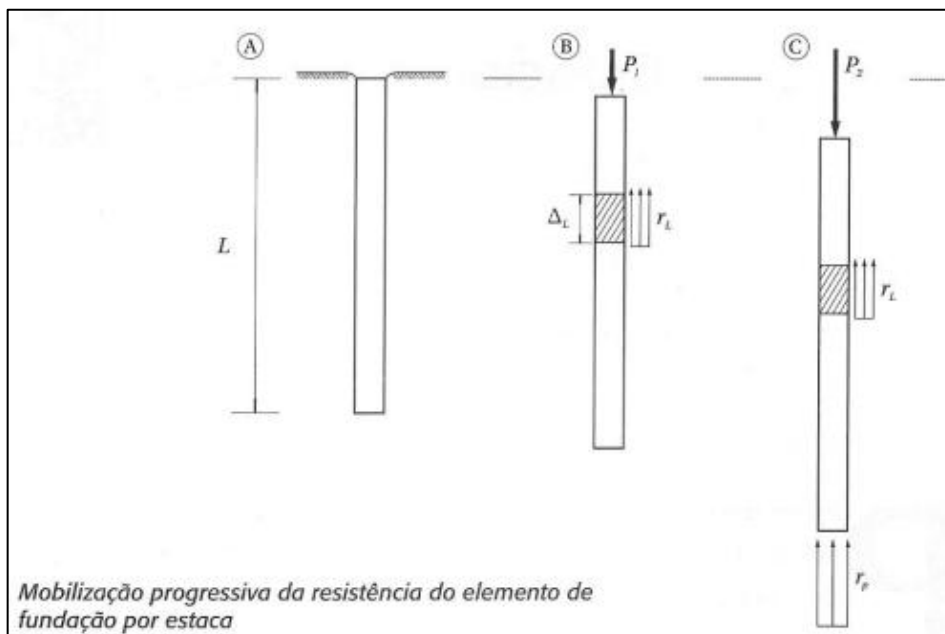
De acordo com a investigação realizada por Langone (2012), os métodos semiempíricos sobressaem-se por sua versatilidade em diferentes tipos de solo, fornecendo dados aceitáveis para a estimativa de capacidade de carga da estaca. Entretanto, muitos métodos de cálculo são de natureza empírica baseados em dados de caráter regional. A adaptação desses métodos pode proporcionar ao projeto uma segurança inadequada (Danziger e Lopes, 2022).

A análise apresentada neste estudo será fundamental para comparar as capacidades de carga do solo, estimadas por métodos teóricos e semiempíricos, proporcionando embasamento técnico e científico para projetos de fundações profundas. Vale ressaltar que este trabalho não tem a intenção de oferecer uma resposta definitiva sobre os métodos aplicáveis, mas sim contribuir com um estudo de caso no qual são analisadas e aplicadas abordagens já existentes

levando em consideração que a escolha do método de cálculo de capacidade de carga pode ter impacto direto em relação ao custo final da obra.

A expressão "capacidade de carga de um elemento de fundação por estaca" refere-se ao comprimento L que suporta uma força vertical P de compressão, a qual é incrementada gradualmente até que se alcancem os valores P_1 e P_2 , onde P_1 significa o valor de força vertical não mobilizada e P_2 representa a resistência lateral totalmente mobilizada, dando início à resistência de ponta. A capacidade de carga de um elemento de fundação isolado por estacas corresponde à resistência máxima que o sistema pode oferecer ou às condições de falha sob a perspectiva geotécnica (Figura 1) (Cintra e Aoki, 2010).

Figura 1 – Capacidade de carga



Fonte: Cintra e Aoki (2010).

Há uma variedade de métodos existentes para calcular e determinar a capacidade de carga das fundações profundas, incluindo abordagens empíricas, analíticas e numéricas. Sendo assim, a realização de um estudo comparativo é relevante, porque pode evidenciar e identificar as limitações de cada método, auxiliando na seleção da abordagem mais apropriada para os distintos cenários geotécnicos.

Em relação à variedade de métodos, percebe-se que não existe um único método que atenda todas as situações. Também se observa que em certos cenários, mais de um método é aplicável, obtendo-se resultados diferentes dependendo das hipóteses adotadas e das condições locais. Assim, uma análise comparativa torna-se relevante.

Neste trabalho, será realizado um estudo comparativo entre os principais métodos de análise da capacidade de carga de fundações profundas. O objetivo é identificar as vantagens, limitações e a adequação de cada abordagem para diferentes condições geotécnicas. Considerou-se no estudo uma análise específica da estrutura de fundação de uma ponte sobre o Rio Moju localizado no interior do município de Goianésia do Pará.

A partir dessa comparação, espera-se contribuir de forma assertiva em relação ao procedimento de cálculo com uma visão clara e objetiva sobre os métodos estudados, permitindo uma avaliação fundamentada para a aplicação em projetos de engenharia civil e contribuindo para o desenvolvimento de práticas mais seguras e eficientes no dimensionamento de fundações profundas.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo geral

Comparar as capacidades de carga de estaca estimadas por distintos métodos teóricos e semiempíricos para estacas pré-moldadas de concreto com resultados de sondagem a percussão (SPT *Standard Penetration Test*), utilizando as reações de apoio da ponte sobre o Rio Moju, no município de Goianésia do Pará, como um dos critérios nas análises para as cargas de fundações profundas.

1.1.2 Objetivos específicos

- Esboçar o perfil de solo e a posição das fundações a partir das informações existentes nos laudos de sondagem e desenho técnico da estrutura;
- Estimar as cargas atuantes em um dos blocos de fundação, utilizando este resultado como referência nas análises;
- Definir os métodos de cálculo de capacidade de carga aplicáveis ao caso em questão;
- Obter os parâmetros de cálculo da capacidade de carga a partir dos resultados da sondagem;
- Comparar os valores de capacidade de carga de ponta e lateral entre os diferentes métodos.

2 REVISÃO DE LITERATURA

A presente revisão de literatura oferece uma análise das fundações profundas, fundamentada em normas técnicas e pesquisas acadêmicas. Inicialmente, é discutida a relevância da seleção do tipo de fundação em função das características do solo, estabelecendo uma distinção clara entre fundações rasas e profundas. Nesta fase, serão exploradas as fundações profundas e sua função na transferência de cargas para camadas mais resistentes do solo, com o objetivo de minimizar recalques diferenciais e assegurar uma maior estabilidade estrutural.

São descritos os principais componentes utilizados, como estacas e tubulões, além de suas aplicações em edificações de grande porte, onde o solo superficial não é capaz de suportar cargas elevadas. A interação entre o solo e a fundação será enfatizada, destacando a influência das propriedades do terreno na capacidade de carga das estruturas.

A pesquisa concentrou-se nos métodos de cálculo da capacidade de carga das fundações profundas, detalhando abordagens teóricas e semiempíricas. Serão exploradas técnicas como o ensaio de Sondagem a Percussão (*SPT Standard Penetration Test*), amplamente utilizado na engenharia geotécnica para estimar a resistência do solo. Vale a pena salientar que também serão abordadas formulações teóricas, incluindo as soluções clássicas propostas por Terzaghi, Meyerhof e Vesic, que consideram diferentes fatores como a coesão do solo, empuxo lateral e peso específico do material

2.1 Estudos relacionados

Para identificar os métodos mais relevantes e amplamente utilizados nos cálculos de capacidades de cargas, fez-se necessário uma revisão bibliográfica para realizar uma coleta de dados a partir de estudos documentados da literatura, incluindo trabalhos acadêmicos, que aborda o comportamento das estacas e envolvem métodos semiempíricos para o cálculo da capacidade de carga de estacas, como os artigos de Giacon Junior *et al.*, (2019), Almada, *et al.*, (2019), Conceição Junior e Silva, (2019), Nicoletti *et al.*, (2023) e Perez, (2014). Esses estudos envolvem a análise comparativa dos métodos de cálculo de capacidade de carga para fundações profundas.

O Quadro 1 apresenta os estudos relacionados com o tema, os seus respectivos métodos, resultados e conclusões.

Quadro 1 - Estudos Relacionados ao trabalho

Ano	Autores	Título do Artigo	Método de cálculo/Objetivo
2014	Perez	Análise de transferência de carga em estacas escavadas em solo da região de Campinas/SP	Avaliar o comportamento à compressão de três estacas escavadas, comparar a capacidade de carga calculada por métodos teóricos e semiempíricos e analisar o mecanismo de transferência de carga e a contribuição relativa do atrito lateral e da reação de ponta.
2019	Giacon Junior et al.	Confiabilidade de métodos de previsão de capacidade de carga de estacas a partir de resultados de CPT.	Análise de confiabilidade utilizando o Método de Confiabilidade de Primeira Ordem (FORM) e métodos semiempíricos (Aoki & Velloso, Bustamante & Gianeselli, Philipponna) para prever a capacidade de carga de estacas com base em ensaios de CPT
2019	Almada et al.	Avaliação de métodos de uso corrente para estimativa da capacidade de carga de estacas escavadas na cidade de Maringá.	Métodos semiempíricos de Decourt-Quaresma e Empírico Regional para estimativa da capacidade de carga de estacas escavadas. Análise baseada em provas de carga em solos argilosos e siltosos.
2019	Conceição Junior e Silva	Comparativo de capacidade de carga de estacas escavadas por método racional e semiempírico.	Comparação entre métodos semiempíricos (Aoki-Velloso) e teóricos (Terzaghi) para estimativa da capacidade de carga de estacas escavadas.
2020	Pereira	Metodologia semiempírica de cálculo de capacidade de carga geotécnica de estacas com base em dados de spt extrapolados via krigagem e ensaios de carregamento dinâmico.	A tese propõe uma nova metodologia para desenvolver métodos semiempíricos adaptados à região. Um método foi criado para calcular a capacidade de carga de estacas pré-moldadas em argila arenosa na região de Uberlândia-MG, mostrando bons resultados comparativos.
2023	Nicoletti et al.	Análise comparativa de métodos semiempíricos destinados ao cálculo da capacidade de carga de estacas.	Comparação de capacidade de carga para estacas hélice contínuas e estacas pré-moldadas utilizando os métodos Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma. Análise em solos com diferentes características (arenosos, silte e argila).

Fonte: Autoria própria (2025)

O trabalho de autoria de Perez (2014) estudou o comportamento de três estacas escavadas com trado mecânico, de diâmetros 0,25 m, 0,30 m e 0,40 m, todas com 5 metros de comprimento, instaladas em solo laterítico colapsível na região de Campinas/SP. As estacas foram instrumentadas com extensômetros elétricos para medir a transferência de carga ao longo do fuste e na ponta durante provas de carga estática lenta.

A pesquisa foi dividida em duas partes: revisão teórica dos métodos existentes para cálculo da capacidade de carga (teóricos e semiempíricos) utilizando dados geotécnicos locais (SPT e CPT), e parte experimental com execução das estacas e realização das provas de cargas.

O foco do artigo de Giacon Junior *et al.* (2019) está atrelado a discussão e estudo da confiabilidade de métodos semiempíricos para prever a capacidade de carga de estacas com

base em resultados de ensaios de penetração de cone (CPT). A pesquisa em questão analisa três métodos diferentes utilizando o Método de Confiabilidade de Primeira Ordem FORM (*First Order Reliability Method*), para avaliar a probabilidade desses métodos e estimarem a capacidade de carga em relação à segurança.

O estudo de caso foi realizado em um solo tropical arenoso na cidade de Bauru, interior de São Paulo e utilizou dados obtidos a partir de 25 ensaios de CPT com uma prova de carga em uma estaca escavada. Nesse artigo, os autores discutem a confiabilidade de métodos semiempíricos para prever a capacidade de carga de estacas com base em resultados de CPT ensaio de penetração de cone (Giacon Junior *et al.*, 2019).

O artigo apresenta uma análise da confiabilidade de três métodos semiempíricos de Aoki e Velloso, Bustamante e Gianceselli (LCPC) e Philipponna para previsão da capacidade de carga de estacas a partir do FORM, com o objetivo de avaliar a probabilidade que tais métodos têm de estimar a capacidade de carga contra a segurança (Giacon Junior *et al.*, 2019).

A análise de confiabilidade apontou que o método mais indicado para aplicação no caso estudado é o proposto por Aoki e Velloso, que apresentou valor de probabilidade de estimativa contra a segurança de 0,16%; ao utilizar esse método a chance de subestimar a capacidade de carga, ou seja, estimar uma carga que a estaca não consegue suportar é extremamente baixa. Isso aponta para a segurança do método, proporcionando uma boa margem de confiança enquanto os métodos Método de Bustamante e Gianceselli (LCPC) e Philipponna, podem ser aplicados após sofrerem ajustes (Giacon Junior *et al.*, 2019).

O artigo de autoria de Almada *et al.* (2019) faz uma avaliação da aplicabilidade de dois métodos; analisa especificamente o método semiempírico proposto por Décourt-Quaresma (1978) e um método denominado Empírico Regional. A pesquisa foi realizada com base em ensaios de prova de carga realizados em estacas escavadas sem fluido estabilizante, com diâmetro nominal de 0,25 m e comprimentos variando entre 4,0 e 11,6 m. Os resultados indicam que os métodos analisados se mostraram conservadores em relação aos valores obtidos nas provas de carga (Almada, *et al.*, 2019). O solo possui característica argilo siltoso, possuindo uma camada superficial estável para a perfuração; ambos os métodos são válidos para estimar a capacidade de carga das estacas escavadas na região.

Os resultados das provas de carga foram apresentados nas formas de tabelas e de gráfico; também apresenta os valores de carga de ruptura, determinados pelo método de Van der Veen (1953), modificado por Aoki (1976), e pela norma brasileira ABNT NBR 6122 (2010). As cargas de ruptura convencionais, obtidas pela aplicação da ABNT NBR 6122 (2010), foram

sistematicamente de valor inferior às cargas de ruptura física, determinadas pela aplicação do método de Van der Veen (1953), modificado por Aoki (1976) (Almada, *et al.*, 2019). α

O artigo escrito por Conceição Junior e Silva (2019), ambos da Universidade Federal do Pará, faz uma análise comparativa dos métodos para estimativa da capacidade de carga de estacas escavadas, utilizando tanto abordagens teóricas como a de Terzaghi e o método α , quanto semiempíricas métodos de Aoki-Velloso. O trabalho discute a importância desses métodos para o projeto, controle e garantia de qualidade em fundações profundas, apresentando soluções de cálculo para determinar a resistência do solo sob fundações do tipo estaca.

Para a análise, foi utilizada uma estaca fictícia de 8 metros de comprimento e 20 centímetros de diâmetro. O método semiempírico (Aoki-Velloso) baseia-se em dados de testes de penetração no solo, enquanto os métodos teóricos (Terzaghi e α) utiliza fórmulas teóricas para calcular a resistência (Conceição Junior e Silva, 2019).

Os resultados mostraram resultados diferentes entre os métodos: a resistência lateral calculada pelo método Aoki-Velloso foi menor, de 309,17 kN, do que a do método α , que chegou ao valor de 374,81 kN, enquanto a resistência de ponta foi maior no método semiempírico, sendo 134,73 kN, e menor no método racional, com apenas 123,27 kN. Os resultados e a incerteza nos cálculos mostram a importância da experiência prática na escolha dos parâmetros corretos (Conceição Junior e Silva, 2019).

A tese de Pereira (2020) utiliza os métodos semiempíricos para o cálculo da capacidade de cargas de estacas e propõe uma metodologia que visa o desenvolvimento de métodos semiempíricos utilizando como base de dados o ensaio do tipo SPT. Para a validação da metodologia que propõe, foi desenvolvido um método de cálculo de capacidade de cargas para estaca pré-moldadas de concreto, assentadas em argila arenosa na região de Uberlândia-MG.

O método apresenta bom desempenho, em concordância com os resultados de ensaios de carregamento dinâmico, aplicado inicialmente para o solo específico do local de estudo tomando como base dados de ensaios do tipo SPT obtidos diretamente em campo ou por meio de técnica geoestatística conhecida como krigagem ordinária, que é um método estatístico de interpolação utilizado para estimar valores.

A pesquisa de Nicoletti *et al.* (2023) realizou uma análise comparativa dos métodos de Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978). Foram utilizados 20 SPTs que apresentavam solos com diferentes características. A comparação foi realizada para estacas hélice contínuas e pré-moldada, com diâmetro de 30 cm.

No artigo, os resultados obtidos foram divididos em duas seções: a comparação das capacidades de carga geotécnica para estacas hélice contínua e estacas do tipo pré-moldadas cravadas a percussão. Os resultados indicaram que, para estaca hélice contínua, o método utilizado de Aoki-Velloso (1975) apresentou capacidade de carga superior ao de Décourt-Quaresma (1978) para os solos com maiores frações de materiais arenosos; contudo, o método de Décourt-Quaresma (1978) foi superior ao de Aoki-Velloso (1975) em solos com maiores frações de silte e argila.

Para estacas pré-moldadas, o método Décourt-Quaresma (1978) obteve o melhor resultado na capacidade de carga, especialmente em solos com materiais argilosos com presença de areia; o método de Aoki-Velloso (1975) obteve valor superior ao de Décourt-Quaresma (1978) em solos com predominância de material arenoso.

Os trabalhos indicam a relevância das variedades de métodos para o estudo e cálculos das capacidades de cargas, no capítulo seguinte será apresentado um breve conceito a respeito das fundações profundas.

2.2 Fundações profundas

As fundações profundas, segundo a Norma Brasileira Regulamentadora – ABNT NBR 6122 (2022), são elementos que transferem cargas para as camadas do solo. São utilizadas as fundações indiretas quando o solo, por baixa resistência, não possui condições de suportar as cargas que são provenientes da estrutura. Podem ser classificadas em dois tipos: fundações rasas, ou diretas, e fundações profundas, ou indiretas. A escolha do tipo de fundação é determinada por meio da análise do solo: quando o solo possui camada resistente próximo à superfície a utilização da fundação rasa é indicada; caso as camadas superficiais não possuam condições de suportar a carga, deve ser utilizada a fundação profunda (Figura 2).

Figura 2 – Tipos de fundações



Fonte: Blog Natasha Arraes Ateliê de Arquitetura, (2025).

As fundações profundas são projetadas para efetuar transferência de cargas laterais e verticais para a camada indicada que recebe o peso da superestrutura, e são mais utilizadas as estacas e tubulões, devendo a escolha ser realizada de acordo com as condições do solo. Esse tipo de fundação apresenta grande importância, pois entre suas vantagens está a capacidade de suportar cargas elevadas. A seleção das fundações profundas é, muitas vezes, impulsionada pela exigência de sustentar altas cargas, particularmente em edificações como arranha-céus e pontes, em que a capacidade de carga do solo na superfície se revela inadequada (Almeida 2002).

Segundo Silva (2010), as fundações indiretas, ao atingirem estratos de solo com maior resistência, apresentam uma sensibilidade reduzida em relação às mudanças nas características do solo superficial, o que resulta em segurança e estabilidade superiores para a edificação. Nesse caso, há menor sensibilidade a variações do solo, pois a profundidade reduz a influência das mudanças nas propriedades da superfície.

Para garantir a eficiência das fundações profundas, é fundamental considerar não apenas a capacidade de carga do solo, mas também fatores como os métodos de execução e a interação entre os elementos estruturais e o subsolo. No próximo tópico, serão abordados os métodos de cálculo e a sua capacidade de carga a fim de se compreender detalhadamente o assunto.

2.3 Métodos de cálculo de capacidade de carga

O cálculo da capacidade de carga em estacas é um processo crucial para a engenharia de fundações, pois determina a capacidade do solo em suportar a carga aplicada. Existem diversos métodos para realizar esse cálculo, que variam em complexidade e precisão, e podem ser divididos em três principais categorias: empíricos, analíticos e numéricos. As formulações empíricas são comumente empregadas devido à simplicidade e agilidade de aplicação, baseando-se em dados de campo e em vivências anteriores.

Segundo Terzaghi e Peck (1967), os métodos empíricos, como o método baseado no SPT (*Standard Penetration Test*), utilizam dados obtidos diretamente de ensaios de campo e experiências anteriores. Para Danziger e Lopes (2022) é importante abordar sobre a qualidade dos dados disponíveis para executar o projeto, visto que os métodos sofisticados quando inseridos dados de má qualidade podem oferecer resultados piores do que seriam obtidos com métodos simples.

Já os métodos analíticos fundamentam-se em teorias da mecânica dos solos, levando em consideração variáveis como coesão, atrito interno e peso específico do solo. Por fim, de acordo com Zienkiewicz e Taylor (2000), os métodos numéricos, como o Método dos Elementos Finitos (MEF), oferecem uma análise mais detalhada e precisa, especialmente em solos com características complexas. A integração desses métodos proporciona uma base sólida para o dimensionamento de fundações, resultando em projetos mais seguros e eficientes.

O cálculo de capacidade de carga em estacas, quando determinada por métodos semiempíricos, pode ser entendida como a combinação da resistência por atrito lateral¹ no fuste da estaca com a resistência de ponta. A resistência por atrito lateral aumenta à medida que a profundidade aumenta, enquanto a resistência de ponta pode variar dependendo do tipo de solo em cada profundidade. Esses valores são calculados com base no índice de resistência à penetração do ensaio a percussão (Aguiar, Moreira e Oliveira, 2014).

A norma para o ensaio de Sondagem a Percussão – SPT é a ABNT NBR 6484 (2020). O SPT, ou Teste de Penetração Padrão, é um método bastante utilizado na engenharia geotécnica para determinar as propriedades mecânicas do solo. Devido ser relativamente simples e rápido de realizar, essa técnica não requer equipamentos complexos e pode ser

¹ Neste trabalho, será utilizada a expressão "atrito lateral" para representar o fenômeno de resistência mecânica que, na verdade, é mais bem descrito pela combinação de dois aspectos: a adesão e o atrito (Cintra e Aoki, 2010), ambos ocorrendo na superfície lateral da estaca ou, dependendo do modelo de cálculo escolhido, em sua proximidade (Velloso e Lopes, 2010).

realizada com ferramentas de perfuração padrão, o que facilita a coleta de dados em campo, especialmente em locais de difícil acesso. Ele é realizado durante a perfuração de um furo de sondagem e fornece dados sobre a resistência do solo, que são essenciais para o projeto de fundações e outras estruturas.

A norma estabelece critérios e indicações para o ensaio. O teste consiste em inserir um amostrador padrão no solo e medir a profundidade que ele penetra após uma série de golpes. O procedimento inclui a perfuração do solo até a profundidade desejada, sendo inserido e recuperado um amostrador padrão no fundo do furo a cada metro. O peso, que é estabelecido por norma, é solto de uma altura de 75 cm sobre o amostrador; o número de golpes necessários para penetrar 45 cm, divididos em três segmentos de 15 cm, é contado e a contagem do número de golpes é registrada. O valor do SPT é a soma dos golpes necessários para as duas últimas penetrações de 15 cm.

O valor obtido no SPT é denotado como N , sendo utilizado para estimar a resistência do solo. Valores mais altos de N indicam solos mais densos e resistentes, enquanto valores baixos podem indicar solos mais fracos ou menos compactos. Segundo Milititsky (1986, *apud* Velloso e Lopes, 2010), no Brasil a sondagem (com SPT) é investigação geotécnica mais difundida e realizada. A engenharia de fundações pode ser descrita neste país como a geotecnia do SPT, por isso gera a preocupação de estabelecer melhores métodos de cálculo em especial capacidade de carga (Velloso e Lopes, 2010).

Para encerrar este tópico, pode-se afirmar que o cálculo da capacidade de carga das estacas é um processo que envolve a aplicação de diferentes métodos, como os empíricos, analíticos e numéricos, cada um com suas vantagens e limitações, e que, quando corretamente combinados, oferecem uma base confiável para o dimensionamento de fundações. No próximo item, serão abordadas as metodologias racionais ou teóricas, que utilizam abordagens matemáticas e científicas para aprofundar ainda mais o entendimento dos fatores que influenciam a capacidade de carga em fundações profundas.

2.4 Métodos teóricos ou teóricos

Os métodos analíticos utilizados no cálculo da capacidade de carga das fundações são baseados em abordagens matemáticas e teóricas que consideram as propriedades do solo e a interação entre o solo e as estacas. Essas abordagens, aplicadas dentro de limites específicos, devem levar em conta as particularidades de cada projeto, incluindo a natureza do carregamento, a profundidade das fundações e a caracterização do solo. As fórmulas teóricas

de capacidade de carga para elementos de fundação, como as estacas, são essenciais para garantir a segurança e eficiência do projeto

Diversos autores, como Terzaghi, Meyerhof propuseram diferentes soluções para o cálculo da capacidade de carga, cada uma com seus próprios modelos e parâmetros, que variam de acordo com a teoria adotada e a aplicação em diferentes tipos de solos. Essas fórmulas, que incluem fatores como a coesão do solo, o peso específico e a profundidade das estacas, permitem uma avaliação da resistência das fundações, considerando tanto a ruptura do solo quanto a interação entre o solo e a estaca.

As fórmulas teóricas de capacidade de carga para elementos de fundação auxiliam no dimensionamento e na verificação da segurança das estacas utilizadas para transferir as cargas estruturais para o solo. A complexidade na modelagem física e matemática da ruptura em fundações profundas resulta em uma diversidade de propostas e fórmulas por diferentes autores (Cintra, 2010).

Em resumo, os métodos teóricos para o cálculo da capacidade de carga das fundações por estacas representam ferramentas para a engenharia de fundações, proporcionando uma análise detalhada da interação entre o solo e as estacas. Embora as abordagens teóricas variem de acordo com a formulação de cada autor, como Terzaghi, Meyerhof e Vesic, todas buscam aprimorar a segurança e a eficiência do projeto, levando em consideração variáveis como coesão do solo, profundidade das estacas e características do carregamento.

A diversidade de métodos, devido à complexidade da modelagem da ruptura no solo, garante o dimensionamento correto das fundações e a segurança das estruturas, servindo como fundamento para decisões na prática da engenharia geotécnica. No próximo item, será apresentada a solução de Terzaghi, que se baseia na teoria da interação entre a estaca e o solo.

2.4.1 Solução de Terzaghi

A principal premissa da solução de Terzaghi é que a ruptura do solo sob a base da estaca não ocorre de forma independente, mas sim acompanhada de um deslocamento lateral e ascendente do solo. Esse comportamento é para o cálculo da resistência de ponta da estaca, que considera fatores como a coesão do solo, a profundidade da estaca e a área da base da estaca.

A fórmula adaptada da teoria de Terzaghi para calcular a resistência de ponta das estacas leva em conta a influência do solo ao redor e inclui o fator referente ao peso específico do solo, além de considerar a coesão e o ângulo de atrito do solo. Com isso, Terzaghi propôs o uso de

uma das fórmulas a seguir para calcular a resistência de ponta (Veloso e Lopes, 2010). Para estaca de base circular, utiliza-se a Equação (1); para base quadrada, a Equação (2).

$$q_{p,ult} = 1,2cN_c + \gamma LN_q + 0,6\gamma \frac{B}{2} N_\gamma \quad (1)$$

$$q_{p,ult} = 1,2cN_c + \gamma LN_q + 0,8\gamma \frac{B}{2} N_\gamma \quad (2)$$

Onde:

c Coesão;

γ Peso Específico do Solo;

L Comprimento da Estaca;

B Base da Estaca;

φ Ângulo de atrito;

N_c, N_q, N_γ Fatores de capacidade de carga.

A Tabela 1 apresenta os valores dos fatores de capacidade de carga em função do ângulo de atrito interno, evidenciando a importância de se considerar as propriedades geotécnicas específicas de cada terreno no dimensionamento das fundações.

Tabela 1 – Fatores de capacidade de carga.

φ	N_c	N_q	N_γ	N'_c	N'_q	N'_γ
0	5,7	1,0	0,0	5,7	1,0	0,0
5	7,3	1,6	0,5	6,7	1,4	0,2
10	9,6	2,7	1,2	8,0	1,9	0,5
15	12,9	4,4	2,5	9,7	2,7	0,9
20	17,7	7,4	5,0	11,8	3,9	1,7
25	35,1	12,7	9,7	14,8	5,6	3,2
30	37,2	22,5	19,7	19,0	8,3	5,7
35	57,8	41,4	42,4	25,2	12,6	10,1
40	95,7	81,3	100,4	34,9	20,5	18,8
45	172,3	173,3	297,5	51,2	35,1	37,7

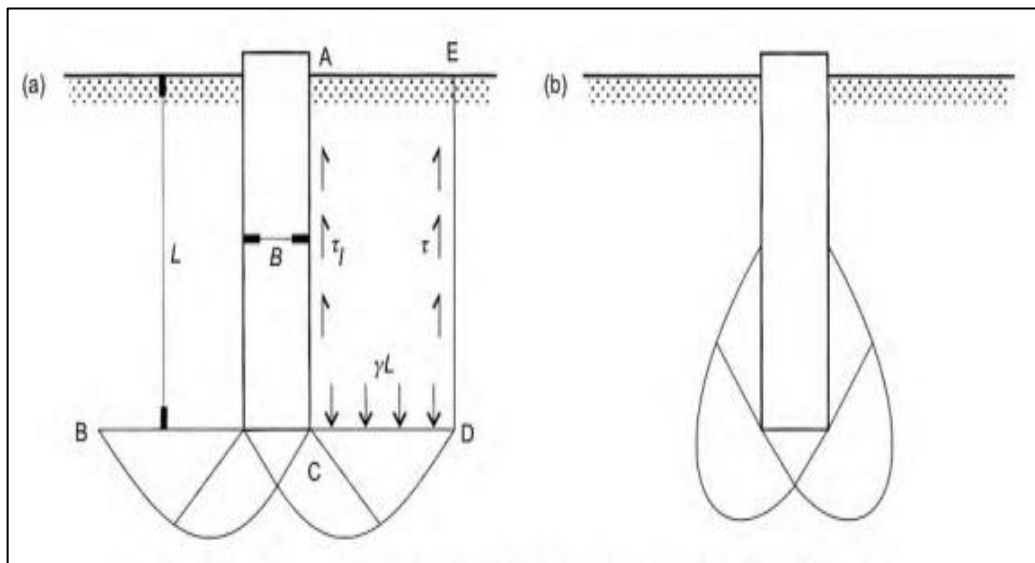
Fonte: Adaptado de Veloso e Lopes (2010)

A análise comparativa dos dados mostra que pequenos incrementos no valor de φ podem provocar aumentos expressivos na resistência do solo, o que impacta diretamente na escolha do tipo e da profundidade da estaca. Dessa forma, a utilização dessas informações não apenas orienta o cálculo estrutural, mas também contribui para a segurança e a economia do projeto.

2.4.2 Solução de Meyerhof

Um dos principais pesquisadores que contribuíram para o entendimento da capacidade de carga das fundações foi Meyerhof. Ele abordou o problema utilizando a Teoria da Plasticidade, de maneira semelhante ao que fez Terzaghi, mas com uma diferença importante. Na abordagem de Terzaghi, o solo acima do nível da base da fundação é considerado como uma sobrecarga, resultando em linhas de ruptura que são interrompidas no plano BD (Figura 3).

Figura 3 – Comparação das figuras de ruptura de (a) Terzaghi e (b) Meyerhof.



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

Em contraste, Meyerhof estendeu essas linhas de ruptura para o maciço de solo acima desse plano, como mostra a Figura 3b, a qual apresenta uma comparação entre as figuras de ruptura dos dois autores (Velloso e Lopes, 2010). Meyerhof (1953) apresentou um método relativamente simples para calcular a capacidade de carga das estacas. A resistência de ponta é expressa por três equações mostradas a seguir.

A primeira pode ser usada para todo o tipo de solo (Equação (3)):

$$q_{p,ult} = cN_c + K_s \gamma L N_q + \gamma \frac{B}{2} N_\gamma \quad (3)$$

Na segunda equação, Meyerhof determinou que quando a relação L/B for elevada, é comum desprezar a última parcela da Equação (4):

$$q_{p,ult} = cN_c + K_s \gamma L N_q \quad (4)$$

A terceira leva em conta o ângulo de atrito igual a zero para solos argilosos saturados (Equação (5)):

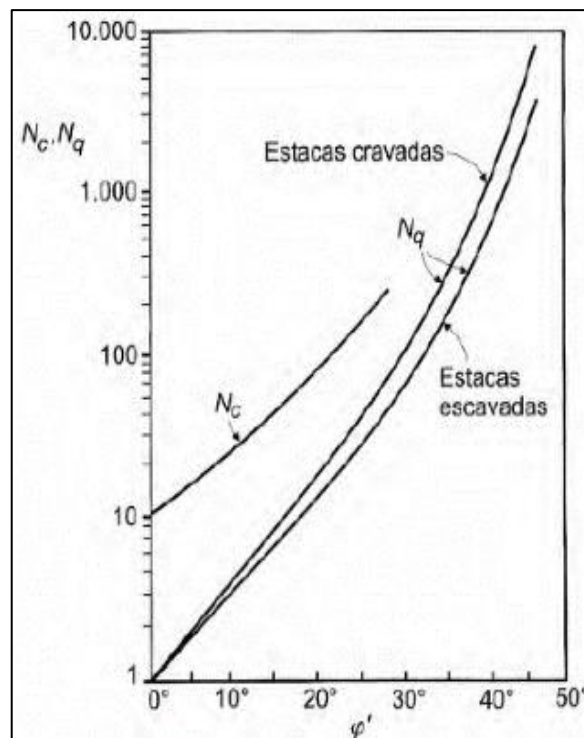
$$q_{p,ult} = 9,5S_U + \gamma L \quad (5)$$

Onde:

- C Coesão;
 Γ Peso Específico do Solo;
 L Comprimento da Estaca;
 B Base da Estaca;
 K_s Coeficiente de empuxo do solo contra o fuste na zona de ruptura próxima à ponta;
 S_u Resistência não drenada ao cisalhamento;
 N_c, N_q, N_γ Fatores de capacidade de carga.

Para determinar os fatores de capacidade de carga N_c e N_q para essas equações, usa-se a Figura 4, para estaca de seção quadrada e circular.

Figura 4 – Fatores de capacidade de carga



Fonte: Meyerhof, (1953) apoud Velloso; Lopes (2010).

2.4.3 Solução de Berezantzev e Colaboradores

Nos anos 1961 e 1965, os pesquisadores russos Berezantzev, Khristoforov e Grolubkov realizaram estudos importantes sobre a capacidade de carga de estacas, tanto isoladas quanto em grupos, com foco especial em solos arenosos. Eles compararam resultados de testes práticos de carga com uma abordagem teórica, enfatizando a relevância da relação entre a largura da

base da estaca e sua capacidade de carga (L/B), a pesquisa confirma que a largura da base da estaca influencia diretamente a capacidade de suportar cargas (Velloso e Lopes, 2010).

Quando L/B é maior que $3/4$, a ruptura da areia pode ocorrer após uma compactação significativa, resultando em deslocamentos pequenos do solo. Isso é crucial para determinar a capacidade de carga, especialmente em fundações onde não há compactação adicional do solo.

2.4.4 Solução de Vesic

De acordo com as soluções clássicas, a capacidade ou resistência de ponta de uma estaca é considerada função apenas da resistência do solo. No entanto, a solução de Vesic introduz a ideia de que a rigidez do material da estaca também desempenha um papel crucial. Isso significa que o comportamento do solo e da estaca interagem de maneira mais complexa do que se pensava anteriormente (Velloso; Lopes, 2010).

A solução de Vesic, utilizada para desenvolver métodos de cálculo que consideram a expansão de cavidades em um meio elastoplástico, observa que o mecanismo de ruptura é influenciado pela rigidez da estaca. A análise considera que a rigidez do material afeta a distribuição de tensões no solo ao redor da estaca.

Segundo Velloso e Lopes (2010), a resistência de ponta pela solução de Vesic é dada em função da tensão normal média (σ_0) no nível da ponta da estaca, com isso ele determinou a seguinte expressão (Equação (6)) para o cálculo da capacidade de carga de ponta.

$$q_{p,ult} = cN_c + \sigma_0 N_\sigma \quad (6)$$

Onde:

$$\sigma_0 = \frac{B(1+2k_0)}{3} \sigma'_v; \quad (7)$$

C Coesão

K_0 Coeficiente de empuxo em repouso;

σ'_v Tensão efetiva vertical no nível da ponta da estaca;

N_c Fator de capacidade de carga.

N_σ Fator de capacidade de carga.

Os fatores de capacidade de carga dessa equação são definidos a partir da Equação (8), que têm relação com o ângulo de atrito (φ) e com o índice de rigidez (I_r) obtido pela expressão abaixo:

$$I_r = \frac{E}{2(1+\nu)(c + \sigma' \tan \varphi)} \quad (8)$$

Onde:

- E Módulo de Elasticidade;
 ν Coeficiente de Poisson;
 c Coesão do solo em kPa;
 σ' Tensão efetiva vertical;
 φ Ângulo de Atrito.

Tabela 2 – Fatores de capacidade de carga N_c e N_σ segundo Vesic

φ	I_r									
	10	20	40	60	80	100	200	300	400	500
0	6,97	7,90	8,82	9,36	9,75	10,04	10,97	11,51	11,89	12,19
	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
5°	8,99	10,56	12,25	13,30	14,07	14,69	16,69	17,94	18,86	19,59
	1,79	1,92	2,07	2,16	2,23	2,28	2,46	2,57	2,65	2,71
10°	11,55	14,08	16,97	18,86	20,29	21,46	25,43	28,02	29,99	31,59
	3,04	3,48	3,99	4,32	4,58	4,78	5,48	5,94	6,29	6,57
15°	14,79	18,66	23,35	26,53	29,02	31,08	38,37	43,32	47,18	50,39
	4,96	6,00	7,26	8,11	8,78	9,33	11,28	12,61	13,64	14,50
20°	18,83	24,56	31,81	36,92	40,99	44,43	56,97	65,79	72,82	78,78
	7,85	9,94	12,58	14,44	15,92	17,17	21,73	24,94	27,51	29,67
25°	23,84	32,05	42,85	50,69	57,07	62,54	82,98	97,81	109,88	120,23
	12,12	15,95	20,98	24,64	27,61	30,16	39,70	46,61	52,24	57,06
30°	30,03	41,49	57,08	68,69	78,30	86,64	118,53	142,27	161,91	178,98
	18,24	24,95	33,95	40,66	46,21	51,02	69,43	83,14	94,48	104,33
35°	37,65	53,30	75,22	91,91	105,92	118,22	166,14	202,64	233,27	260,15
	27,36	38,32	53,67	65,36	75,17	83,78	117,33	142,89	164,33	183,16
40°	47,03	68,04	98,21	121,62	141,51	159,13	228,97	283,19	329,24	370,04
	40,47	58,10	83,40	103,05	119,74	134,52	193,13	238,62	277,26	311,50
45°	58,66	86,48	127,28	159,48	187,12	211,79	311,04	389,35	456,57	516,58
	59,66	87,48	128,28	160,48	188,12	212,79	312,04	390,35	457,57	517,58

Fonte: Velloso; Lopes (2010).

Dessa forma, a solução de Vesic representa um avanço ao considerar a interação entre solo e estaca, especialmente em relação à rigidez dos materiais envolvidos.

2.4.5 Método α (alfa) ou Enfoque em Tensões Totais

Neste método é avaliada a resistência lateral unitária da estaca, sendo relacionada à resistência ao cisalhamento (coesão) da argila não drenada (S_u), considerando a resistência não drenada da argila antes da instalação da estaca. A resistência máxima é o resultado da multiplicação entre coesão não drenada e o coeficiente que depende da característica da argila.

$$\tau_{l,ult} = \alpha S_u \quad (9)$$

Onde:

- α *Coefficiente de comportamento não drenado da argila;*
 S_u *Resistência não drenada ao cisalhamento.*

Segundo (Tomlinson *apud* Aoki e Velloso, 1975) o coeficiente α empregado no método apresenta curvas que levam em conta a consistência da argila (através do S_u) e a natureza da camada sobrejacente.

2.4.6 Método β (beta) ou Enfoque em Tensões Efetivas

Na proposta de (Burland *apud* Aoki e Velloso, 1975) para a avaliação do atrito lateral, são adotadas quatro hipóteses:

A) Na primeira, antes do carregamento, todos os excessos de poropressão gerados durante a instalação da estaca encontram-se sob tensões efetivas normais.

B) Na segunda, leva em consideração que a zona de maior distorção em torno do fuste é delgada, o carregamento ocorre em condições drenadas.

C) A terceira hipótese define que o solo perde sua coesão efetiva em decorrência do amolgamento. O atrito lateral em qualquer ponto ao longo da estaca é dado pelo resultado da multiplicação dos fatores tensão horizontal efetiva e ângulo de atrito efetivo.

D) Na quarta hipótese sugere que, à medida que a tensão vertical efetiva aumenta, a tensão horizontal efetiva também aumenta de forma proporcional, o que é um conceito importante na mecânica dos solos.

Segundo Velloso e Lopes (2010), o método β^2 considera a tensão vertical efetiva antes da instalação da estaca, sendo β análogo a α , porém β depende dos parâmetros K e δ . A tensão horizontal efetiva segundo Burland (1973) é admitida proporcionalmente à tensão vertical efetiva inicial. E a resistência lateral é determinada a partir da seguinte equação:

$$\tau_{l,ult} = K\sigma'_{v0}tg\delta \quad (10)$$

Onde:

- K *Coefficiente de empuxo em repouso;*
 σ'_v *Tensão vertical efetiva inicial;*
 Δ *Coefficiente de Atrito;*

² β é o produto de $K * tg\delta$, por isso o nome método β (beta), logo a equação (10) seria $\tau_{l,ult} = \beta * \sigma'_{v0}$.

2.4.7 Método λ (lambda) ou Enfoque Misto

O método Enfoque Misto propõe que a resistência lateral última de uma estaca em argilas seja obtida a partir do resultado do cálculo dos coeficientes segundo (Viajayvergiya e Focht *apud* Aoki e Velloso, 1975). Para esse método, a resistência por atrito lateral é expressa em função da resistência não drenada da argila e da tensão efetiva, sendo calculada conforme a Equação (11).

$$\tau_{l,ult} = \lambda(\sigma'_{v0} + 2S_u) \quad (11)$$

Onde:

- λ *Coefficiente que depende do comprimento da estaca;*
- σ'_v *Tensão vertical efetiva;*
- S_u *Resistência não drenada ao cisalhamento.*

2.5 Métodos semiempíricos que utilizam SPT

Os métodos semiempíricos foram desenvolvidos inicialmente para prever os recalques em areias. Essa abordagem surgiu devido à dificuldade de se amostrar e ensaiar esses materiais de forma representativa em laboratório, considerando as condições reais do campo. Posteriormente, esses métodos começaram a ser utilizados também em argilas parcialmente saturadas e, com o tempo, a técnica se expandiu para incluir argilas em geral, permitindo uma análise mais abrangente e precisa do comportamento do solo (Velloso e Lopes, 2010).

Esses métodos são importantes porque combinam dados empíricos com teorias de mecânica dos solos, proporcionando previsões mais realistas sobre o comportamento do solo sob carga. Nas seções seguintes serão apresentados alguns desses métodos, sendo mostradas suas principais características.

2.5.1 Método de Meyerhof

O método de Meyerhof foi inicialmente desenvolvido em 1951 e posteriormente aprimorado em 1953, sendo amplamente utilizado para a estimativa da capacidade de carga última de fundações rasas e profundas. Diferente de modelos clássicos como o de Terzaghi, o modelo de Meyerhof considera não apenas a resistência do solo ao cisalhamento, mas também fatores adicionais que influenciam diretamente no desempenho da fundação. Velloso (Meyerhof, 1953; Velloso e Lopes, 2010).

2.5.2 Método de Aoki-Velloso

O método de Aoki e Velloso (1975) foi desenvolvido a partir de um estudo empírico que correlacionou os resultados de provas de carga em estacas com dados do ensaio de penetração padrão (SPT). Essa abordagem visa estimar a capacidade de carga de estacas a partir da resistência do solo obtida em campo, sendo amplamente utilizada por sua simplicidade e eficiência. O método é classificado como semiempírico, pois combina observações experimentais com fundamentos teóricos da mecânica dos solos. Além da sua formulação original, o método possui mais duas contribuições (Laprovitera; 1988; Benegas, 1993; Monteiro, 1997; Velloso e Lopes, 2010).

Esse método é amplamente adotado em projetos geotécnicos por sua praticidade, especialmente em regiões onde os dados de SPT são a principal fonte de caracterização do solo. No entanto, sua precisão depende da correta identificação do tipo de solo e do uso adequado dos coeficientes. Em especial, é fundamental que se observem os limites de aplicabilidade dos fatores empíricos para garantir a segurança e viabilidade do projeto (Aoki e Velloso, 1975).

2.5.2.1 Coeficientes originais

A proposta metodológica baseia-se na decomposição da resistência da estaca em duas parcelas principais: a resistência de ponta (q_p) e o atrito lateral (τ_l). A capacidade de carga total é obtida pela soma dessas contribuições multiplicadas pelas respectivas áreas da estaca. A Equação (12), que expressa essa relação é apresentada a seguir.

$$Q_{ult} = Aq_{p,ult} + U\Sigma\tau_{l,ult}\Delta l = A\frac{kN}{F_1} + U\Sigma\frac{\alpha kN}{F_2}\Delta l \quad (12)$$

Onde:

- A Área;
- $q_{p,ult}$ Capacidade de Carga de ponta;
- $\tau_{l,ult}$ Capacidade de Carga lateral;
- U Perímetro;
- Σ Somatório;
- K Coeficiente que representa a resistência do solo conforme a sua classificação;
- N Número de SPT por camada;
- F_1 e F_2 Coeficientes associados ao tipo de estaca a ser executada;
- α Coeficiente que indica a proporção considerada entre as resistências lateral e de ponta;
- Δl Espessura das camadas no perfil ao longo do comprimento da estaca.

A obtenção dos valores de carga de ponta e lateral é feita a partir da equação 12, que leva em conta valores de N_{SPT} , além dos coeficientes k , α , F_1 e F_2 , que podem ser determinados de acordo com a Tabela 3 e a Tabela 4.

Tabela 3 - Valores de k e α

Tipo de solo	k (kgf/cm ²)	α (%)
Areia	10	1,4
Areia siltosa	8	2
Areia siltoargilosa	7	2,4
Areia argilossiltosa	5	2,8
Areia argilosa	6	3
Silte arenoso	5,5	2,2
Silte arenoargiloso	4,5	2,8
Silte	4	3
Silte argiloarenoso	2,5	3
Silte argiloso	2,3	3,4
Argila arenosa	3,5	2,4
Argila arenossiltosa	3	2,8
Argila siltoarenosa	3,3	3
Argila siltosa	2,2	4
Argila	2	6

Fonte: Aoki e Velloso (1975) *apud* Velloso e Lopes (2010).

Tabela 4 - Valores de F_1 e F_2

Tipo de Estaca	F_1	F_2
Franki	2,5	5,0
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada de concreto	1,75	3,5
Escavada	3,0	6,0

Fonte: Aoki e Velloso (1975) *apud* Velloso e Lopes (2010).

2.5.2.2 Contribuições de Laprovitera e Benegas

Laprovitera (1988) e Benegas (1993) realizaram estudos aprofundados para avaliar e aprimorar o método semiempírico de Aoki e Velloso (1975), utilizando extensos bancos de dados de provas de carga estáticas em estacas. A análise crítica desses autores identificou a necessidade de ajustes nos parâmetros empíricos utilizados no método original, com o objetivo de aumentar sua precisão e confiabilidade (Velloso e Lopes, 2010).

As principais modificações propostas referem-se aos coeficientes k (resistência de ponta) e α (atrito lateral), que deixaram de ser os valores originais propostos por Aoki e Velloso, passando a ser recalibrados com base em novos ensaios. Além disso, os pesquisadores incorporaram ao modelo os fatores F_1 e F_2 , que variam de acordo com o tipo de estaca utilizado (Franki, escavada, metálica, etc.). A equação geral utilizada permanece a mesma (Equação

(12), pág. 35), porém com maior rigor na definição dos parâmetros, como pode ser observado na Tabela 5 e na Tabela 6.

Tabela 5 – Valores de k e α

Tipo de solo	k (kgf/cm²)	α (%)
Areia	6	1,4
Areia siltosa	5,3	1,9
Areia siltoargilosa	5,3	2,4
Areia argilossiltosa	5,3	2,8
Areia argilosa	5,3	3
Silte arenoso	4,8	3
Silte arenoargiloso	3,8	3
Silte	4,8	3
Silte argiloarenoso	3,8	3
Silte argiloso	3	3,4
Argila arenosa	4,8	4
Argila arenossiltosa	3	4,5
Argila siltoarenosa	3	5
Argila siltosa	2,5	5,5
Argila	2,5	6

Fonte: Aoki e Velloso (1975) *apud* Velloso e Lopes (2010).

Tabela 6 – Valores de F_1 e F_2

Tipo de Estaca	F_1	F_2
Franki	2,5	3,0
Metálica	2,4	3,4
Pré-moldada de concreto	2,0	3,5
Escavada	4,5	4,5

Fonte: Aoki e Velloso (1975) *apud* Velloso e Lopes (2010).

Para cada tipo de estaca, também são utilizados coeficientes F_1 e F_2 , indicados na Tabela 6, que corrigem a estimativa de capacidade de carga conforme o tipo de fundação profunda adotada (Laprovitera, 1988; Benegas, 1993; Velloso e Lopes, 2010). Os ajustes empíricos introduzidos tornaram o método mais aderente às condições de campo, mantendo sua simplicidade operacional sem comprometer a segurança do dimensionamento.

2.5.2.3 Contribuição de Monteiro

Monteiro (1997) propôs ajustes ao método semiempírico de Aoki e Velloso com base em um estudo regional envolvendo estacas escavadas na cidade de Fortaleza. O autor avaliou diversos métodos nacionais e internacionais, identificando que os coeficientes originalmente propostos poderiam superestimar a capacidade de carga quando aplicados em determinados perfis geotécnicos locais. Como solução, Monteiro apresentou novos valores para os

coeficientes F_1 e F_2 , obtidos por meio de análise estatística de dados de campo, adaptando o método à realidade geotécnica da região como mostra a tabela abaixo.

Tabela 7 - Valores de k e α

Tipo de solo	k (kgf/cm²)	α (%)
Areia	7,3	2,1
Areia siltosa	6,8	2,3
Areia siltoargilosa	6,3	2,4
Areia argilossiltosa	5,7	2,9
Areia argilosa	5,4	2,8
Silte arenoso	5	3
Silte arenoargiloso	4,5	3,2
Silte	4,8	3,2
Silte argiloarenoso	4	3,3
Silte argiloso	3,2	3,6
Argila arenosa	4,4	3,2
Argila arenossiltosa	3	3,8
Argila siltoarenosa	3,3	4,1
Argila siltosa	2,6	4,5
Argila	2,5	5,5

Fonte: Aoki e Velloso (1975) *apud* Velloso e Lopes (2010).

Tabela 8 - Valores de F_1 e F_2

Tipo de Estaca	F1	F2
Franki de fuste apilado	2,3	3,0
Franki de fuste vibrado	2,3	3,2
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada de concreto cravada a percussão	2,5	3,5
Pré-moldada de concreto cravada por prensagem	1,2	2,3
Escavada com lama bentonítica	3,5	4,5
Raiz	2,2	2,4
Strauss	4,2	3,9
Hélice contínua	3,0	3,8

Fonte: Aoki e Velloso (1975) *apud* Velloso e Lopes (2010).

Uma das contribuições fundamentais de Monteiro está na limitação do valor de N_{SPT} (índice de resistência a penetração do solo) a 40 golpes a fim de evitar superestimções da resistência do solo, especialmente em camadas muito compactas ou densas. Além disso, para o cálculo da resistência de ponta da estaca ($q_{p,ult}$), o autor recomenda considerar a média dos valores de N_{SPT} em uma faixa correspondente a 7 vezes o diâmetro da estaca acima da base e 3,5 vezes abaixo, proporcionando uma amostragem mais representativa da região de influência da ponta da fundação. Os valores acima são representados como q_{ps} e os valores abaixo são q_{pi} .

A equação básica adotada por Monteiro segue a mesma estrutura do modelo de Aoki e Velloso, porém com os coeficientes k , α , F_1 e F_2 ajustados e a equação a ser usada no cálculo da resistência de ponta é a Equação (13).

$$q_{p,ult} = \frac{q_{ps} + q_{pi}}{2} \quad (13)$$

Onde:

$q_{p,ult}$ Capacidade de carga de ponta considerando as características acima e abaixo da cota de assentamento;

q_{ps} Capacidade de carga de ponta do solo acima da cota de assentamento;

q_{pi} Capacidade de carga de ponta do solo abaixo da cota de assentamento.

2.5.3 Método de Décourt-Quaresma

O método de Décourt e Quaresma é uma abordagem semiempírica bastante utilizada para a estimativa da capacidade de carga de estacas a partir de ensaios de SPT. Seu principal diferencial está na simplicidade da aplicação, utilizando diretamente os valores de N_{SPT} médios e um coeficiente de capacidade denominado C , que varia conforme o tipo de solo. A resistência de ponta para esse método é dada na Equação (14).

$$q_{p,ult} = CN \quad (14)$$

Onde:

C Coeficiente de capacidade;

N Número de N_{SPT} .

O coeficiente C apresentado na Equação (14) foi definido a partir de um conjunto de provas de carga realizadas em diferentes regiões do país e seu valor representa a relação entre a resistência do solo e o valor de N_{SPT} ; o valor de N é determinado pela média entre os valores correspondentes do solo na ponta, do imediatamente anterior e do imediatamente posterior.

Tabela 9 - Valores de C

Tipo de solo	C (tf/m ²)
Argila	12
Silte argiloso (alteração de rocha)	20
Silte arenoso (alteração de rocha)	25
Areia	40

Fonte: Aoki e Velloso (1975) *apud* Velloso e Lopes (2010).

Os valores de C para diferentes tipos de solo estão apresentados na Tabela 9, permitindo uma aplicação prática e direta da equação. Por exemplo, para solos argilosos, o valor de C é de

12 tf/m², enquanto para areias pode alcançar 40 tf/m² (Velloso e Lopes, 2010). Essa abordagem apresenta bons resultados preliminares, desde que os valores de SPT sejam consistentes e representativos do perfil geotécnico investigado.

Para a resistência lateral, Décourt e Quaresma buscaram melhorar o método, sendo a resistência lateral calculada por meio da Equação (15).

$$\tau_{l,ult} = \frac{\bar{N}}{3} + 1 \quad (15)$$

Onde:

\bar{N} Média dos valores do N_{SPT} ao longo do fuste.

Para determinação de \bar{N} (que não depende do tipo de solo), valores menores que 3 devem ser igualados a 3, e maiores que 50 devem ser igualados a 50.

2.5.4 Método de Velloso

O método de Velloso, desenvolvido com base em análises empíricas de provas de carga em estacas, é uma variação dos métodos semiempíricos e busca refinar as estimativas da capacidade de carga com base em parâmetros obtidos via SPT. Velloso e Lopes (2010) propõem uma metodologia prática e compatível com a realidade dos solos brasileiros, baseada em extensos bancos de dados. Assim como outros métodos nacionais, o foco principal está na utilização do número de golpes do SPT, com critérios ajustados por tipo de solo e estaca.

A equação base para o cálculo da capacidade de carga última segundo o método de Velloso é a soma entre capacidade de carga de ponta e lateral, como mostram as Equações (16) e (17), respectivamente.

$$Q_{p,ult} = A_b \alpha \beta q_{p,ult} \quad (16)$$

$$Q_{l,ult} = U \alpha \lambda \Sigma \tau_{l,ult} \Delta_l \quad (17)$$

Onde:

U Perímetro da seção transversal do fuste;

A_b Área da base (diâmetro B_b);

A Fator da execução da estaca

($\alpha = 1$ para estacas cravadas; $\alpha = 0,5$ para estacas escavas);

A Fator de carregamento

($\lambda = 1$ para estacas comprimidas; $\lambda = 0,7$ para estacas tracionadas);

- B Fator da dimensão da base: $1,016 - 0,016 \frac{B_b}{b}$
 0 para estacas tracionadas $B_b=B$)
- B Diâmetro da ponta do cone (3,6 cm no cone padrão);
- Σ Somatório.

Para cálculo das cargas de ponta e lateral por camada, e dispondo apenas dos resultados de sondagem, pode-se adotar as Equações (18) e (19).

$$q_{p,ult} = aN^b_b \quad (18)$$

$$\tau_{l,ult} = a'N^{b'} \quad (19)$$

Para os parâmetros de correlação entre SPT e CPT (*Cone Penetration Test*) a, b, a', b' , são definidos para solos típicos da obra de acordo com a Tabela 10.

Tabela 10 – Valores aproximados de a, b, a', b'

Tipo de solo	Ponta		Atrito	
	a (tf/m ²)	b	a' (tf/m ²)	b'
Areias sedimentares submersas ⁽¹⁾	60	1	0,50	1
Argilas sedimentares submersas ⁽¹⁾	25	1	0,63	1
Solos residuais de gnaiss arenossilto submersos ⁽¹⁾	50	1	0,85	1
Solos residuais de gnaiss siltoarenosos submersos	40 ⁽¹⁾	1 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	1 ⁽¹⁾
	47 ⁽²⁾	0,96 ⁽²⁾	1,21 ⁽²⁾	0,74 ⁽²⁾

⁽¹⁾Dados obtidos na obra da refinaria Duque de Caxias (RJ); ⁽²⁾Dados obtidos na obra da AÇO-MINAS (MG)

Fonte: Aoki e Velloso (1975) *apud* Velloso e Lopes (2010).

2.5.5 Método de Teixeira

O método de Teixeira é um modelo semiempírico que busca estimar a capacidade de carga de estacas a partir de dados obtidos em sondagens de simples reconhecimento (SPT). O autor propôs uma abordagem que combina observações experimentais de provas de carga com valores de N_{SPT} , aplicando coeficientes de correção específicos conforme o tipo de solo e de fundação. A proposta é especialmente útil em regiões onde as investigações geotécnicas são limitadas, permitindo análises mais práticas e economicamente viáveis.

A equação geral proposta por Teixeira é semelhante às dos métodos de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma, porém incorpora fatores ajustados com base em análises regionais. A formulação para a capacidade de carga última é:

$$Q_{ult} = \alpha \bar{N}_b A_b + U \beta \bar{N}_L L \quad (20)$$

Onde:

A Coeficiente associado ao tipo de solo e ao tipo de estaca

B Coeficiente associado ao tipo de estaca

\bar{N}_b Valor médio obtido no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca e 1 diâmetro abaixo;

\bar{N}_L Valor médio ao longo do fuste da estaca;

A_b Área da ponta ou base;

L Comprimento da estaca;

U Perímetro da seção transversal do fuste;

Os parâmetros α e β são estimados de acordo com a Tabela 11.

Tabela 11 – Valores de α e β

Solo	Tipo de estaca*			
	I	II	III	IV
Argila siltosa	11	10	10	10
Silte argiloso	16	12	11	11
Argila arenosa	21	16	13	14
Silte arenoso	26	21	16	16
Areia argilosa	30	24	20	19
Areia siltosa	36	30	24	22
Areia	40	34	27	26
Areia com pedregulho	44	38	31	29
Valor de β (tf/m ²) em função do tipo de estaca	0,4	0,5	0,4	0,4

*Tipo de estaca: I – Estacas pré-moldadas de concreto e perfis metálicos; II – Estacas tipo Franki; III – Estacas escavas a céu aberto; IV – Estacas raiz

Fonte: Aoki e Velloso (1975) *apud* Velloso e Lopes (2010).

2.5.6 Método de Vorcaro-Velloso

Vorcaro e Velloso reforçam a importância da consideração da estratigrafia do solo e da variabilidade dos valores de N_{SPT} ao longo da profundidade da estaca, sugerindo a utilização de médias ponderadas nas regiões adjacentes à ponta. Além disso, recomendam a aplicação cuidadosa dos coeficientes empíricos, considerando as condições de execução da estaca e as particularidades do solo local. O método se destaca por proporcionar bons resultados em análises comparativas com provas de carga reais, sendo útil tanto para projetos executivos quanto para validação de estimativas preliminares (Vorcaro e Velloso, *apud* Velloso e Lopes, 2010).

A equação proposta considera tanto a resistência de ponta quanto o atrito lateral, aplicando coeficientes específicos para estacas. A fórmula geral é semelhante à dos demais métodos semiempíricos, sendo expressa nas Equações (21) e (22).

$$XP = AN_{ponta} \quad (21)$$

$$XF = U\Sigma N_{fuste}\Delta_l \quad (22)$$

Onde:

A Área da ponta ou base;

U Perímetro do fuste da estaca em m;

Δ_l Espessura de solo, em m, ao longo da qual N pode ser considerado constante;

A_b Área da ponta ou base;

L Comprimento da estaca;

U Perímetro da seção transversal do fuste;

Para determinar os grupos de solo indicados nas Equações(23) a (27), usa-se o Quadro 2. As equações de previsão do valor médio provável da carga de ruptura, QEST, em kN, para estacas pré-moldadas de concreto são:

$$Q_{EST} = \exp \quad 676,0XP^{1/2} + 3,1XF \quad \text{para pontas em solos do grupo 1} \quad (23)$$

$$Q_{EST} = \exp \quad 705,3XP^{1/2} + 3,1XF \quad \text{para pontas em solos do grupo 2} \quad (24)$$

$$Q_{EST} = \exp \quad 648,3XP^{1/2} + 3,1XF \quad \text{para pontas em solos do grupo 3} \quad (25)$$

$$Q_{EST} = \exp \quad 534,7XP^{1/2} + 3,1XF \quad \text{para pontas em solos do grupo 4} \quad (26)$$

$$Q_{EST} = \exp \quad 649,5XP^{1/2} + 3,1XF \quad \text{para pontas em solos do grupo 5} \quad (27)$$

Quadro 2 – Grupo de solos

Grupo				
1	2	3	4	5
areia	areia siltosa	silte	silte arenoargiloso	silte argiloso
	areia siltoargilosa	silte areno	silte argiloarenoso	argila
	areia argilosa	argila arenosa	argila arenossiltosa	argila siltosa
	areia argilossiltosa	argila siltoarenosa		

Fonte: Velloso e Lopes (2010).

No capítulo seguinte será apresentado as etapas da pesquisa, o estudo de caso, o levantamento geotécnico, bem como os dados para seus desenvolvimentos e a metodologia de cálculo utilizada. Reitera-se que objetivo no presente trabalho é comparar as capacidades de carga da estaca estimadas por distintos métodos teóricos e semiempíricos

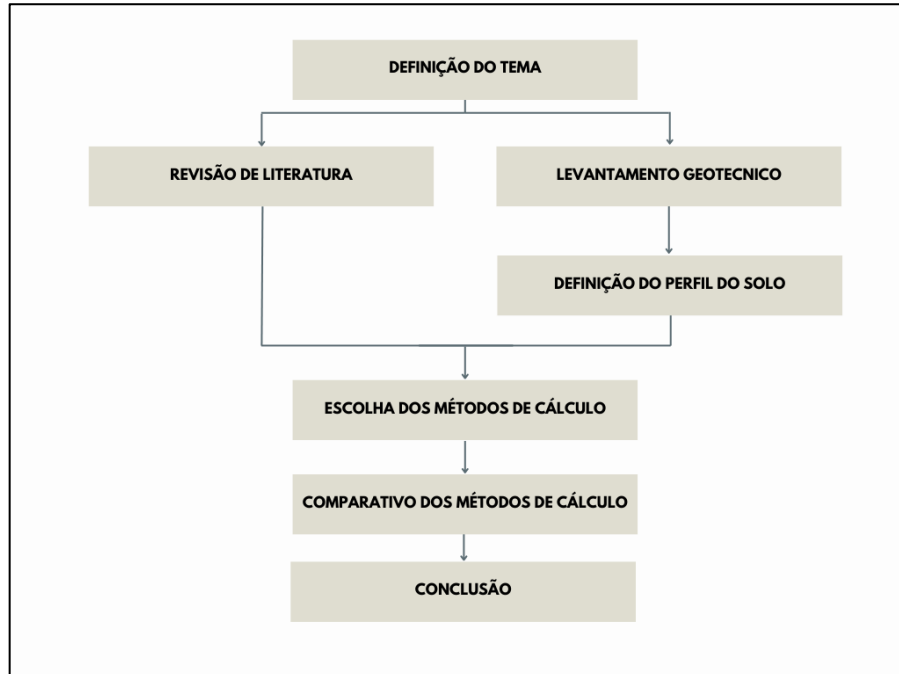
3 METODOLOGIA

Inicialmente, definiu-se o tema com a identificação do objeto de estudo. Em seguida, realizou-se uma revisão da literatura a fim de se definirem os principais conceitos e de observar a existência de estudos similares, analisando artigos, livros e publicações relevantes. Com base nessa avaliação, coletaram-se dados específicos para o estudo de caso a partir de sondagens efetuadas no terreno, reunindo informações relacionadas ao interesse da pesquisa. Esses dados foram utilizados no traçado do perfil do solo, por meio da caracterização geotécnica do local.

Selecionaram-se, então, os métodos de cálculo apropriados ao perfil do solo identificado, escolhendo as soluções adequadas ao local de estudo. Por fim, realizou-se uma comparação entre os métodos adotados, examinando os resultados gerados em cada abordagem aplicada.

O fluxograma apresentado na Figura 5 ilustra e permite a visualização completa das etapas da pesquisa. Posteriormente, nas subseções definidas, detalham-se as etapas mencionadas.

Figura 5 – Fluxograma da pesquisa.



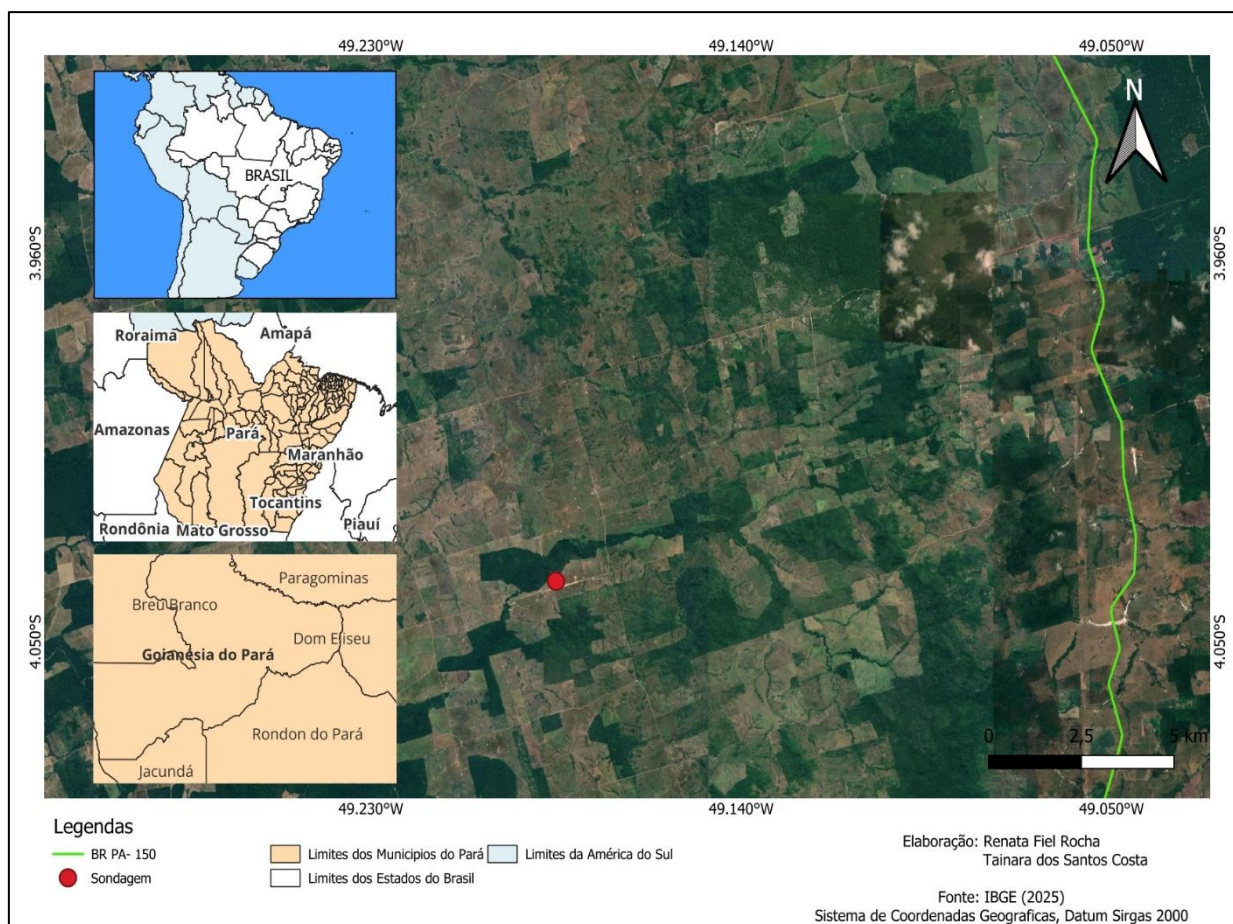
Fonte: Autoria própria (2025).

3.1 Localização do Estudo de Caso

Para a realização da pesquisa, foi feito um estudo de caso envolvendo um projeto de construção de uma ponte rodoviária. A obra em estudo está localizada no município de Goianésia do Pará, no sudeste do estado, situada às margens da PA-150, com distância de 377 km da capital do estado, Belém, a uma latitude $03^{\circ}50'33''$ S e longitude $49^{\circ}05'49''$ O, com uma altitude de 103 metros.

A ponte de concreto sob o Rio Moju está localizada na zona rural do município a uma latitude $4^{\circ}3'5.47''$ S e longitude $49^{\circ}18'50.21''$ O. A Figura 6 mostra localização da cidade no mapa e da obra.

Figura 6 – Município de Goianésia do Pará - PA



Fonte: Google Earth (2025); IBGE (2025).

Esta ponte permite melhores condições de acesso para os moradores da zona rural que residem próximo ao local, que passam por ela. A análise da estrutura é fundamental não apenas por sua relevância estrutural para a população do município, mas também para validar os métodos utilizados neste trabalho, uma vez que a ponte está em operação.

3.2 Levantamento geotécnico e perfil do solo

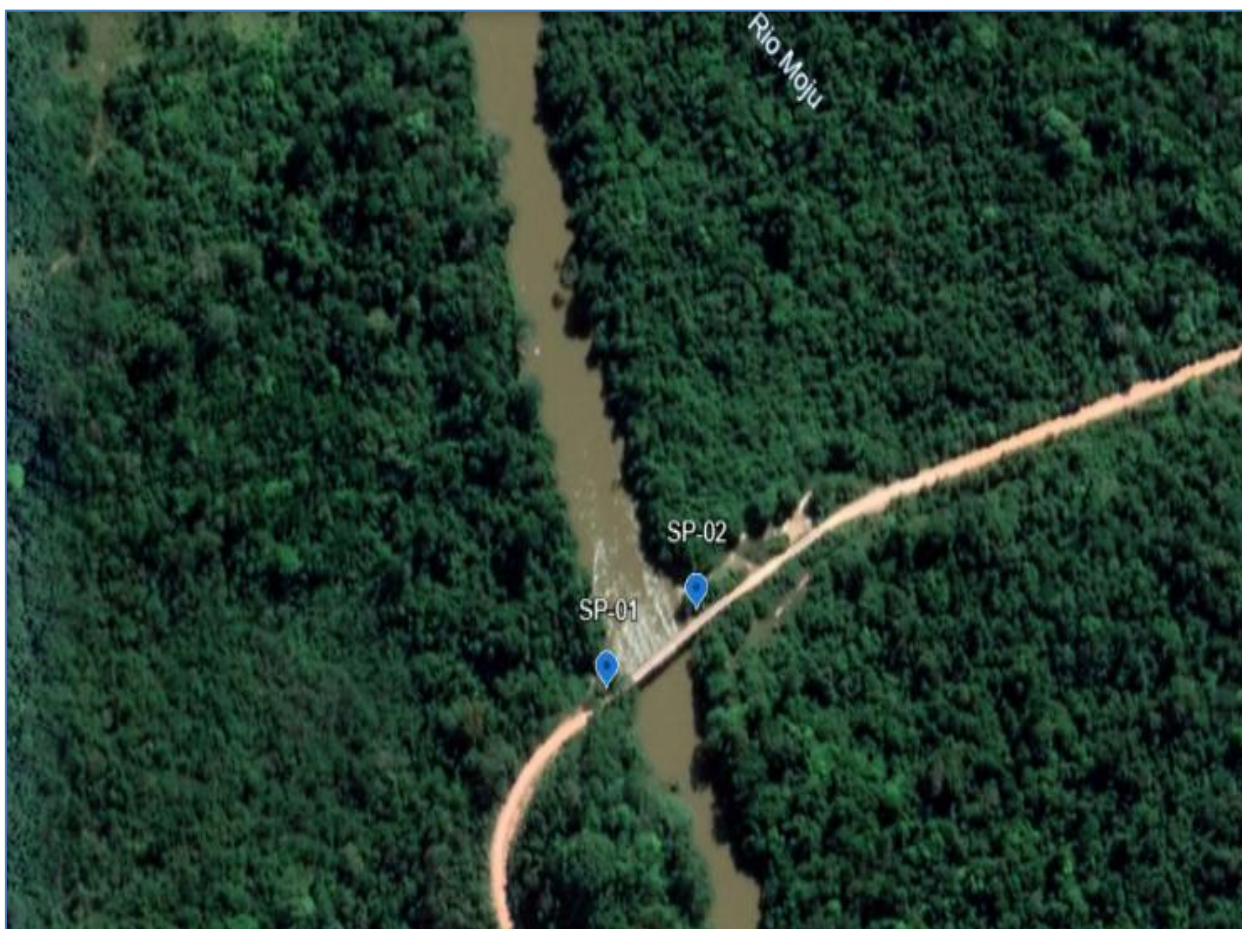
As investigações da engenharia de solos, segundo a ABNT NBR 8044 (2018), devem ter no mínimo e obrigatoriamente sondagem de simples reconhecimento, referente ao levantamento geotécnico, objetivando a obtenção das características do maciço terroso, posicionamento das camadas, parâmetros físicos e mecânicos além da posição do nível d'água. Em muitos casos, dependendo do tipo de obra, essas sondagens são suficientes para obtenção de todos esses parâmetros. Para o presente estudo, entretanto, foi necessário recorrer a uma fonte adicional para a complementação das informações.

Diante do exposto e com a finalidade de atender os objetivos propostos na pesquisa, foi desenhado um perfil geotécnico do solo com base no relatório de sondagem (anexo A) a percussão da obra e auxílio do site HIDROWEB, que é uma plataforma que disponibiliza dados hidrológicos. Este site é um instrumento do Sistema Nacional de Informações sobre Recursos Hídricos (SNIRH), disponibilizando acesso a banco de dados e contendo informações recebidas pela Rede Hidrometeorológica Nacional (RHN), com dados de vazões, chuvas, qualidade da água, climatologia, níveis fluviais e sedimentos.

O perfil do solo foi criado utilizando um software comercial de desenho técnico com a intenção de apresentar as características do subsolo e os parâmetros de resistência que os compõem. No caso do projeto da Ponte de Concreto sobre o Rio Moju, foi efetuada a sondagem a percussão para execução da obra. Também seriam necessários dados de batimetria e a realização de um número de furos de sondagem de solo suficientes para a definição detalhada do perfil de solo.

Segundo a ABNT NBR 8044 (2018), este número fica a critério do projetista. Isso garante uma compreensão mais precisa das características do terreno. No entanto, ao consultar os dados disponibilizados pelas empresas que executaram a obra em questão, verificou-se que não foram informados levantamentos batimétricos e o número de furos de sondagem foi reduzido, sendo feito um total de dois furos de sondagem, realizados apenas na cabeceira da ponte como mostra da Figura 7.

Figura 7 – Localização dos Vicinal do Caracol – Zona rural de Goianésia do Pará

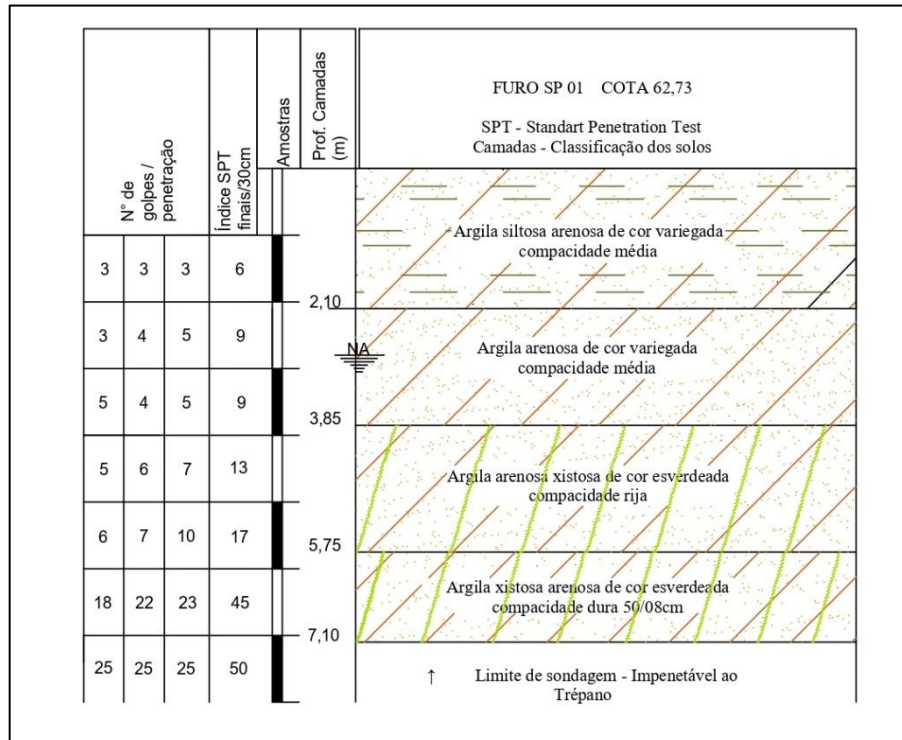


Fonte: Google Earth (2025)

Além dos dados dos furos de sondagem, utilizaram-se as fotos que compunham o laudo como um artifício para dedução que auxiliou na identificação da posição dos furos. Essa estratégia contribuiu para a elaboração do desenho do perfil, localização dos furos e identificação da posição do nível da água. “As sondagens devem fornecer dados básicos que irão alimentar concepções de obras, definição de fundações e escavações subterrâneas” (Delatim *et al.*, 2013, p. 11).

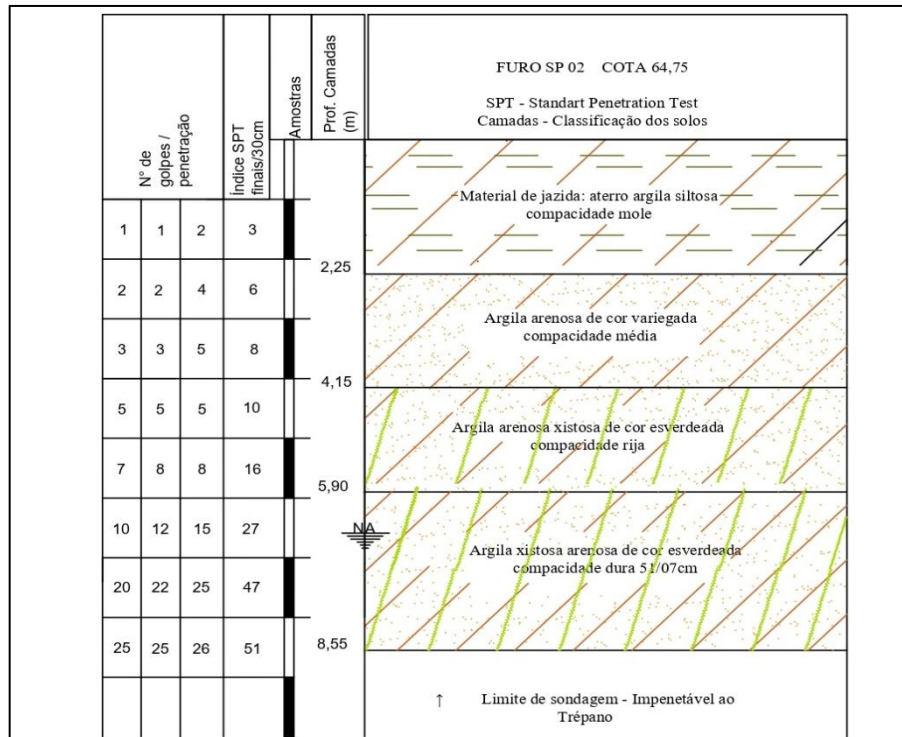
O furo 1 (SPT 01) - Figura 8, apresenta predominância de argila, variando de argila siltosa a argila arenosa, com SPT variando entre 6 e 50, com limite de sondagem de 7,10 m. E o furo 2 (SPT 02) - Figura 9, também apresenta predominância de argila, variando de argila siltosa a argila arenosa, com SPT variando entre 6 e 51, com limite de sondagem de 8,55 m.

Figura 8 – Perfil de Sondagem furo SP 01



Fonte: Autoria própria (2025)

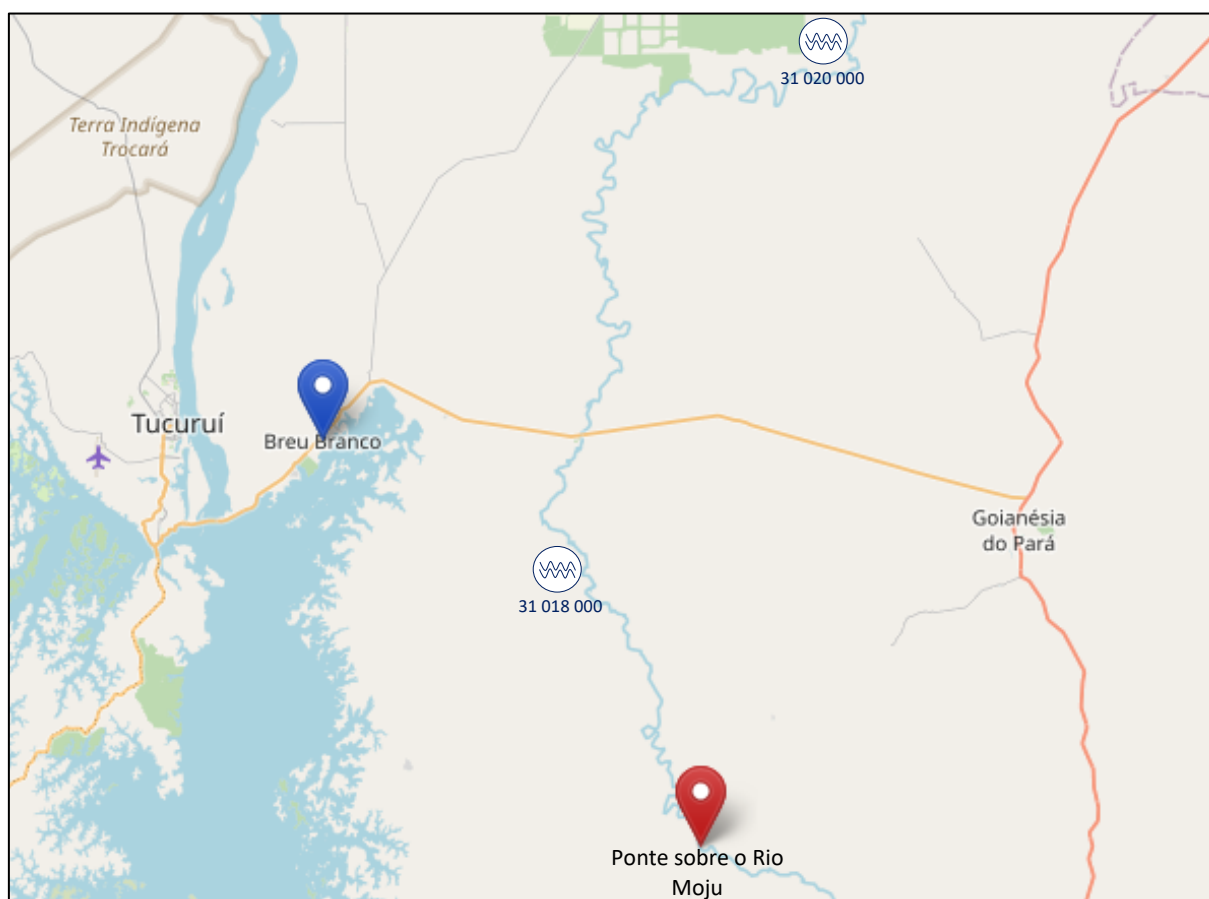
Figura 9 – Perfil de Sondagem furo SP 02



Fonte: Autoria própria (2025)

Além disso, devido à falta de batimetria para ajudar a definir o talvegue do rio, usaram-se dados do site HIDROWEB, que contém dados de estações fluviométricas ao longo da Bacia do Rio Moju. Essas estações são representadas por um código numérico de oito dígitos; a estação mais próxima da obra da ponte é a 31 018 000 (Figura 10), mas possui apenas medida de QA (qualidade da água); a outra, 31 020 000 (Figura 10), um pouco mais distante, ao Norte, apresenta entre seus dados uma cota de aproximadamente quatro metros de profundidade do rio no mesmo período de realização da sondagem, realizada no início de dezembro de 2022. O registro da profundidade na estação ocorreu em novembro do mesmo ano, possibilitando uma estimativa para traçado do talvegue do rio.

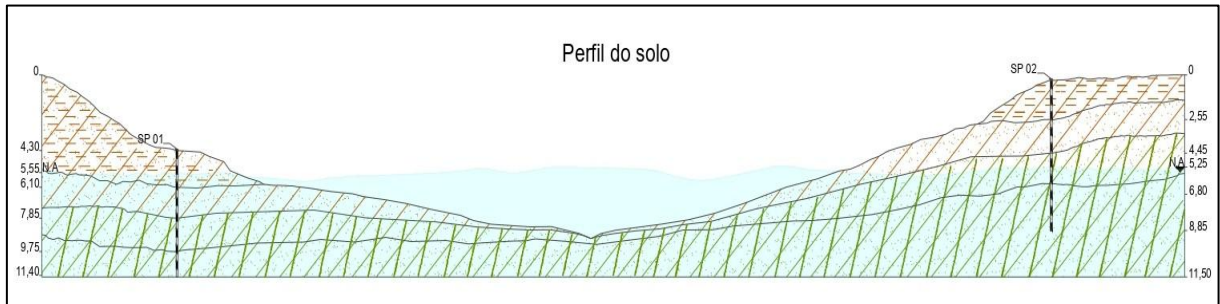
Figura 10 – Estações fluviométricas 31 018 000 e 31 020 00



Fonte: Adaptado de OPENSTREETMAP (2025).

A partir da coleta e interpretação de todos os dados apresentados, foi possível a elaboração do desenho do perfil do solo, localização dos furos e identificação da posição do nível da água, como pode ser visto na Figura 11 (constante na Apêndice C).

Figura 11 – Perfil do solo



Fonte: Autoras (2025).

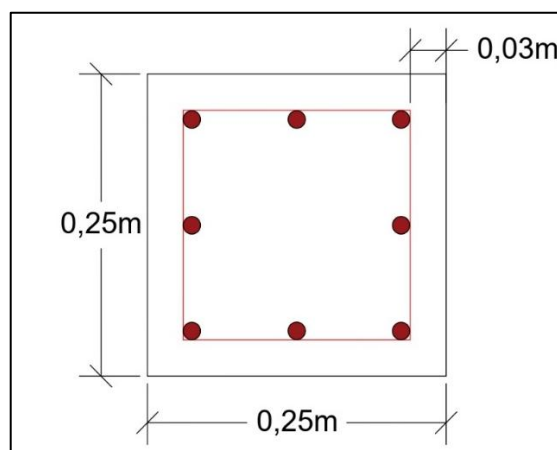
3.3 Dados do projeto e estimativa de cargas solicitantes

Para Velloso e Lopes (2010), a capacidade de carga é calculada por fórmulas que estudam a resistência de ponta e resistência lateral da estaca resultando na capacidade de carga total, mobilizando a resistência ao cisalhamento no solo, para os métodos estáticos. Tais métodos separam-se em teóricos ou semiempíricos.

É importante salientar que não foi possível acessar os cálculos utilizados para determinar os parâmetros da ponte, como peso próprio, cargas móveis ou cargas totais. Esses parâmetros foram deduzidos pelas autoras deste trabalho com base nos documentos disponíveis, que incluíram o projeto arquitetônico e o relatório de sondagem. Além disso, foi realizada uma visita ao local durante a fase de construção da estrutura, onde foram coletadas informações diretamente do engenheiro responsável como o tipo de cravação tipo de estaca.

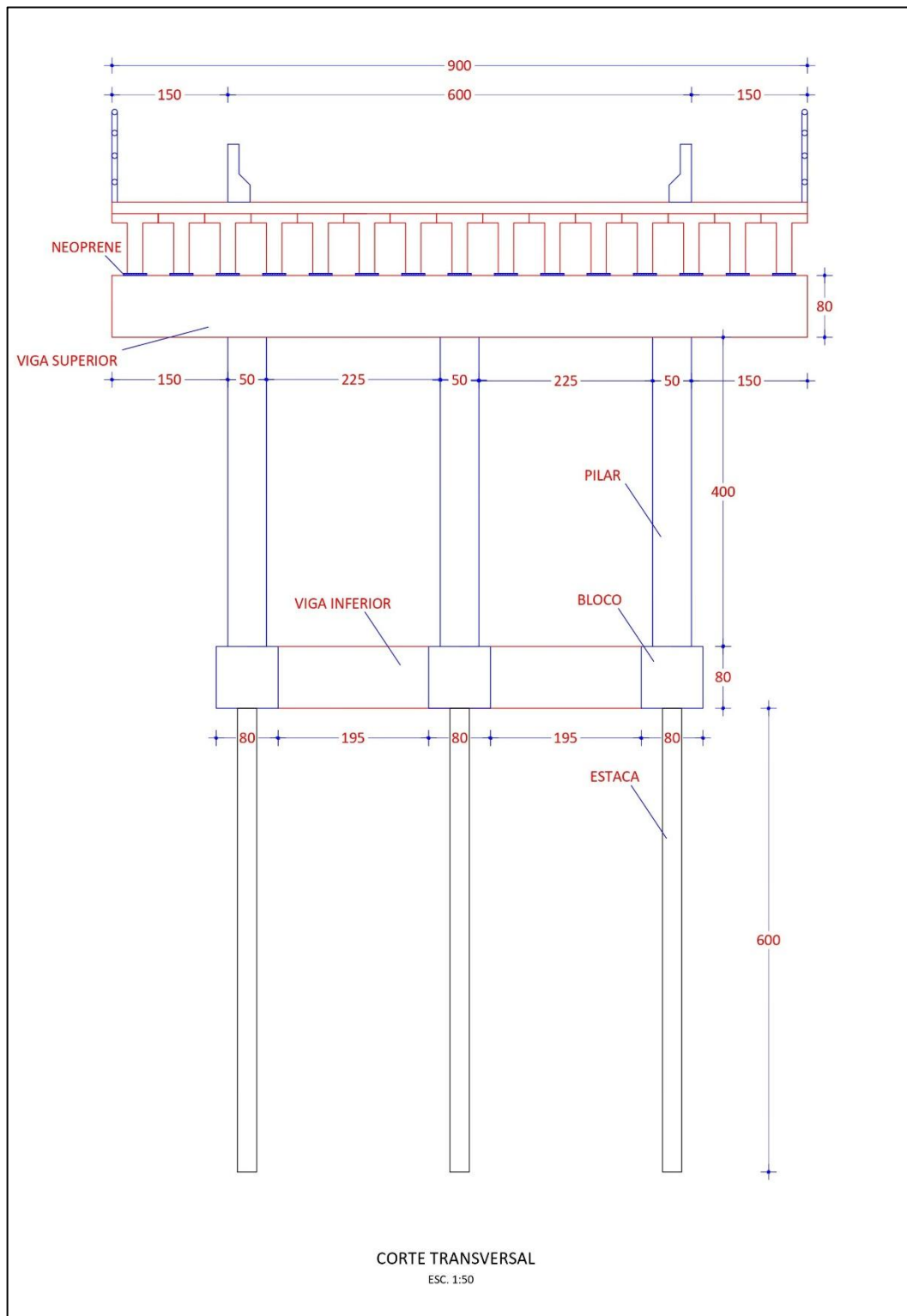
Para essa estrutura, foi empregada estaca pré-moldada de concreto, com geometria quadrada, cravada a percussão, com seção de 0,25x0,25 m (Figura 12), e cota de assentamento de 6 m, como pode ser visto na Figura 13 e na Figura 14.

Figura 12 – Seção da Estaca



Fonte: Autoria própria (2025).

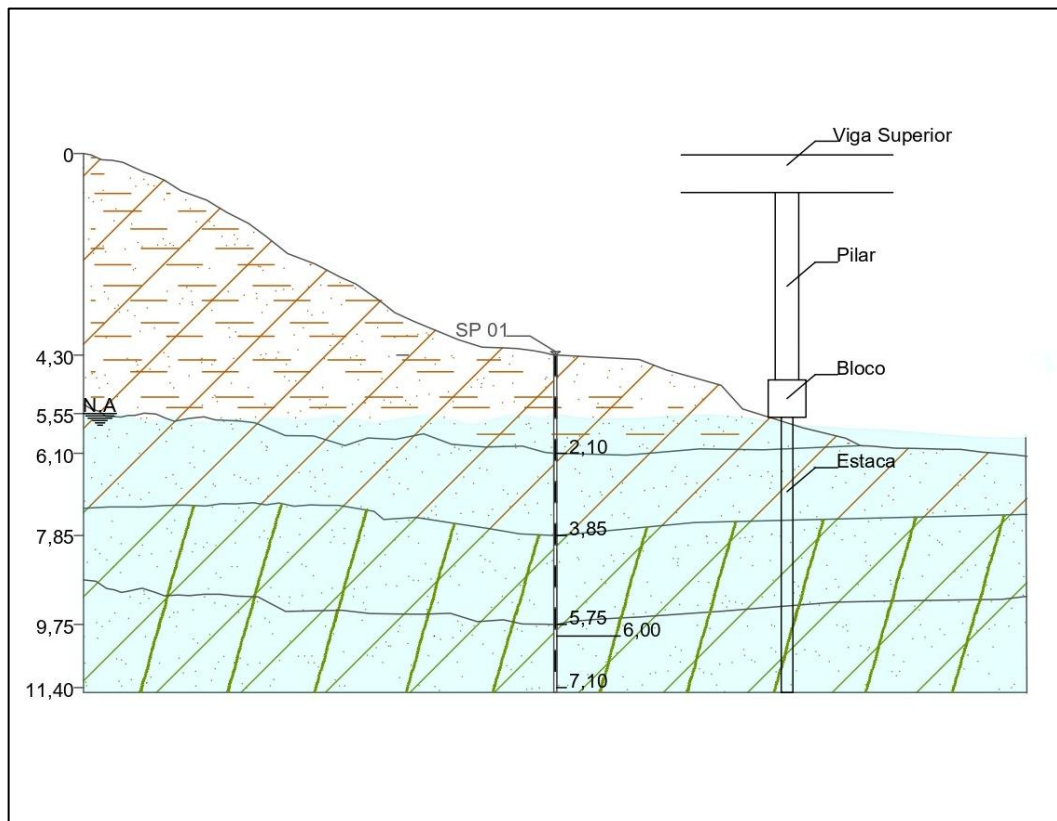
Figura 13 – Corte transversal – Projeto ponte sobre o Rio Moju



Fonte: Prefeitura Municipal de Goianésia do Pará (2022).

A Figura 14 mostra esquematicamente a profundidade da estaca em relação ao nível da água, as camadas e tipo de solo. É possível visualizar o posicionamento de parte da estrutura da fundação da ponte composta por estaca, bloco, pilar e viga superior.

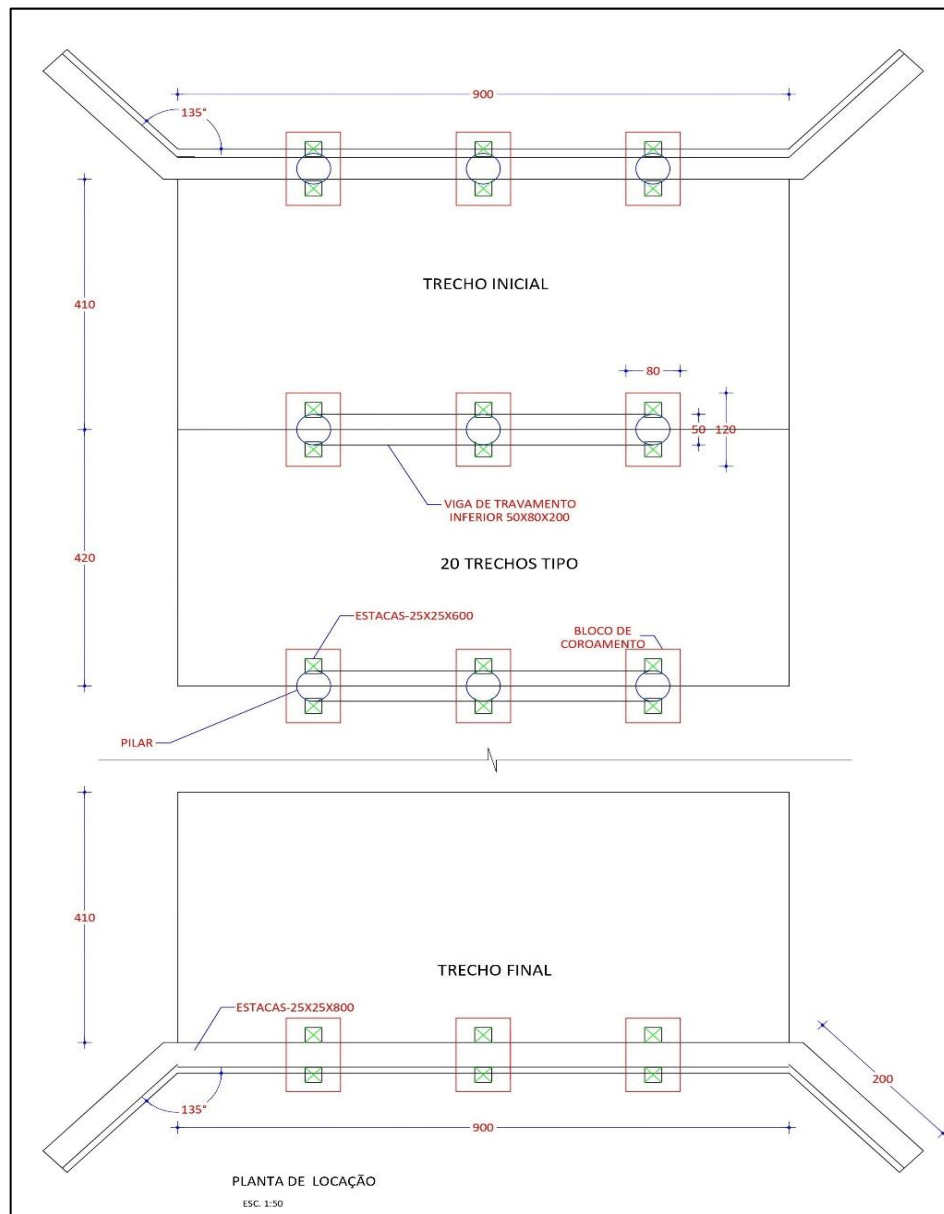
Figura 14 – Perfil do solo com estaca



Fonte: Autoria própria (2025).

Além dos dados de projeto para estimar as cargas da ponte, utilizou-se como referência a ABNT NBR 7188 (2024) - Ações devido ao tráfego de veículos rodoviários e de pedestres em pontes, viadutos e passarelas, sendo possível estimar as cargas que vão agir sobre a ponte, como veículos e pedestres, denominadas de cargas móveis. Também foi usada a ABNT NBR 6120 (2019) – Ações para o cálculo de estrutura de edificações, que forneceu entre seus dados os valores do peso específico dos materiais. Para iniciar a estimativa foi necessário determinar a carga móvel padrão e o seu posicionamento em relação ao tabuleiro da ponte (observado na Figura 15 na planta de locação).

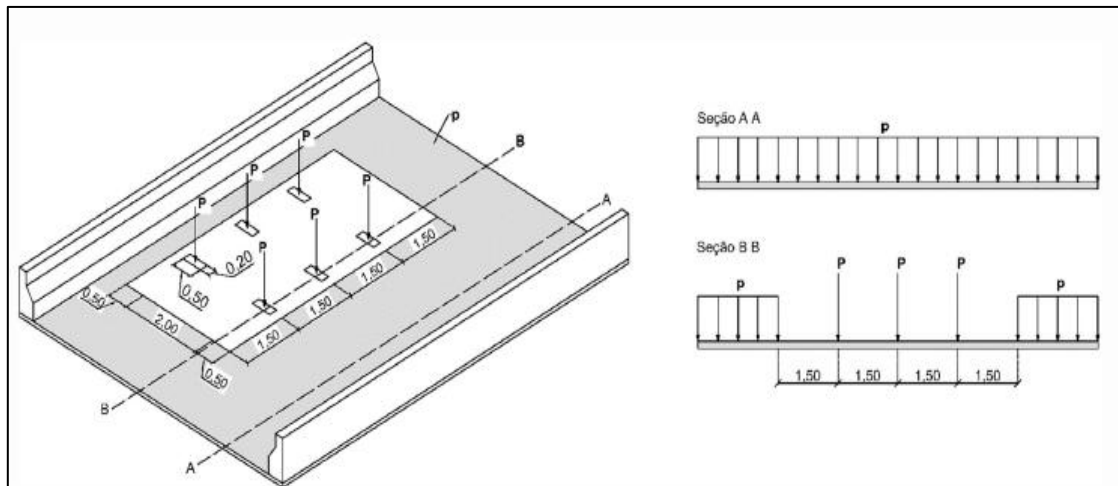
Figura 15 – Planta de localização do tabuleiro.



Fonte: Prefeitura Municipal de Goianésia do Pará (2022).

A carga móvel rodoviária padrão, chamada de TB-450, é definida por um veículo tipo de carga de 450 kN, com seis rodas, sendo a carga distribuída igualmente em cada roda suportando $P = 75 \text{ kN}$, com três eixos com distância de 1,5 m e área de ocupação de 18 m^2 , cercada por uma carga distribuída uniformemente constante de $p = 5 \text{ kN/m}^2$, como pode ser observado na Figura 16. Além da carga móvel e carga distribuída móvel, a NBR 7188/2024 indica a consideração de uma carga de passeio de 3 kN/m^2 concomitantemente na posição mais desfavorável a carga rodoviária do veículo tipo (NBR 7188/2024).

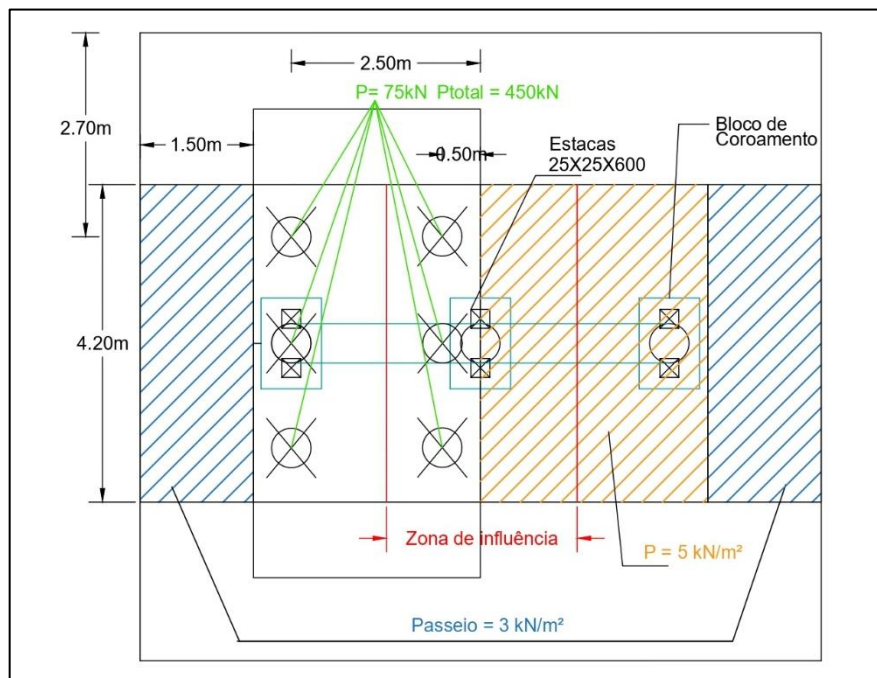
Figura 16 – Disposição das cargas estáticas



Fonte: NBR 7188 (2024).

Após estudo e análise do projeto estrutural da ponte, seguindo as orientações das normas técnicas e visando a segurança da estrutura, verificou-se a situação mais desfavorável para posicionar o veículo tipo é ao lado do tabuleiro de maneira que as rodas fiquem em cima do bloco de canto. Essa averiguação é importante, pois garante a estabilidade da estrutura. A Figura 17 mostra o posicionamento mais desfavorável, distribuição das cargas e zona de influência.

Figura 17 – Posicionamento das cargas e veículo tipo.



Fonte: Autoria própria (2025).

Para estimar o peso próprio da estrutura, multiplicou-se o volume pelo peso específico dos materiais que compõem a estrutura, que foram obtidos segundo a NBR 6120. Também foi

feita análise da zona de influência, que é a análise das partes da estrutura que serão afetadas com as cargas que serão aplicadas.

A observação seguiu o princípio determinado pela norma de considerar nos cálculos a situação mais desfavorável, partindo de dois cenários. O primeiro, com o veículo posicionado diretamente no centro transmitindo carga para o bloco central; a segunda observação, com a hipótese do veículo posicionado nas laterais da ponte, onde o segundo foi a situação mais desfavorável, obtendo-se os maiores valores de carga, como pode ser visto na Figura 17.

Com isso, foi analisada essa delimitação para o cálculo do peso próprio, que considerou tabuleiro, longarinas, neoprene, transversina, viga inferior, bloco de coroamento, pilar e estacas. Após a obtenção das cargas móveis e peso próprio, foi possível estimar a carga total, que será comparada ao resultado dos métodos de cálculo de capacidade de carga.

3.4 Métodos de cálculo de capacidade de carga

Foram empregados os métodos estáticos divididos em teóricos e semiempíricos para o cálculo da capacidade de carga de estacas, conforme descrito na literatura especializada. Entre os métodos teóricos, destacaram-se as soluções de Terzaghi, de Meyerhof, e a de Vesic; para os métodos semiempíricos que utilizam dados obtidos do ensaio de penetração padrão (SPT), destacaram-se dentre eles os métodos de Aoki e Velloso, Décourt-Quaresma, Velloso, Teixeira e, por último, Vorcaro e Velloso, possuindo grande relevância, pois combinam a teoria com dados empíricos, proporcionando uma estimativa mais precisa da capacidade de carga das estacas.

A solução de Berezantzev e colaboradores, particularmente, assim como o método de Meyerhof, tem uma grande contribuição para a análise do comportamento das estacas em solos arenoso. Contudo, para este trabalho tem-se um solo argiloso como base do estudo de caso. Devido a essa característica, foi necessário utilizar nesta pesquisa os métodos específicos para a análise de estacas em solos argilosos.

A definição dos parâmetros do solo foi realizada por meio da análise do perfil do solo e da consulta a literaturas vigentes. Essa abordagem permitiu a classificação do solo de acordo com as características de cada camada identificada. Segundo o relatório de sondagem, a primeira camada é composta por argila siltosa arenosa, que se enquadra na Tabela 12.

Tabela 12 - Argila siltosa pouco arenosa (terciário)

Faixa de SPT	Módulo de elasticidade (tf/m ²) (x10 ³)	Peso específico		Ângulo de atrito efetivo	Coesão efetiva (tf/m ²)
		Natural (t/m ³)	Saturado (t/m ³)		
0 a 2	0,1	1,7	1,8	20°	0,75
3 a 5	0,1 a 0,25	1,8	1,9	23°	1,5
6 a 10	0,25 a 0,5	1,9	1,9	24°	2,0
11 a 19	0,5 a 1	1,9	1,9	24°	3,0
20 a 30	3 a 10	2,0	2,0	25°	4,0
≥30	10 a 15	2,0	2,0	25°	5,0

Fonte: Joppert,. Jr (2007).

As camadas subseqüentes são predominantemente formadas por argila arenosa xistosa ou argila xistosa arenosa, classificando-se conforme a Tabela 13.

Tabela 13 – Argila arenosa pouco siltosa

Faixa de SPT	Módulo de elasticidade (tf/m ²) (x10 ³)	Peso específico		Ângulo de atrito efetivo	Coesão efetiva (tf/m ²)
		Natural (t/m ³)	Saturado (t/m ³)		
0 a 2	0,5	1,5	1,7	15°	1,0
3 a 5	0,5 a 1,5	1,7	1,8	15°	2,0
6 a 10	1,5 a 2	1,8	1,9	18°	3,5
11 a 19	2 a 3,5	1,9	1,9	20°	5,0
≥20	3,5 a 5	2,0	2,0	25°	6,5

Fonte: Joppert,. Jr (2007).

A Quadro 3 ilustra a classificação adotada por camada, permitindo a visualização das características do solo.

Quadro 3 – Classificação adotada

SP 01 (m)	Classificação do solo	Compacidade	SP 02 (m)	Classificação do solo	Compacidade	Classificação adotada
2,10	Argila siltosa arenosa	Média	2,25	Aterro argila siltosa	Mole	Argila siltosa pouco arenosa
3,85	Argila arenosa	Média	4,15	Argila arenosa	Média	Argila arenosa pouco siltosa
5,75	Argila arenosa xistosa	Rija	5,90	Argila arenosa xistosa	Rija	Argila arenosa pouco siltosa
7,10	Argila xistosa arenosa	Dura	8,55	Argila xistosa arenosa	Dura	Argila arenosa pouco siltosa

Fonte: Autoria própria (2025).

Conforme evidenciado no Quadro 3 e corroborado pelo relatório de sondagem, foram realizados dois furos de sondagem no local. No entanto, para simplificar os cálculos e considerando a proximidade dos valores obtidos, optou-se por utilizar apenas os dados do furo de sondagem SP 01 como parâmetro de cálculo. A partir desses dados foi possível aplicar as equações específicas de cada método para estimar a capacidade de carga da estaca.

As soluções teóricas são para determinar a capacidade carga de ponta sendo elas: solução de Terzaghi, solução de Meyerhof e solução de Vesic. A determinação da capacidade de carga lateral para as soluções teóricas leva em consideração o tipo de solo. Para solo argiloso saturado, tem-se: Método α (alfa) ou Enfoque em Tensões Totais, que usa a tensão total do solo como base de cálculo; Método β (beta) ou Enfoque em Tensões Efetivas, que usa a tensão efetiva do solo como base para seu cálculo; e Método λ (Lambda) ou Enfoque Misto, podendo ser usado tensão total e efetiva. Resultando em 14 combinações de cálculo para os métodos teóricos discriminadas na Tabela 14.

Tabela 14 – Combinações métodos teóricos

Tipo	Método
Teóricos	Terzaghi + Método α
Teóricos	Terzaghi + Método β
Teóricos	Terzaghi + Método λ
Teóricos	Meyerhof + Método α eq. 3
Teóricos	Meyerhof + Método β eq. 3
Teóricos	Meyerhof + Método λ eq. 3
Teóricos	Meyerhof + Método α eq. 4
Teóricos	Meyerhof + Método β eq. 4
Teóricos	Meyerhof + Método λ eq. 4
Teóricos	Meyerhof + Método α eq. 5
Teóricos	Meyerhof + Método λ eq. 5
Teóricos	Vesic + Método α
Teóricos	Vesic + Método β
Teóricos	Vesic + Método λ

Fonte: Autoria própria (2025).

Para estas soluções, os fatores de capacidade de carga segundo Velloso e Lopes (2010), variam de acordo com cada método. Na solução de Terzaghi, são separados em N_c , N_q , N_γ para ruptura geral de solos de elevada resistência e N'_c , N'_q , N'_γ para ruptura local de solos de baixa resistência, como pode ser visto na Tabela 1 (pág. 28). Na solução de Meyerhof esses fatores são determinados através da Figura 4 (pág. 30), e para solução Vesic determina-se

através da Tabela 2 (pág. 32). A partir disso, a resistência do solo será determinada através do SPT; quanto maior o SPT, maior a resistência, levando em consideração que se tem um solo argiloso que varia a compacidade entre média, rija e dura.

Na aplicação dos métodos semiempíricos, foram usados os métodos de: Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma, Velloso, Teixeira e Vorcaro-Velloso. O diferencial desse método em relação aos Teóricos é que cada método semiempírico tem sua própria equação de capacidade de carga de ponta e lateral, não precisando haver combinações com métodos para cálculo da resistência lateral, o que deixou os cálculos mais práticos e específicos, porém o método de Aoki-Velloso sofreu duas contribuições feitas por diferentes autores, originando 3 variações, totalizando 7 métodos semiempíricos calculados como pode ser visto na Tabela 15.

Tabela 15 – Combinações métodos semiempíricos

Tipo	Método
Semiempíricos	Aoki-Velloso
Semiempíricos	Aoki-Velloso (Coef. Benegas e Laprovitera)
Semiempíricos	Aoki-Velloso (Coef. Monteiro)
Semiempíricos	Décourt-Quaresma
Semiempíricos	Velloso
Semiempíricos	Teixeira
Semiempíricos	Vorcaro-Velloso

Fonte: Aatoria própria (2025).

Após a determinação dos parâmetros de cálculo, e definida as combinações, a aplicação das equações é simples, todas foram usadas na íntegra, considerando as condições do terreno e as especificações dos métodos, resultando num total de 21 variações entre teóricos e semiempíricos.

Para mais praticidade nos cálculos, utilizou-se o software Microsoft Office Excel, a fim de garantir a confiabilidade na aplicação dos métodos e tornar viável os cálculos de capacidade de carga para estacas. Após a obtenção dos resultados, realizou-se a comparação, analisando-se teóricos e semiempíricos de forma isolada e conjunta. No próximo tópico, serão apresentadas as planilhas com os resultados, comparativo dos métodos e discussão.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nesta seção serão apresentados os resultados obtidos nesse trabalho, divididos em tópicos. No primeiro, serão expostas as tabelas de resultados e seus respectivos gráficos para os métodos teóricos e semiempíricos, além dos valores da carga total da ponte; no segundo, será apresentada a discussão sobre os resultados apresentados no primeiro tópico, e no terceiro será feito um comparativo dos resultados obtidos neste trabalho com um estudo relacionado referente a uma dissertação.

4.1 Resultado comparativo dos Métodos de Capacidade de Carga

Neste tópico serão apresentados os resultados da capacidade de carga admissível de cada método utilizado, inicialmente na ordem em que foram calculados, seguido do comparativo por ordem crescente de resultados. Por fim, haverá apresentação dos resultados em percentual.

Um total de 21 cálculos foi realizado, abrangendo 7 aplicações de métodos semiempíricos e 14 análises por métodos teóricos. As análises teóricas exigiram a utilização de combinações específicas para obter resultados para os valores de cargas laterais, permitindo uma avaliação da capacidade de carga.

Os dados do projeto indicam a existência de duas estacas por bloco, como exibido na Figura 15 (pág. 53). Por esse motivo, os valores de carga admissível considerados nesse projeto foram multiplicados por dois, de acordo com a quantidade de estacas por bloco; esses valores podem ser observados na Tabela 16, sendo usados nas análises.

Para comparar os métodos, foi necessário estimar a carga solicitante da ponte, conforme os dados disponíveis. De acordo com a estimativa, a ponte possui uma carga solicitante total por bloco de 571,05 kN, obtida a partir de análises das cargas móveis de acordo com a NBR 7188 (ABNT 2024) e peso próprio da estrutura.

Na Tabela 16, é possível verificar os resultados para capacidade de carga admissível de ponta (Q_p adm), capacidade de carga admissível lateral (Q_l adm) e capacidade de carga admissível total (Q adm) na ordem que foram calculados.

Tabela 16 – Resultados métodos de cálculo

Tipo	Método	2*Qp adm	2*Ql adm	2*Q adm
Racional	Terzaghi + Método α	213,65	380,63	594,28
Racional	Terzaghi + Método β	166,03	34,20	200,23
Racional	Terzaghi + Método λ	166,03	495,06	661,09
Racional	Meyerhof + Método α eq. 3	799,18	380,63	1179,81
Racional	Meyerhof + Método β eq. 3	721,23	34,20	755,43
Racional	Meyerhof + Método λ eq. 3	721,23	495,06	1216,30
Racional	Meyerhof + Método α eq. 4	798,42	380,63	1179,05
Racional	Meyerhof + Método β eq. 4	720,48	34,20	754,67
Racional	Meyerhof + Método λ eq. 4	720,48	495,06	1215,54
Racional	Meyerhof + Método α eq. 5	274,33	380,63	654,95
Racional	Meyerhof + Método λ eq. 5	270,58	495,06	765,64
Racional	Vesic + Método α	573,61	380,63	954,23
Racional	Vesic + Método β	573,61	34,20	607,81
Racional	Vesic + Método λ	573,61	495,06	1068,67
Semiempírico	Aoki-Velloso	482,14	177,96	660,10
Semiempírico	Aoki-Velloso (Coef. Benegas e Laprovitera)	421,88	282,73	704,60
Semiempírico	Aoki-Velloso (Coef. Monteiro)	227,81	222,80	450,61
Semiempírico	Décourt-Quaresma	232,50	273,33	505,83
Semiempírico	Velloso	1018,00	472,10	1490,10
Semiempírico	Teixeira	171,88	384,00	555,88
Semiempírico	Vorcaro-Velloso	1087,23	222,89	1310,12

Fonte: Autoria própria (2025).

Para melhor entendimento, os resultados foram comparados em ordem crescente, do menor para o maior valor de capacidade de carga admissível. Com isso, é possível identificar com facilidade as discrepâncias entre os métodos (Tabela 17). E para facilitar a identificação e comparação no decorrer do texto, os métodos serão numerados do 1 ao 21 de acordo com essa ordem.

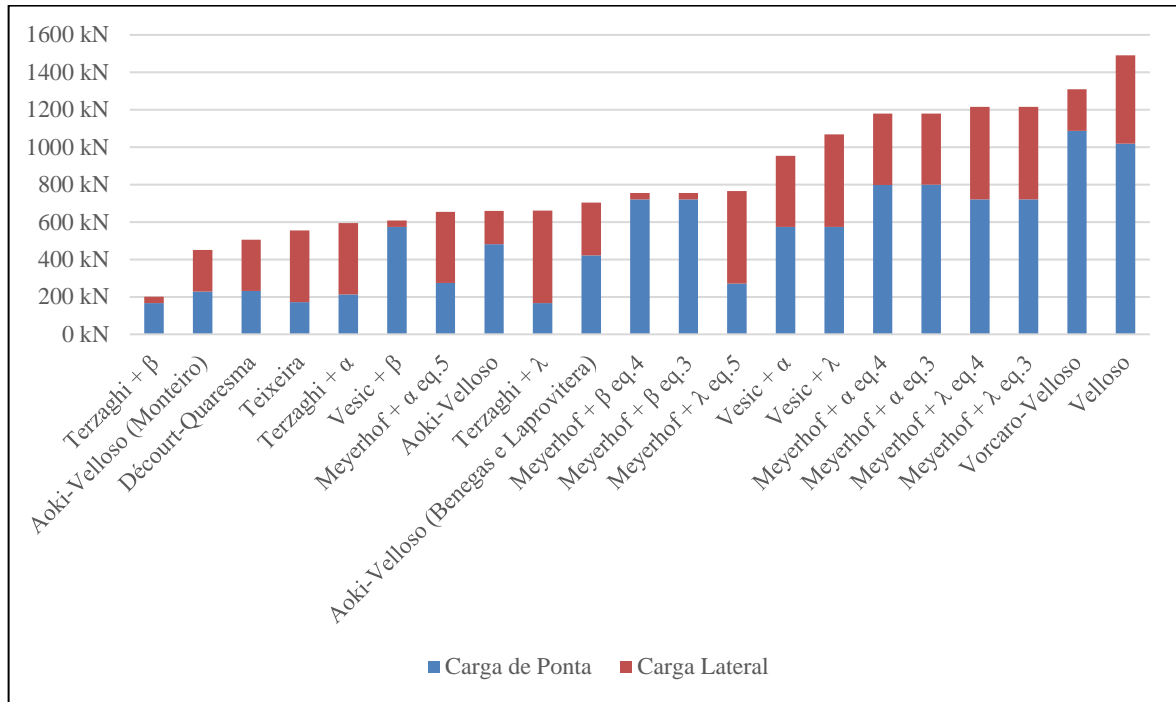
Tabela 17 - Resultados métodos de cálculo em ordem crescente

Código	Tipo	Método	2*Qp adm	2*Ql adm	2*Q adm
1	Racional	Terzaghi + Método β	166,03	34,20	200,23
2	Semiempírico	Aoki-Velloso (Coef. Monteiro)	227,81	222,80	450,61
3	Semiempírico	Décourt-Quaresma	232,50	273,33	505,83
4	Semiempírico	Teixeira	171,88	384,00	555,88
5	Racional	Terzaghi + Método α	213,65	380,63	594,28
6	Racional	Vesic + Método β	573,61	34,20	607,81
7	Racional	Meyerhof + Método α eq. 5	274,33	380,63	654,95
8	Semiempírico	Aoki-Velloso	482,14	177,96	660,10
9	Racional	Terzaghi + Método λ	166,03	495,06	661,09
10	Semiempírico	Aoki-Velloso (Coef. Benegas e Laprovitera)	421,88	282,73	704,60
11	Racional	Meyerhof + Método β eq. 4	720,48	34,20	754,67
12	Racional	Meyerhof + Método β eq. 3	721,23	34,20	755,43
13	Racional	Meyerhof + Método λ eq. 5	270,58	495,06	765,64
14	Racional	Vesic + Método α	573,61	380,63	954,23
15	Racional	Vesic + Método λ	573,61	495,06	1068,67
16	Racional	Meyerhof + Método α eq. 4	798,42	380,63	1179,05
17	Racional	Meyerhof + Método α eq. 3	799,18	380,63	1179,81
18	Racional	Meyerhof + Método λ eq. 4	720,48	495,06	1215,54
19	Racional	Meyerhof + Método λ eq. 3	721,23	495,06	1216,30
20	Semiempírico	Vorcaro-Velloso	1087,23	222,89	1310,12
21	Semiempírico	Velloso	1018,00	472,10	1490,10

Fonte: Autoria própria (2025).

O Gráfico 1 apresenta o comparativo dos resultados em ordem crescente referente à Tabela 17. No eixo horizontal, ilustram-se os diferentes métodos e combinações, enquanto no eixo vertical apresentam-se os valores de capacidade de cargas; as barras azuis representam a capacidade de carga admissível de ponta (Q_p adm) e as barras em vermelho indicam a capacidade de carga lateral admissível (Q_l adm); a soma dessas duas capacidades fornece a carga admissível total (Q adm) para cada estaca; maiores valores representam maior capacidade de carga total.

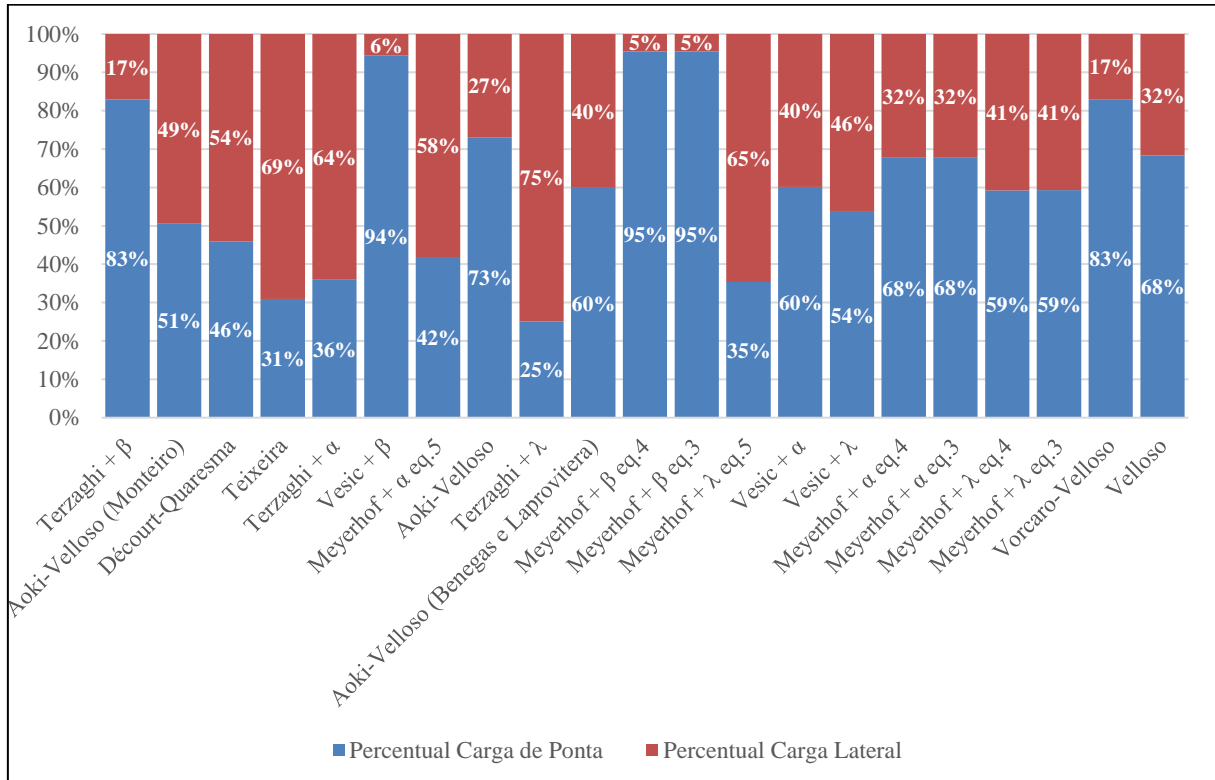
Gráfico 1 - Capacidade de carga admissível



Fonte: Autoria própria (2025).

No Gráfico 2, pode-se observar os resultados em percentual e qual capacidade de carga admissível foi predominante em cada método.

Gráfico 2 – Capacidade de carga em percentual



Fonte: Autoria própria (2025).

4.2 Discussão dos Resultados

De acordo com alguns trabalhos, como Giaccon Junior *et al.* (2019), Conceição Junior e Silva, (2019) e Nicoletti *et al.* (2023), entre os métodos mais difundidos e usados no Brasil está o de Aoki e Velloso (Coef. Benegas e Laprovitera). Seu resultado nesta pesquisa para capacidade de carga admissível total foi 704,60 kN. Seus valores são medianos em relação aos outros métodos e variam pouco; a distribuição da sua capacidade de carga admissível de ponta e lateral varia de forma razoável, tem-se 40% para carga lateral e 60% para carga de ponta. Por ser um dos métodos mais difundidos, inclusive mais analisados em pesquisas, seus valores servirão de base para o comparativo dos demais métodos. Dessa forma, a partir de tal determinação, os 21 métodos calculados neste trabalho serão divididos em três grupos (A, B e C), admitindo-se uma margem de 15%³ para mais ou para menos, a partir do método base; os valores que estiverem dentro deste limite estarão no grupo B, os abaixo desse limite, no grupo A, e os acima desse limite, no grupo C.

Com base nessas admissões, e de acordo com a Tabela 17 (pág. 61), que enumera os métodos do 1 ao 21, o grupo A é formado pelos cinco primeiros métodos, o grupo B pelos métodos que vão do sexto ao décimo terceiro, e o grupo C do décimo quarto até o vigésimo primeiro método. Além das categorias estabelecidas, também se levou em consideração a carga solicitante por bloco da estrutura, de 571,05 kN.

A comparação inicial e mais relevante dos métodos é em relação à carga solicitante por bloco, com o valor de 571,05 kN. Esta comparação permitiria avaliar se os parâmetros adotados em projeto seriam suficientes para suportar a carga solicitante. Portanto, dentre os métodos analisados, quatro tiveram valor inferior à carga solicitante. São eles: Terzaghi com β , com o valor de 200,23 kN; Aoki-Velloso (Coef. Monteiro), com 450,61 kN; Décourt-Quaresma, com 505,83 kN; e Teixeira, com 555,88 kN. De acordo com esses resultados, pode-se concluir que a fundação não suportaria a carga solicitante, sendo necessário reavaliar os parâmetros de projeto para que a fundação suportasse esta carga. Um exemplo de medida a ser adotada na fase de projeto seria considerar uma terceira estaca no bloco, de modo que a carga admissível fosse suficiente para a estabilidade.

Como citado anteriormente, teve-se acesso aos parâmetros de cálculo da ponte, como projeto estrutural e relatório de sondagem, mas não se teve acesso ao seu memorial de cálculo.

³ Foi definido de acordo com os resultados que mais se afastaram do método base determinado nesse trabalho.

Tendo em vista que a estrutura se apresenta estável, entende-se que a carga de ruptura do solo foi suficiente para suportar a carga solicitante prevista. Percebe-se ainda que os métodos usados nos cálculos foram suficientes para determinar a capacidade de carga das fundações. Dessa forma, os parâmetros de cálculo não serão alterados, uma vez que o objeto de estudo deste trabalho está em pleno funcionamento, comprovando que os parâmetros adotados na ponte estão corretos e demonstrando que esses métodos com valor inferior à carga solicitante, apesar de serem métodos comprovadamente validados na literatura, provavelmente não foram usados nos métodos de cálculo da ponte em questão.

Porém, analisando os quatro métodos (com valores inferiores à carga solicitante) por sua carga de ruptura⁴, apenas o primeiro método – de Terzaghi com β – obteve valor inferior à carga solicitante, estando a carga de ruptura dos outros três acima da solicitação, sem obedecer às exigências de segurança.

Após a análise dos métodos pela carga solicitante, iniciou-se a comparação entre eles de acordo com os grupos: primeiro o grupo A, por serem os valores mais baixos, seguido pelo grupo C, dos valores mais altos, e por último pelo grupo B, dos valores que ficaram dentro dos limites arbitrados de 15%, sendo considerados os mais moderados levando em conta o método base de Aoki e Velloso (Coef. Benegas e Laprovitera).

Para o grupo A, entre os resultados de capacidade de carga admissível, o que apresentou valor mais baixo foi o método de Terzaghi combinado com β , com um valor de 200,23 kN. Em comparação com o método de Aoki-Velloso (coef. Monteiro), que apresentou a segunda capacidade de carga mais baixa, observa-se uma diferença significativa, sendo o valor do segundo método mais que o dobro do primeiro (um total de 450,61 kN, 125% a mais).

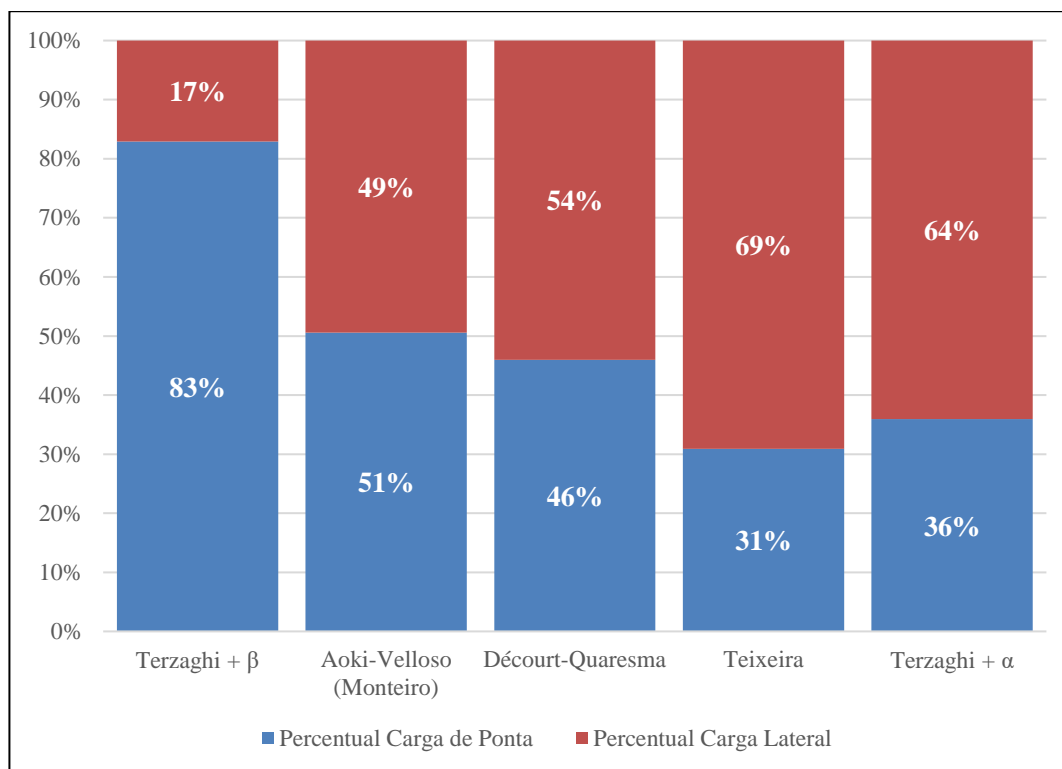
Além dos comparativos por capacidade de carga total admissível, também será analisado o comparativo por parcelas de contribuição de cargas. De forma simples segundo Velloso e Lopes (2010), a capacidade de carga total da estaca se divide em duas parcelas, ponta e lateral, onde a primeira é a componente da carga total que transfere carga ao solo através da base ou ponta da estaca resultando na capacidade de carga de ponta, e a segunda componente transfere carga para o solo ao longo de sua área lateral, através do atrito entre duas superfícies, resultando na capacidade de carga lateral.

Comparando os resultados de ponta e lateral para o Método 1 (Terzaghi com β), observou-se que 83% do seu valor está concentrado na carga de ponta, enquanto 17%

⁴ Isto é, sem considerar o coeficiente global de segurança.

corresponde à carga lateral. Para o Método 2 (Aoki-Velloso – Coef. Monteiro), a distribuição da capacidade de carga mostrou que 51% do seu valor está concentrado na carga de ponta e 49% na carga lateral, como pode ser visto no Gráfico 3.

Gráfico 3 – Capacidade de cara em percentual - Grupo A



Fonte: Autoria própria (2025).

As observações realizadas indicam que o Método 1, apresenta uma carga admissível lateral de valor baixo não ultrapassando 17%. Já o Método 2, demonstra uma distribuição equilibrada entre as cargas de ponta e lateral, sendo um método semiempírico que possui cálculo próprio para esses dois mecanismos.

Para o Método 3 (Décourt-Quaresma) seu valor de carga admissível total é 505,83 kN, distribuído 54% para lateral e 46% para ponta, demonstrando uma variação de cargas mediana, com apenas 8% de diferença e tendo a carga de lateral como predominante, uma tendência oposta aos dois métodos anteriores. Isto foi similar aos próximos dois métodos em relação à distribuição das cargas.

O Método 4 (Teixeira) e o Método 5 (Terzaghi com α) do grupo A apresentam valores de carga admissível próximos, respectivamente de 555,88 kN e 594,28 kN. Analisando os dois métodos, percebe-se que ambos possuem tendência similar. Para o Método 4, o valor em percentual de carga admissível lateral é 69%, e para a ponta, 31%; e para o Método 5, resulta

em 64% lateral e 36% de ponta. Apesar de serem métodos diferentes, sendo um semiempírico e o outro racional, ambos têm a carga lateral como predominante.

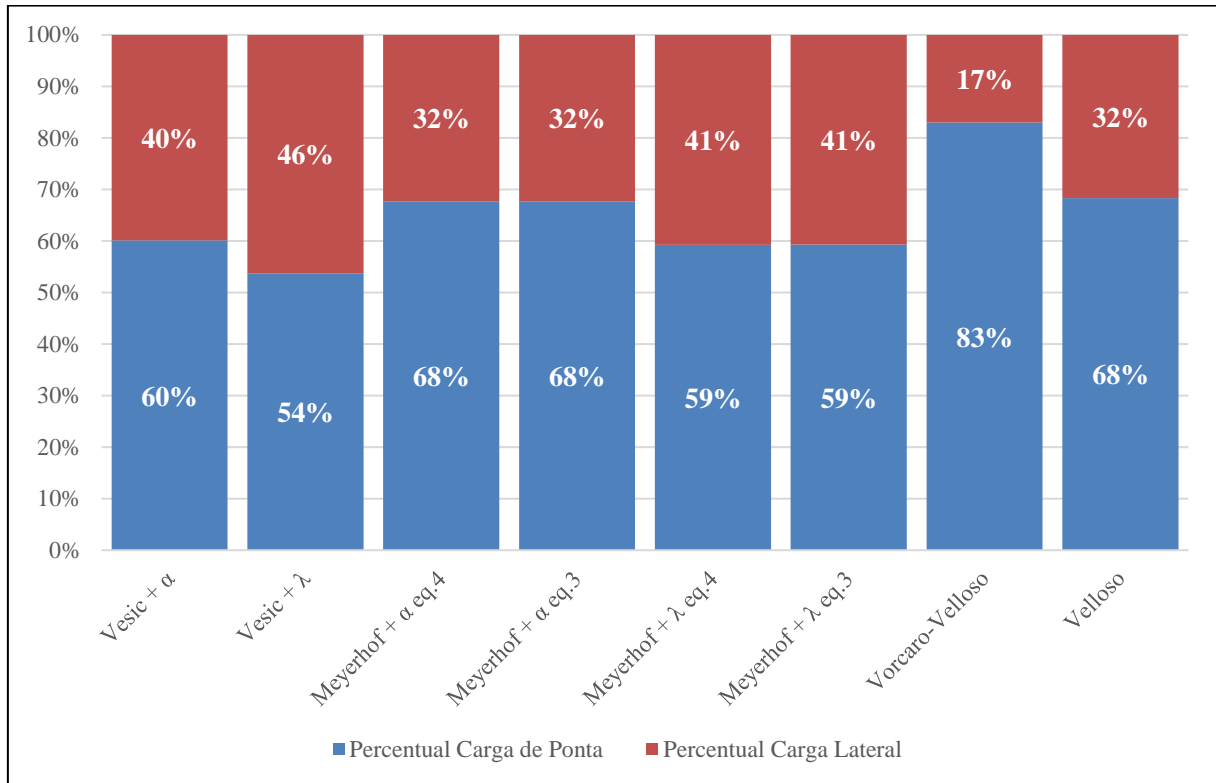
Em comparação direta entre esses cinco métodos do grupo A três possuem a carga lateral como predominante, sendo dois semiempíricos e um racional. O método com maior variação entre suas cargas é o Método 1; e o Método 2, apesar de ter a carga de ponta como predominante, com 2% a mais que a lateral, é o método com a menor variação de carga, quase igualando os valores de suas cargas lateral e de ponta.

No caso dos métodos do grupo C, que são os maiores resultados de cálculo, nota-se uma variação de carga de cerca de 56% entre o décimo quarto e vigésimo primeiro método. Em sua maioria, são formados por métodos teóricos, sendo os seis primeiros teóricos e os dois últimos semiempíricos. Todos são superiores à carga solicitante da ponte por bloco, com o menor resultado obtido ultrapassando 67%, e o maior ultrapassando 161% – quase o dobro da carga solicitante.

O grupo é formado pelos seguintes métodos: 14. Vesic com α com valor de carga total admissível de 954,23 kN; 15. Vesic com λ com carga admissível de 1.068,67 kN; 16. Meyerhof com α eq.4 carga admissível de 1.179,05 kN; 17. Meyerhof com α eq.3 carga admissível de 1.179,81 kN; 18. Meyerhof com λ eq.4 carga admissível de 1.215,54 kN; 19. Meyerhof com λ eq.3 carga admissível de 1.216,30 kN; 20. Vorcara-Velloso carga admissível de 1.310,12 kN; e por último 21. Velloso carga admissível de 1.490,10 kN.

A principal semelhança entre esses métodos é a distribuição de suas cargas. Todos têm como carga dominante a capacidade de carga de ponta, além de quase todos (exceção ao vigésimo método, de Vorcara-Velloso) terem suas capacidades de carga em torno de 60% para carga admissível de ponta e próximo de 40% para carga admissível lateral, como pode ser visto no Gráfico 4. Já em Vorcara-Velloso, a carga percentual de ponta é de 83% e 17% para a carga lateral, sendo a maior discrepância entre os métodos do grupo C.

Gráfico 4 – Capacidade de carga em percentual – Grupo C

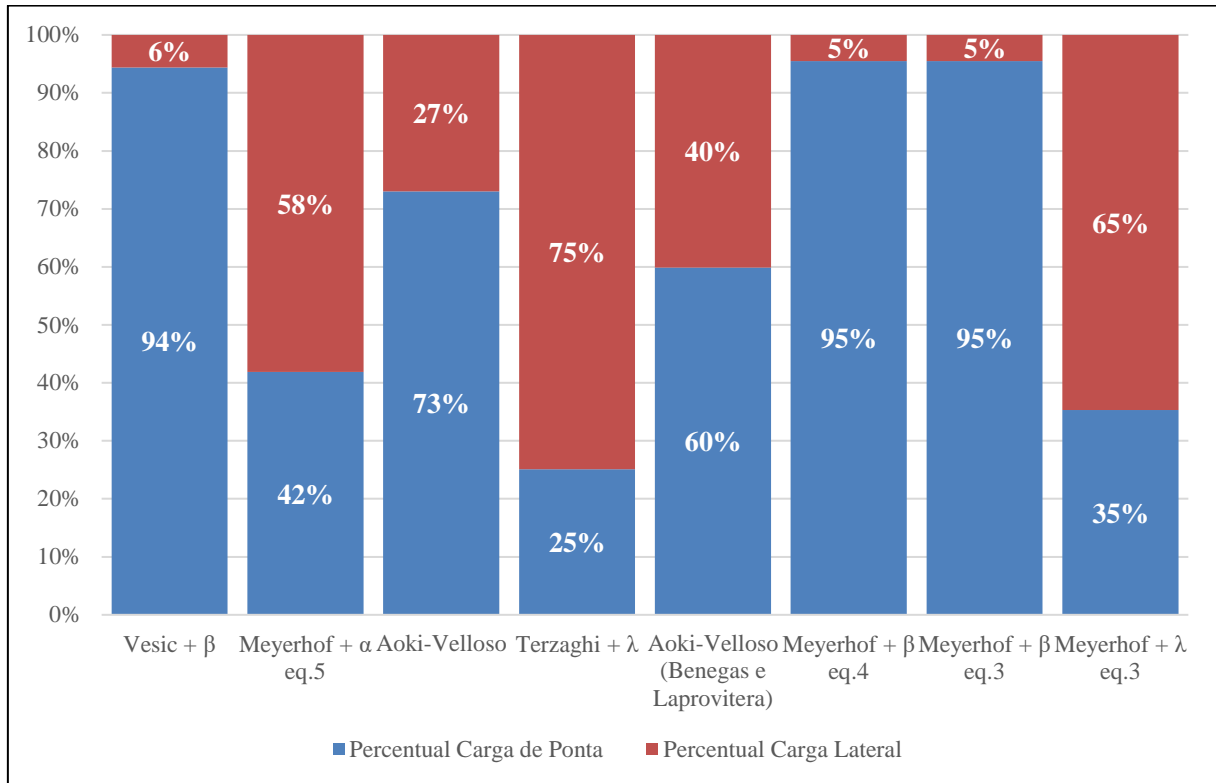


Fonte: Autoria própria (2025).

Os métodos do grupo B, com os resultados moderados variando dentro do limite de 15% em consideração ao método base de Aoki e Velloso (Coef. Benegas e Laprovitera), estão entre o sexto e o décimo terceiro, são eles respectivamente, 6. Vesic com β , 7. Meyerhof com α eq.5, 8. Aoki Velloso, 9. Terzaghi com λ , 10. Aoki-Velloso (coef. Benegas e Laprovitera), 11. Meyerhof com β eq.4, 12. Meyerhof com β eq.3 e 13. Meyerhof com λ eq.5. Esses métodos são compostos por 2 métodos semiempíricos e 6 teóricos com uma variação de carga de 26% entre o sexto e o décimo terceiro, onde todos têm seus resultados superiores a carga solicitante.

Não há um padrão na distribuição de suas cargas, mas 5 deles possuem a carga de ponta como predominante: são os métodos 6, 8, 10, 11, 12. Nos outros 3, predomina a carga lateral, sendo eles os métodos 7, 9 e 13, como pode ser visto no Gráfico 5.

Gráfico 5 – Capacidade de carga percentual – Grupo B

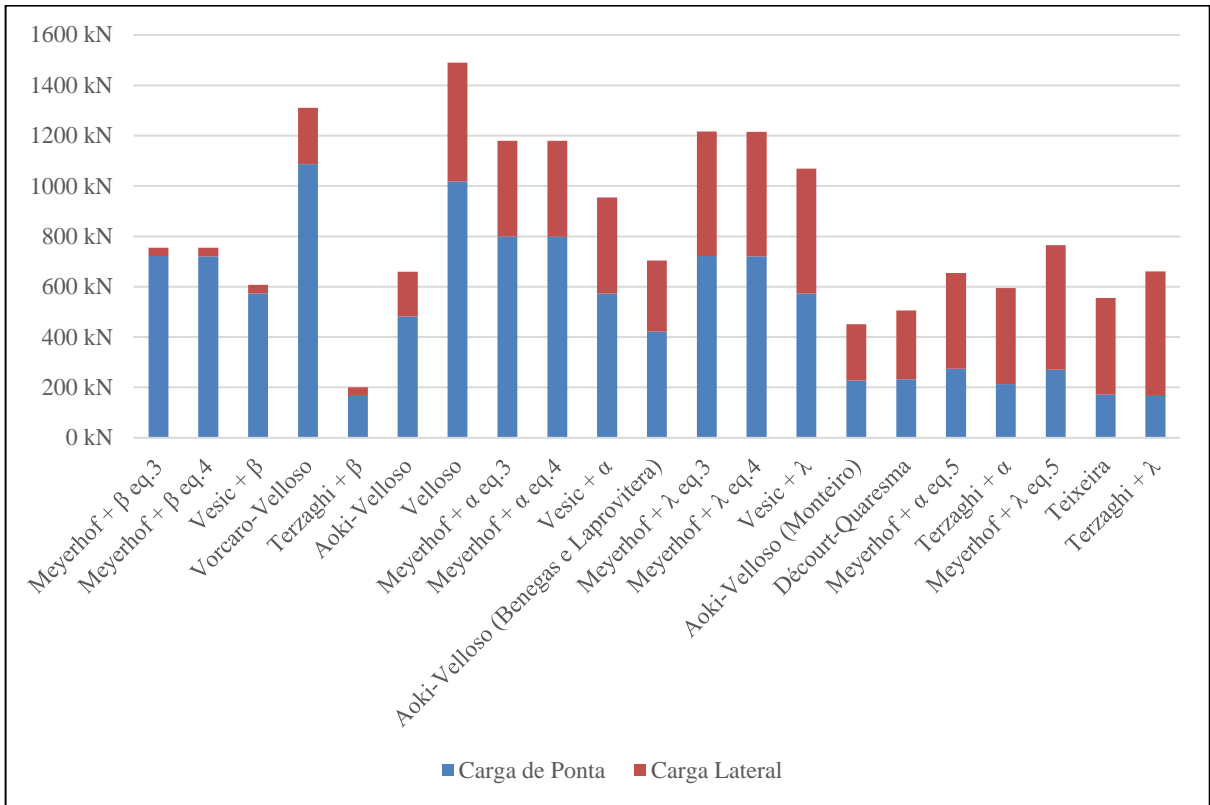


Fonte: Autoria própria (2025).

Fazendo uma análise geral, entre os 21 métodos, 15 possuem a carga admissível de ponta como predominante, sendo um total de 71% dos métodos. Essa constatação está de acordo com as características do perfil de solo, uma vez que a ponta da estaca está assentada na camada de solo de maior resistência. Em relação à baixa predominância de carga lateral admissível, esta se dá pelo comprimento da estaca (cerca de 6 m), sendo relativamente curta; estacas de maiores comprimentos elevariam os valores de carga lateral.

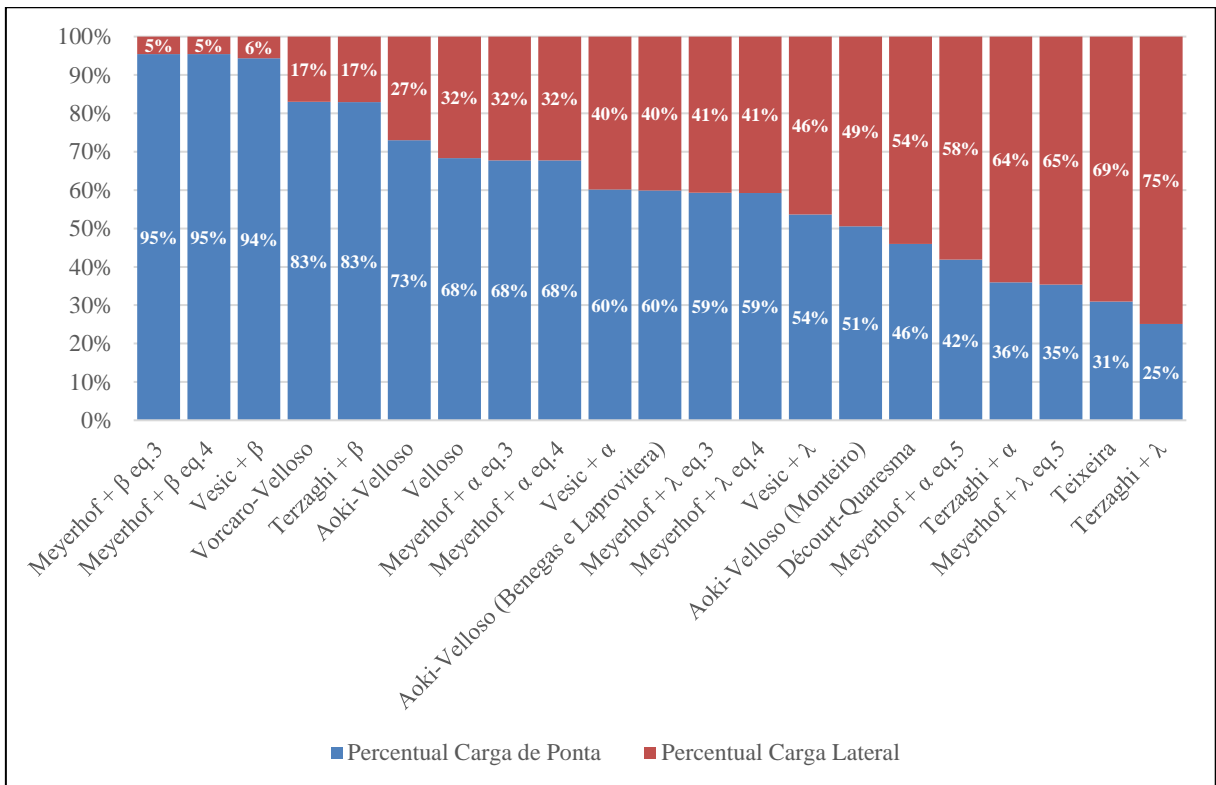
Segundo Cintra e Aoki (2010), a solicitação de ponta só é mobilizada quando a resistência lateral tiver atingido sua máxima solicitação. E, como visto, os resultados de carga lateral foram os menores na maioria dos métodos. Os Gráfico 6 e Gráfico 7 mostram como seria a ordem crescente dos métodos se fosse levado em consideração a contribuição do valor da carga lateral como parâmetro prioritário de comparação.

Gráfico 6 – Capacidade de carga admissível – Ordenamento de carga lateral



Fonte: Autoria própria (2025).

Gráfico 7 – Ordenamento de carga lateral em percentual



Fonte: Autoria própria (2025).

Entre os cinco primeiros métodos mais baixos, quatro são Métodos β , mostrando como o método traz resultados baixos de resistência lateral, não ultrapassando 7% nos três primeiros métodos, o que pode se justificar pelo comprimento da estaca: este método só apresentará resultados mais altos, para estacas longas.

E dos dez primeiros métodos (ou seja, as menores capacidades de carga) em relação à comparação de resistência lateral, sete são métodos teóricos. Entre os métodos de combinações com fórmulas teóricas, o método λ em todas as suas combinações apresentou valores elevados, sendo a combinação de Terzaghi com λ é a que teve maior predominância da carga lateral na resistência total.

Para o ordenamento pela carga lateral, os métodos teóricos se distribuem ao longo do Gráfico 7. Das 14 combinações teóricas, 4 possuem a carga lateral como majoritária. São eles: Meyerhof com α eq.5, Terzaghi com α , Meyerhof com λ eq.5, Terzaghi com λ , demonstrando altos resultados de carga lateral para os Métodos α e λ . Dessa forma, o ordenamento dos métodos teóricos de capacidade de carga lateral seria: Método β , α e λ , onde o Método β resulta em menor valor da carga lateral, o Método α mostra um valor intermediário e λ exibe maior valor da carga lateral.

Deve-se notar com essas observações que, caso a capacidade de carga lateral fosse o principal critério de comparação, um fator que diminuiria a discrepância entre carga lateral e de ponta seria o comprimento da estaca. Uma estaca com comprimento maior poderia aumentar a capacidade de carga lateral admissível da estaca. Por exemplo, se o comprimento for aumentado em 10%, aumenta-se a proporção de contribuição da carga lateral do Gráfico 7, porém mantendo-se a hierarquia da carga total entre os métodos.

A distribuição da capacidade de carga entre a lateral e a ponta depende do método adotado, que pode ser escolhido de acordo com os critérios de projeto a serem atingidos. Caso um dos principais critérios fosse a economia de material, sem levar em consideração outros fatores como o processo de análise de atrito negativo e olhando somente a capacidade de carga lateral, o método λ resultaria num dimensionamento mais econômico. No entanto, não é este o objetivo deste trabalho, sendo importante ressaltar que é necessário considerar diversos fatores nos critérios de projeto, e a determinação do principal critério varia de acordo com a necessidade.

4.3 Comparativo dos resultados com estudo relacionado

Para melhor fundamentar esta pesquisa buscou-se na literatura trabalhos similares, como o de Perez (2014), com o título “Análise de transferência de carga em estacas escavadas em solo da região de Campinas/SP”, com objetivo principal avaliar o comportamento à compressão de três estacas escavadas de diferentes diâmetros (0,25m, 0,30m, e 0,40m) e comprimento de 5m, empregando-se métodos de capacidade de carga teóricos e semiempíricos. Embora tenha um tema relativamente diferente, tem entre seus objetivos específicos a comparação da carga de ruptura nas provas de carga em relação ao estimado inicialmente pelos métodos teóricos e semiempíricos.

Apesar da comparação não ser propriamente entre métodos de forma teórica, faz-se uma comparação com base em provas de carga, o que deixa o trabalho mais exato, comprovando de fato a eficiência do método para os parâmetros de cálculo específicos usados pela autora, pois, segundo Perez (2014), a prova de carga é o modo mais confiável para prever a capacidade de carga e reproduz as condições ideais da fundação.

Os métodos teóricos usados por Perez foram: Método de Meyerhof (1953); Vesic (1977); Tomlinson (1957) método α ; Mclelland (1974) método λ e Randolph e Murphy (1985) método α ; e para solos granulares foi utilizado o método de Meyerhof (1977).

Os semiempíricos foram Aoki e Velloso (1975); Laprovitera (1988); Pedro Paulo da Costa Velloso (1981); Milititsky e Alves (1985); Décourt e Quaresma (1996); *Décourt e Quaresma (1996); Teixeira (1996); Vorceiro e Velloso (2000); UFRGS (2005); Schmertmann e Nottingham (1978); DeRuiter e Beringen (1979); Philipponnat (1980); Bustamanante e Gianceselli (1982); Alonso (1996) Carvalho *et al* (1998; Ranzine (2000); Peixoto (2001).

Alguns desses métodos são específicos para solos arenosos, pois a dissertação levou em consideração solos coesivos e não coesivos. Dessa forma, para melhorar a sua contribuição para esse trabalho, será feita comparação com os parâmetros mais parecidos possíveis. Serão comparados a este trabalho os resultados de cálculo para a estaca de 0,25 m de diâmetro e 5 m de comprimento para solos coesivos, limitando-se a métodos comuns a ambos os trabalhos para ensaios de SPT. A Tabela 18 demonstra os resultados para os métodos teóricos calculados por Perez, (2014) para solos coesivos.

Tabela 18 – Combinação dos métodos teóricos

Tipo de Solo	Combinações	Q_P (kN)	Q_L (kN)	Q_T (kN)
Coesivo	3. Meyerhof (1953) + α RM ¹	10	36	45
	1. Meyerhof (1953) + α T.M ²	10	50	60
	2. Meyerhof (1953) + Mc ³	10	78	88
	4. Vesic (1977) + α TM	83	50	132
	5. Vesic (1977) + λ Mc	83	78	161
	6. Vesic (1977) + α R.M	83	36	118

¹Rm: Randolph e Murphy, (1985) ²T.M: Tomlinson, (1957); ³Mc: Mcllelland, (1974);

Fonte: Adaptado de Perez (2014, p128).

Dos métodos teóricos para solos coesivos usados na dissertação, os métodos de Meyerhof e Vesic são comuns a ambos os trabalhos. No entanto, as combinações feitas por Perez (2014) se diferem devido às necessidades específicas da pesquisa. A título de comparação, a principal semelhança entre os métodos de Vesic é a carga de ponta com maior parte da contribuição na capacidade de carga total em ambas as pesquisas, independentemente das diferenças entre os métodos, já para Meyerhof esses resultados são contrários, na dissertação predomina carga latera e neste trabalho carga de ponta.

Em relação aos métodos semiempíricos, a Tabela 19 demonstra os resultados calculados por Perez (2014), sendo estes métodos também usados pelas autoras desse trabalho.

Tabela 19 – Resultados métodos semiempíricos

Método	Ensaio	Q_P (kN)	Q_L (kN)	Q_T (kN)
Vorcaro e Vellosos (2000)	SPT	0 ^c	0 ^c	31
Aoki e Velloso (1975)	SPT	22	24	46
Aoki e Velloso (1975); Laprovitera (1988)	SPT	16 ^a	50 ^a	67 ^a
Teixeira (1996)	SPT	28	42	70
Décourt e Quaresma (1996)	SPT	24 ^b	56 ^b	79 ^b
Pedro Paulo da Costa Velloso (1981)	SPT	66	102	168

Tabela 19 – Resultados métodos semiempíricos

(continuação)

^aValores ajustados para estacas escavadas, conforme Aoki e Velloso (1975); Laprovitera (1988) e Benegas (1993). Para estacas cravadas seriam (em kN): Q:40, QL:77, QT:117.

^bValores ajustados para estacas escavadas, conforme Décourt (1998). Para estacas cravadas seriam (em kN): Q:37, QL:65, QT:102.

^cO valor de fato é zero, porém não há uma explicação no texto original

Fonte: Adaptado de Perez (2014).

Em comparação geral, os métodos semiempíricos calculados por Perez tiveram como carga predominante a carga lateral em todos os métodos apresentados na Tabela 19; os calculados pelas autoras deste trabalho tiveram a carga de ponta como predominante em 71% dos métodos, notando-se uma grande diferença nos resultados das pesquisas.

Na tentativa de realizar uma comparação mais específica entre as duas pesquisas, escolheram-se dois métodos para calcular segundo as especificações de estacas cravadas, mantendo os parâmetros de solo da dissertação. Levando em conta o Método de Décourt-Quaresma, que nas pesquisas de Perez (2014) obteve o melhor resultado em comparação com a prova de carga, e de Aoki e Velloso (Laprovitera), que é o método determinado como base para este trabalho, modificaram-se seus dados segundo as especificações de estacas cravadas e obtiveram-se os resultados seguintes: (em kN): QP:40, QL:77, QT:117 para Aoki e Velloso (Laprovitera), e para Décourt-Quaresma (em kN): QP:37, QL:65, QT:102.

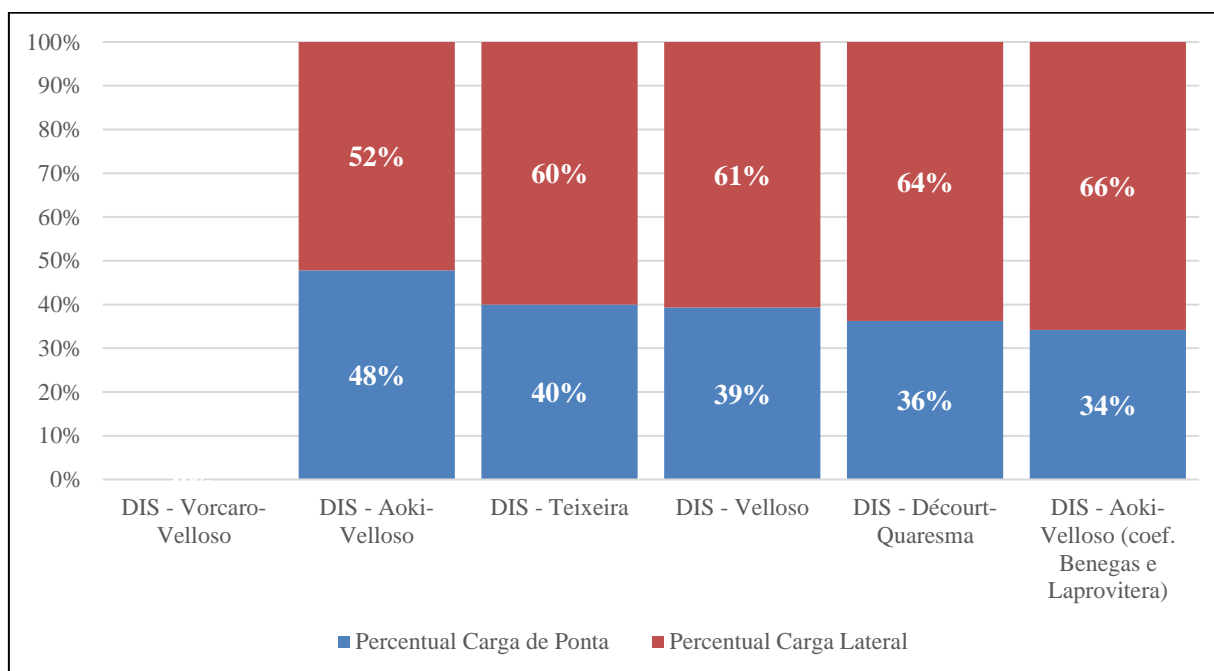
Analisando de acordo com a modificação feita para Décourt-Quaresma, entre as duas pesquisas, a principal semelhança é na contribuição das cargas, a lateral contribuindo próximo a 60% e a de ponta contribuindo próximo a 40%, tendo ambas a carga lateral como predominante. Já no caso de Aoki e Velloso (Laprovitera), suas cargas variam de forma oposta. Para os resultados segundo os parâmetros de solo de Perez (2014) para estacas cravadas, a carga lateral é predominante, com 64%, e a ponta com 36%; para o mesmo método nas condições desta pesquisa, a carga predominante é a ponta, 60%, e a lateral apresenta 40%. Assim, não se observou um padrão na contribuição das cargas mesmo aplicando esses métodos para estacas cravadas.

A partir dessas comparações, tanto para métodos teóricos quanto para métodos semiempíricos, não foi possível encontrar um padrão de cargas entre as duas pesquisas. Isso pode se justificar pela diferença de comprimento da estaca e a cota de assentamento da ponta. A predominância de carga lateral calculado por Perez (2014) em seu estudo se dá pelo fato de a ponta da estaca não estar assentada na camada mais resistente do solo, devido o comprimento

da estaca ser reduzido, não chegando à camada mais resistente. Portanto, as comparações entre as duas pesquisas tornam-se limitadas.

Em relação à ordenação da capacidade de carga lateral para os resultados dos métodos semiempíricos, nota-se um ordenamento semelhante entre ambas as pesquisas, como pode ser visto no Gráfico 8.

Gráfico 8 - Ordenamento métodos semiempíricos calculados por Perez, (2014).



Fonte: Autoria própria (2025).

Dos métodos comuns as duas pesquisas, quatro obtiveram a mesma posição, são eles: Vorcaro-Velloso, Aoki-Velloso, Velloso e Décourt-Quaresma. No caso do método de Teixeira na dissertação esteve na terceira posição, enquanto nesta pesquisa está em último; Aoki e Velloso (Laprovitera) esteve na sexta posição da dissertação e nesta pesquisa esteve em quarto, estando entre ele apenas o método de Décourt-Quaresma.

Com relação à conclusão observada na dissertação, encontrou-se a semelhança de que em ambos os trabalhos analisados há grandes discrepâncias nas contribuições de cada tipo de carga. Para os métodos semiempíricos, notam-se mais disparidades, como a diferença na carga predominante, conseqüentemente a variação de percentual entre carga de ponta e lateral. Apesar dessas diferenças, uma semelhança relevante é no ordenamento da capacidade de carga lateral, pois dos seis métodos comuns a ambas as pesquisas, quatro mantiveram-se na mesma colocação.

No entanto, na análise geral das duas pesquisas, a dissertação concluiu que tanto os métodos teóricos quanto semiempíricos superestimaram a parcela referente à ponta e subestimaram a parcela de atrito lateral, essa informação pode parecer contraditória ao analisar que os resultados dos métodos semiempíricos citados nessa discussão onde destaca a carga lateral como prioritária.

Porém a dissertação de Perez (2014) faz a comparação de seus métodos com a prova carga de estacas notando que a carga ponta é superestimada e a carga lateral é subestimada quando comparado os métodos de cálculo com os valores de prova de carga. E para este trabalho não é possível determinar esse fator uma vez que não foi feita prova de carga nas estacas analisadas nessa monografia.

5 CONCLUSÃO

Atividades relacionadas à escolha dos métodos de cálculo de capacidade de carga de estacas são essenciais para garantir a segurança e a estabilidade das estruturas, bem como a eficiência econômica dos projetos de construção. Isso porque existem muitos métodos que são capazes de prever a capacidade de cargas que uma estrutura suporta.

Este trabalho fez um comparativo de métodos teóricos e semiempíricos para estacas pré-moldadas de concreto, utilizando as reações de apoio da ponte sobre o Rio Moju, no município de Goianésia do Pará, embasando-se em pesquisas da literatura a fim de se definirem os principais conceitos e de observar a existência de estudos similares, analisando artigos, livros e publicações relevantes. Com base nessa avaliação, coletaram-se dados específicos para o estudo de caso a partir de sondagens efetuadas no terreno, reunindo informações relacionadas ao interesse da pesquisa.

Esses dados foram utilizados no traçado do perfil do solo, por meio da caracterização geotécnica do local. Selecionaram-se, então, os métodos de cálculo apropriados ao perfil do solo identificado, escolhendo as soluções adequadas ao local de estudo. Por fim, realizou-se uma comparação entre os métodos adotados, examinando os resultados gerados em cada abordagem aplicada.

Foram feitos 21 cálculos abrangendo 7 aplicações de métodos semiempíricos e 14 de métodos teóricos utilizando combinações específicas para resultados de cargas laterais. Os métodos teóricos apresentaram resultados variados de capacidade de carga admissível total, estando entre eles o valor mais baixo (de Terzaghi com β) e o antepenúltimo mais alto (de Meyerhof com λ eq.3). Sua distribuição entre os grupos acontece de forma similar, ocupando 40% dos métodos do grupo A e 75% dos métodos nos grupos B e C.

Dos 14 métodos de cálculos teóricos, 65% teve carga admissível de ponta como predominante, com destaque para os métodos de Meyerhof e Vesic, que mostraram os maiores valores para carga de ponta. Para o Método de Terzaghi, seus valores de ponta só ganham destaque na combinação com o método β , que resulta em um valor de carga lateral baixo, o que eleva o percentual de carga de ponta, sendo o seu resultado o menor valor de carga admissível total.

Em relação a carga admissível lateral dos métodos teóricos, o Método β foi o que apresentou o pior desempenho. Dos cinco primeiros métodos mais baixos de carga lateral, quatro são Métodos β , mostrando como o método traz resultados baixos de resistência lateral,

não ultrapassando 7% nos três primeiros métodos, o que pode se justificar pelo comprimento da estaca: este método só apresentará resultados mais altos para estacas longas.

Em contrapartida, o método mais alto em carga admissível lateral também foi um método teórico, onde o método λ em todas as suas combinações apresentou valores elevados, sendo a combinação de Terzaghi com λ a que teve maior predominância da carga lateral na resistência total. Verificou-se que para as condições de solo e parâmetros de projeto observadas na ponte em questão, os métodos teóricos α e λ apresentam maiores resultados.

Os resultados dos métodos semiempíricos possuem um maior padrão na distribuição de suas cargas, predominando em 71% deles a capacidade de carga admissível de ponta. Para carga admissível total, os métodos de Vorcaro-Velloso e Velloso são os maiores resultados, ocupando o penúltimo e o último valor mais alto de carga total, tendo a carga de ponta com a maior parcela.

Um destaque relevante são os métodos do grupo A, nos quais 60% são métodos semiempíricos, estando entre eles o método de Décourt-Quaresma, um dos mais usados na prática, sendo o terceiro método com valor mais baixo de carga total, não ultrapassando a carga solicitante para as condições de projeto desse trabalho.

O método base para o comparativo dos cálculos foi Aoki-Velloso (Coef. Benegas e Laprovitera), citado em alguns trabalhos como um dos mais usados no Brasil, apresentando resultado mediano quando comparado a outros métodos. Neste trabalho, foi possível trabalhar com 3 combinações de cálculos para esse método, estando dois no grupo B e um no grupo A.

O método de Aoki-Velloso (Coef. Monteiro) foi o segundo menor valor de carga total; Aoki-Velloso e Aoki-Velloso (coef. Benegas e Laprovitera) foram, respectivamente, o oitavo e o décimo, sendo que a proposta original de Aoki-Velloso obteve a maior parcela na carga de ponta.

Com todas essas análises, o estudo contribuiu para confirmar a importância de conhecer o solo e seus parâmetros, pois os métodos podem apresentar valores diversos quando submetidos a análises de solos diferentes e tipos de fundação. Para as condições deste estudo, os métodos que apresentaram melhor desempenho foram os do grupo B. Entre eles, o método que apresentou valor mediano entre as cargas foi o método base de Aoki e Velloso (Coef. Benegas e Laprovitera); já o que mostrou maior contribuição de carga lateral desse grupo e entre todos os métodos foi Terzaghi com λ , demonstrando, dessa forma melhores desempenhos.

Por fim, este estudo se mostrou importante não só para a área de fundações de forma técnica, mas também pode servir de base para estudos futuros, além de exemplo para cursos de graduação, onde na sua maioria os graduandos não têm contato com todos esses métodos ao longo das disciplinas.

REFERÊNCIAS

- AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS – ANA. Hidroweb. In: **SISTEMA NACIONAL DE INFORMAÇÕES SOBRE RECURSOS HÍDRICOS (SNIRH)**, 2005. Disponível em: <https://www.snirh.gov.br/hidroweb/serieshistoricas>. Acesso em: 31 ago. 2024.
- AGUIAR, Marcos Fábio Porto; MOREIRA, João Paulo Ramalho; OLIVEIRA, Francisco Heber Lacerda. Determinação de capacidade de carga de estacas considerando a resistência por atrito lateral no amostrador SPT. **Conexões Ciência e Tecnologia**, v. 8, n. 3, 2014.
- ALMEIDA, Paulo A. A. de. **Fundações: teoria e prática**. São Paulo: Pioneira, 2002.
- ALMADA, Jorge Luís Augusto *et al.* **Avaliação de métodos de uso corrente para estimativa da capacidade de carga de estacas escavadas na cidade de Maringá**: In: SOCIEDADE PORTUGUESA DE GEOTECNIA, 147., 2019, Londrina. [S.L.]: Geotecnia, 2019. p. 103-116.
- AOKI, N.; VELLOSO, D. A. Um método aproximado para estimativa da capacidade de carga de estacas. In: *Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações*, 4., 1975, Buenos Aires. Anais [...]. Buenos Aires: [s.n.], 1975. p. 367–376. repae-online.com.br
- ARREAS, Natasha. **Tipos de fundações**. Blog Natasha Arraes Ateliê de Arquitetura, 2016. Disponível em: <https://naarraes.wordpress.com/2016/06/20/tipo-de-fundacoes/>. Acesso em: 24 mar. 2025.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA E AMBIENTAL. **Manual de sondagens: boletim n. 3**. 5. ed. São Paulo: ABGE, 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122:2019 – Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484:2020 – Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188:2013 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas**. Rio de Janeiro, 2013.
- BENEGAS, J. R. Estudo da capacidade de carga de estacas escavadas em areia através de provas de carga estáticas e métodos semi-empíricos. 1993. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) — Universidade de São Paulo, São Carlos, 1993. Repositório Institucional UFC
- CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1988. 234 p.
- CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações: fundamentos**. 6. ed. rev. e ampl. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora, 1988. v. 1.
- CINTRA, Julio Ferreira; AOKI, Nelson. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

CONCEIÇÃO JUNIOR, Gabriel Farias; SILVA, Paulo Victor Gomes da. Comparativo de capacidade de carga de estacas escavadas por método racional e semiempírico. **Technology Science**, v. 2, n. 1, p. 18–22, jan. 2020. Anais da 3ª Semana de Engenharia Civil da Universidade Federal do Sul e Sudeste do Pará. DOI: 10.6008/CBPC2674-6425.2020.001.0003.

COSTA, Walter Duarte. **Geologia de barragens**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

DANZIGER, B. R. **Estudo de correlações entre os ensaios de penetração estática e dinâmica e suas aplicações ao projeto de fundações profundas**. Disponível em: <http://hdl.handle.net/11422/3224>. Acesso em: 24 mar. 2025.

DANZIGER, Bernadete Ragoni; LOPES, Francisco de Resende. **Fundações em Estacas**. Rio de Janeiro: Ltc, 2022. 212 p.

E-CIVIL. **O que é fundação profunda**. Dicionário da Construção Civil, [s.d.]. Disponível em: <https://www.ecivilnet.com/dicionario/o-que-e-fundacao-profunda.html>. Acesso em: 24 mar. 2025.

GIACON JUNIOR, Admir José *et al.* **Confiabilidade de métodos de previsão da capacidade de carga de estacas a partir de resultados de CPT**. 147., 2109, São Paulo. [S.L.]: Geotecnia, 2019. p. 61-76.

GOOGLE. **Goianésia do Pará, PA**. Google Maps, 2025. Disponível em: <https://www.google.com/maps/place/Goian%C3%A9sia+do+Par%C3%A1,+PA,+68639-000/@-3.8419111,-49.0993974>. Acesso em: 24 mar. 2025.

GOOGLE. **Goianésia do Pará, PA**. Google Earth, 2025. Disponível em: <https://earth.google.com/web/@-4.05136271,-49.3136858,63.56221286a,1000.00000013d,30y,0h,0t,0r/data=CgRCAggBMikKJwolCiExZFhjM3RPWkVPNjJSOTBNTjRMYlh4SEUyUTUwcHFISUMgAToDCgEwQgIIAEoICJG0kYIEEAE>. Acesso em: 24 jul. 2025.

IBGE, Município de Goianésia do Pará. 2025. Base Cartográfica Contínua do Brasil. Versão 2025. Disponível em: IBGE. Acesso em: 24 jul. 2025.

JOPPERT JR, Ivan. **Fundações e Contenções de Edifícios** – São Paulo: Pini ISBN 978-85 7266-177-5, 2007. 221p.

LANGONE, M. J. **Método UFRGS de previsão de capacidade de carga em estacas: análise de provas de carga estáticas instrumentadas**. Disponível em: <http://hdl.handle.net/10183/79814>. Acesso em: 24 mar. 2025.

LAPROVITERA, S. M. Estudo da capacidade de carga de estacas moldadas in loco em areia através de provas de carga estáticas e métodos semi-empíricos. 1988. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) — Universidade de São Paulo, São Carlos, 1988.Repositório UFAL+1Repositório Institucional UFC+1

LEÃO, M. F. **Fundamentos da mecânica dos solos**. Londrina: Editora Distribuidora Educacional S.A, 2018. 216 p.

MEYERHOF, G. G. The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads. *Proceedings of the Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, v. 1, p. 440–445, 1953.

MEYERHOF, G. G. **The ultimate bearing capacity of foundations**. In: **2ª Conferência Internacional sobre Mecânica do Solo e Engenharia de Fundações**, 1951. Anais... v. 1, p. 1–15.

MONTEIRO, T. M. M. Análise de métodos semi-empíricos nacionais e internacionais para previsão de capacidade de carga de estacas escavadas em Fortaleza. 2017. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) — Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2017. Disponível em: <http://www.repositorio.ufc.br/handle/riufc/64251>. Acesso em: [data de acesso]. Repositório Institucional UFC.

NICOLETTI, Renato Silva *et al.* Análise comparativa de métodos semiempíricos destinados ao cálculo da capacidade de carga de estacas. **REPAAE – Revista Ensino e Pesquisa em Administração e Engenharia**, São Paulo, v. 9, n. 3, p. 51–70, set./dez. 2023. ISSN: 2447-6129.

OPENSTREETMAP – Adaptado de **OpenStreetMap Foundation (OSMF)**, 2025. Disponível em: <https://www.openstreetmap.org/search?query=4%C2%B003%2705%22+S+49%C2%B018%2750%22W&zoom=10&minlon=-50.34072875976563&minlat=-4.469641844538518&maxlon=-48.46481323242188&maxlat=-3.4928601714481537#map=10/-3.7464/-49.3231>. Acesso em: 23 set. 2025.

PEREIRA, Armando Belato. **Metodologia semiempírica de cálculo de capacidade de carga geotécnica de estacas com base em dados de SPT extrapolados via krigagem e ensaios de carregamento dinâmico**. 2020. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2020.

PÉREZ, Nurian Bibiana Munévar. **Análise de transferência de carga em estacas escavadas em solo da região de Campinas/SP**. 2014. 205 f. Tese (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Campinas/Sp, 2014.

SILVA, João. **Manual de fundações e estruturas**. São Paulo: Editora Técnica, 2010.

TEIXEIRA, A. H. Capacidade de carga de estacas a partir de sondagens de simples reconhecimento. In: **Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**, 11., 1996, Brasília. Anais [...]. Brasília: [s.n.], 1996. p. 535–542.

TERZAGHI, Karl; PECK, Ralph B. **Mecânica dos solos na prática de engenharia**. 2. ed. Nova Iorque: Wiley, 1967.

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

VESIC, A. S. Analysis of ultimate loads of shallow foundations. **Journal of Soil Mechanics and Foundations Divisions**, v. 99, n. SM1, p. 45–73, 1973.

VESIC, A. S. **Design of pile foundations**. [S.l.]: [s.n.], 1973.

ZIENKIEWICZ, O. C.; TAYLOR, R. L. *The Finite Element Method: Volume 1: The Basis*. 5. ed. Oxford: Butterworth-Heinemann, 2000.

VORCARO, C. S.; VELLOSO, D. A. Análise de provas de carga em estacas escavadas em areia. In: **Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**, 11., 1996, Brasília. Anais [...]. Brasília: [s.n.], 1996. p. 553–560.[repositório Institucional UFC+6Pantheon+6](http://repositório.institucional.ufc.br/pantheon/6).

GOIANÉSIA DO PARÁ (PA). **Plano Municipal de Defesa Civil**. Goianésia do Pará, 2024. Disponível em: arquivo pessoal, prefeitura municipal.

APÊNDICE A

MÉTODOS TEÓRICOS OU TEORICOS

Tabela 20 – Dados comuns aos cálculos

$Z(m)$	N_{spt}	φ (°)	$C(kPa)$	$\gamma(kPa)$	$\gamma_{sub}(kPa)$	$A_b(m^2)$	$\Delta_L(m)$	$U(m)$
2,10	6	24	20	19	9	0,63	2,10	1
3,85	9	18	35	19	9	0,63	1,75	1
5,75	17	20	50	19	9	0,63	1,90	1
6,00	45	25	65	20	10	0,63	0,25	1
7,10	50	25	65	20	10	0,63	1,35	1

Fonte: Autoria própria (2025).

Tabela 21 – Método de Terzaghi com Método

$Z(m)$	σ_r	q_p (kPa)	$Q_{p,ultm}$ (kN)	$Q_{l,ultm}$ (kN)	$Q_{l,acum}$ (kN)	Q_r (kN)	$Q_{p,adm}$ (kN)	$Q_{l,adm}$ (kN)	Q_{adm} (kN)	Q_{adm} (kN) * 2estacas
2,10	39,90	581,52	36,35	126,00	126,00	162,35	18,17	63,00	81,17	162,35
3,85	73,15	782,42	48,90	130,73	256,73	305,63	24,45	128,36	152,81	305,63
5,75	109,25	1135,61	70,98	96,90	353,63	424,60	35,49	176,81	212,30	424,60
6,00	114,25	3418,48	213,65	27,00	380,63	594,28	106,83	190,31	297,14	594,28
7,10	136,25	3697,88	231,12	132,00	512,63	743,74	115,56	256,31	371,87	743,74

Fonte: Autoria própria (2025).

Tabela 22 – Método de Terzaghi com Método β

$Z(m)$	σ'	q_p (kPa)	$Q_{p,ultm}$ (kN)	$Q_{l,ultm}$ (kN)	$Q_{l,acum}$ (kN)	Q_r (kN)	$Q_{p,adm}$ (kN)	$Q_{l,adm}$ (kN)	Q_{adm} (kN)	$Q_{adm}(kN)$ * 2estacas
2,10	18,9	463,92	29,00	6,99	6,99	35,98	14,50	3,49	17,99	35,98
3,85	34,65	632,27	39,52	9,08	16,07	55,58	19,76	8,03	27,79	55,58
5,75	51,75	911,36	56,96	15,70	31,76	88,72	28,48	15,88	44,36	88,72
6,00	54,25	2656,48	166,03	2,43	34,20	200,23	83,01	17,10	100,11	200,23
7,10	65,25	2796,18	174,76	12,88	47,08	221,84	87,38	23,54	110,92	221,84

Fonte: Autoria própria (2025).

Tabela 23 - Método de Terzaghi com Método λ

σ'	q_p (kPa)	$Q_{p,ultm}$ (kN)	$Q_{l,ultm}$ (kN)	$Q_{l,acum}$ (kN)	Q_r (kN)	$Q_{p,adm}$ (kN)	$Q_{l,adm}$ (kN)	Q_{adm} (kN)	$Q_{adm}(kN)$ * 2estacas
18,9	463,92	29,00	87,51	87,51	116,50	14,50	43,75	58,25	116,50
34,65	632,27	39,52	112,69	200,20	239,71	19,76	100,10	119,86	239,71
51,75	911,36	56,96	223,30	423,50	480,46	28,48	211,75	240,23	480,46
54,25	2656,48	166,03	71,57	495,06	661,09	83,01	247,53	330,55	661,09
65,25	2796,18	174,76	351,53	846,60	1021,36	87,38	423,30	510,68	1021,36

Fonte: Autoria própria (2025).

Tabela 24 – Método de Meyerhof com Método eq.3

$Z(m)$	σ_T	q_p (kPa)	$Q_{p,ultm}$ (kN)	$Q_{l,ultm}$ (kN)	$Q_{l,acum}$ (kN)	Q_r (kN)	$Q_{p,adm}$ (kN)	$Q_{l,adm}$ (kN)	Q_{adm} (kN)	Q_{adm} (kN) * 2estacas
2,10	39,90	3561,08	222,57	126,00	126,00	348,57	111,28	63,00	174,28	348,57
3,85	73,15	2860,09	178,76	130,73	256,73	435,48	89,38	128,36	217,74	435,48
5,75	109,25	4652,06	290,75	96,90	353,63	644,38	145,38	176,81	322,19	644,38
6,00	114,25	12786,90	799,18	27,00	380,63	1179,81	399,59	190,31	589,90	1179,81
7,10	136,25	13244,18	827,76	132,00	512,63	1340,39	413,88	256,31	670,19	1340,39

Fonte: Autoria própria (2025).

Tabela 25 - Método de Meyerhof com Método β eq.3

$Z(m)$	σ'	q_p (kPa)	$Q_{p,ultm}$ (kN)	$Q_{l,ultm}$ (kN)	$Q_{l,acum}$ (kN)	Q_r (kN)	$Q_{p,adm}$ (kN)	$Q_{l,adm}$ (kN)	Q_{adm} (kN)	Q_{adm} (kN) * 2estacas
2,10	18,9	3162,41	197,65	6,99	6,99	204,64	98,83	3,49	102,32	204,64
3,85	34,65	2461,05	153,82	9,08	16,07	169,88	76,91	8,03	84,94	169,88
5,75	51,75	4046,72	252,92	15,70	31,76	284,68	126,46	15,88	142,34	284,68
6,00	54,25	11539,75	721,23	2,43	34,20	755,43	360,62	17,10	377,72	755,43
7,10	65,25	11768,39	735,52	12,88	47,08	782,61	367,76	23,54	391,30	782,61

Fonte: Autoria própria (2025).

Tabela 26 – Método de Meyerhof com Método λ eq.3

$Z(m)$	σ'	q_p (kPa)	$Q_{p,ultm}$ (kN)	$Q_{l,ultm}$ (kN)	$Q_{l,acum}$ (kN)	Q_r (kN)	$Q_{p,adm}$ (kN)	$Q_{l,adm}$ (kN)	Q_{adm} (kN)	Q_{adm} (kN) * 2estacas
2,10	18,9	3162,4	197,65	87,51	87,51	285,16	98,83	43,75	142,58	285,16
3,85	34,65	2461,1	153,82	112,69	200,20	354,01	76,91	100,10	177,01	354,01
5,75	51,75	4046,7	252,92	223,30	423,50	676,42	126,46	211,75	338,21	676,42
6,00	54,25	11539,8	721,23	71,57	495,06	1216,30	360,62	247,53	608,15	1216,30
7,10	65,25	11768,4	735,52	351,53	846,60	1582,12	367,76	423,30	791,06	1582,12

Fonte: Autoria própria (2025)

Tabela 27 – Método de Meyerhof Método com α eq.4

$Z(m)$	σ_T	q_p (kPa)	$Q_{p,ultm}$ (kN)	$Q_{l,ultm}$ (kN)	$Q_{l,acum}$ (kN)	Q_r (kN)	$Q_{p,adm}$ (kN)	$Q_{l,adm}$ (kN)	Q_{adm} (kN)	Q_{adm} (kN) * 2estacas
2,10	39,9	3561,0	222,57	126,00	126,00	348,57	111,28	63,00	174,28	348,57
3,85	73,15	2860,0	178,76	130,73	256,73	435,48	89,38	128,36	217,74	435,48
5,75	109,25	4652,0	290,75	96,90	353,63	644,38	145,38	176,81	322,19	644,38
6,00	114,25	12774,7	798,42	27,00	380,63	1179,05	399,21	190,31	589,52	1179,05
7,10	136,25	13232,0	827,00	132,00	512,63	1339,63	413,50	256,31	669,81	1339,63

Fonte: Autoria própria (2025).

Tabela 28 - Método de Meyerhof com Método β eq.4

$Z(m)$	σ'	q_p (kPa)	$Q_{p,ultm}$ (kN)	$Q_{l,ultm}$ (kN)	$Q_{l,acum}$ (kN)	Q_r (kN)	$Q_{p,adm}$ (kN)	$Q_{l,adm}$ (kN)	Q_{adm} (kN)	Q_{adm} (kN) * Zestacas
2,10	18,9	3162,41	197,65	6,99	6,99	204,64	98,83	3,49	102,32	204,64
3,85	34,65	2461,05	153,82	9,08	16,07	169,88	76,91	8,03	84,94	169,88
5,75	51,75	4046,72	252,92	15,70	31,76	284,68	126,46	15,88	142,34	284,68
6,00	54,25	11527,63	720,48	2,43	34,20	754,67	360,24	17,10	377,34	754,67
7,10	65,25	11756,27	734,77	12,88	47,08	781,85	367,38	23,54	390,92	781,85

Fonte: Autoria própria (2025).

Tabela 29 - Método de Meyerhof com Método λ eq.4

$Z(m)$	σ'	q_p (kPa)	$Q_{p,ultm}$ (kN)	$Q_{l,ultm}$ (kN)	$Q_{l,acum}$ (kN)	Q_r (kN)	$Q_{p,adm}$ (kN)	$Q_{l,adm}$ (kN)	Q_{adm} (kN)	Q_{adm} (kN) * Zestacas
2,10	18,9	3162,41	197,65	87,51	87,51	285,16	98,83	43,75	142,58	285,16
3,85	34,65	2461,05	153,82	112,69	200,20	354,01	76,91	100,10	177,01	354,01
5,75	51,75	4046,72	252,92	223,30	423,50	676,42	126,46	211,75	338,21	676,42
6,00	54,25	11527,63	720,48	71,57	495,06	1215,54	360,24	247,53	607,77	1215,54
7,10	65,25	11756,27	734,77	351,53	846,60	1581,36	367,38	423,30	790,68	1581,36

Fonte: Autoria própria (2025).

Tabela 30 - Método de Meyerhof com Método α eq.5

$Z(m)$	σ_T	q_p (kPa)	$Q_{p,ultm}$ (kN)	$Q_{L,ultm}$ (kN)	$Q_{L,acum}$ (kN)	Q_r (kN)	$Q_{p,adm}$ (kN)	$Q_{L,adm}$ (kN)	Q_{adm} (kN)	Q_{adm} (kN) * 2estacas
2,10	39,9	609,90	38,12	126,00	126,00	164,12	19,06	63,00	82,06	164,12
3,85	73,15	928,15	58,01	130,73	256,73	314,73	29,00	128,36	157,37	314,73
5,75	109,25	1724,25	107,77	96,90	353,63	461,39	53,88	176,81	230,70	461,39
6,00	114,25	4389,25	274,33	27,00	380,63	654,95	137,16	190,31	327,48	654,95
7,10	136,25	4886,25	305,39	132,00	512,63	818,02	152,70	256,31	409,01	818,02

Fonte: Aatoria própria (2025).

Tabela 31 - Método de Meyerhof com Método λ eq.5

$Z(m)$	σ'	q_p (kPa)	$Q_{p,ultm}$ (kN)	$Q_{L,ultm}$ (kN)	$Q_{L,acum}$ (kN)	Q_r (kN)	$Q_{p,adm}$ (kN)	$Q_{L,adm}$ (kN)	Q_{adm} (kN)	Q_{adm} (kN) * 2estacas
2,10	18,9	588,90	36,81	87,51	87,51	124,31	18,40	43,75	62,16	124,31
3,85	34,65	889,65	55,60	112,69	200,20	255,80	27,80	100,10	127,90	255,80
5,75	51,75	1666,75	104,17	223,30	423,50	527,67	52,09	211,75	263,83	527,67
6,00	54,25	4329,25	270,58	71,57	495,06	765,64	135,29	247,53	382,82	765,64
7,10	65,25	4815,25	300,95	351,53	846,60	1147,55	150,48	423,30	573,78	1147,55

Fonte: Aatoria própria (2025).

Tabela 32 - Método de Vesic com Método α

$Z(m)$	q_p (kPa)	$Q_{p,ultm}$ (kN)	$Q_{l,ultm}$ (kN)	$Q_{l,acum}$ (kN)	Q_r (kN)	$Q_{p,adm}$ (kN)	$Q_{l,adm}$ (kN)	Q_{adm} (kN)	Q_{adm} (kN) * 2estacas
2,10	1666,26	104,14	126,00	126,00	230,14	52,07	63,00	115,07	230,14
3,85	2309,60	144,35	130,73	256,73	401,08	72,18	128,36	200,54	401,08
5,75	3716,62	232,29	96,90	353,63	585,91	116,14	176,81	292,96	585,91
6,00	9177,75	573,61	27,00	380,63	954,23	286,80	190,31	477,12	954,23
7,10	9815,15	613,45	132,00	512,63	1126,07	306,72	256,31	563,04	1126,07

Fonte: Autoria própria (2025).

Tabela 33 - Método de Vesic com Método β

$Z(m)$	q_p (kPa)	$Q_{p,ultm}$ (kN)	$Q_{l,ultm}$ (kN)	$Q_{l,acum}$ (kN)	Q_r (kN)	$Q_{p,adm}$ (kN)	$Q_{l,adm}$ (kN)	Q_{adm} (kN)	Q_{adm} (kN) * 2estacas
2,10	1666,26	104,14	6,99	6,99	111,13	52,07	3,49	55,57	111,13
3,85	2309,60	144,35	9,08	16,07	160,42	72,18	8,03	80,21	160,42
5,75	3716,62	232,29	15,70	31,76	264,05	116,14	15,88	132,03	264,05
6,00	9177,75	573,61	2,43	34,20	607,81	286,80	17,10	303,90	607,81
7,10	9815,15	613,45	12,88	47,08	660,53	306,72	23,54	330,26	660,53

Fonte: Autoria própria (2025).

Tabela 34 - Método de Vesic com Método λ

$Z(m)$	q_p (kPa)	$Q_{p,ultm}$ (kN)	$Q_{l,ultm}$ (kN)	$Q_{l,acum}$ (kN)	Q_r (kN)	$Q_{p,adm}$ (kN)	$Q_{l,adm}$ (kN)	Q_{adm} (kN)	Q_{adm} (kN) * 2estacas
2,10	1666,26	104,14	87,51	87,51	191,65	52,07	43,75	95,82	191,65
3,85	2309,60	144,35	112,69	200,20	344,55	72,18	100,10	172,27	344,55
5,75	3716,62	232,29	223,30	423,50	655,78	116,14	211,75	327,89	655,78
6,00	9177,75	573,61	71,57	495,06	1068,67	286,80	247,53	534,34	1068,67
7,10	9815,15	613,45	351,53	846,60	1460,04	306,72	423,30	730,02	1460,04

Fonte: Autoria própria (2025).

APÊNDICE B

MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS

Tabela 35 – Aoki e Veloso

$Z(m)$	q_p (kPa)	$Q_{p,ultm}$ (kN)	τ_l (kPa)	$Q_{l,ultm}$ (kN)	$Q_{l,acum}$ (kN)	Q_r (kN)	$Q_{p,adm}$ (kN)	$Q_{l,adm}$ (kN)	Q_{adm} (kN)	Q_{adm} (kN) * 2estacas
2,10	1131,43	70,71	16,97	35,64	35,64	106,35	35,36	17,82	53,18	106,35
3,85	1542,86	96,43	21,60	37,80	73,44	169,87	48,21	36,72	84,93	169,87
5,75	2914,29	182,14	40,80	77,52	150,96	333,10	91,07	75,48	166,55	333,10
6,00	7714,29	482,14	108,00	27,00	177,96	660,10	241,07	88,98	330,05	660,10
7,10	8571,43	535,71	120,00	132,00	309,96	845,67	267,86	154,98	422,84	845,67

Fonte: Autoria própria (2025).

Tabela 36 – Aoki e Veloso – Coeficiente de Benegas e Laprovitera

$Z(m)$	q_p (kPa)	$Q_{p,ultm}$ (kN)	τ_l (kPa)	$Q_{l,ultm}$ (kN)	$Q_{l,acum}$ (kN)	Q_r (kN)	$Q_{p,adm}$ (kN)	$Q_{l,adm}$ (kN)	Q_{adm} (kN)	Q_{adm} (kN) * 2estacas
2,10	900,00	56,25	25,71	54,00	54,00	110,25	28,13	27,00	55,13	110,25
3,85	1350,00	84,38	34,71	60,75	114,75	199,13	42,19	57,38	99,56	199,13
5,75	2550,00	159,38	65,57	124,59	239,34	398,71	79,69	119,67	199,36	398,71
6,00	6750,00	421,88	173,57	43,39	282,73	704,60	210,94	141,36	352,30	704,60
7,10	7500,00	468,75	192,86	212,14	494,87	963,62	234,38	247,44	481,81	963,62

Fonte: Autoria própria (2025).

Tabela 37 - Aoki e Velloso – Coeficiente de Benegas e Laprovitera

$Z(m)$	q_p (kPa)	$Q_{p,ultm}$ (kN)	τ_l (kPa)	$Q_{l,ultm}$ (kN)	$Q_{l,acum}$ (kN)	Q_r (kN)	$Q_{p,adm}$ (kN)	$Q_{l,adm}$ (kN)	Q_{adm} (kN)	Q_{adm} (kN) * 2estacas
2,10	864	54,00	23,19	48,71	48,71	102,71	27,00	24,35	51,35	102,71
3,00	1088	68,00	29,31	26,38	75,09	143,09	34,00	37,55	71,55	143,09
3,85	1152	72,00	29,31	24,92	100,01	172,01	36,00	50,00	86,00	172,01
4,00	1344	84,00	42,34	6,35	106,36	190,36	42,00	53,18	95,18	190,36
5,00	2060	128,75	42,34	42,34	148,70	277,45	64,38	74,35	138,73	277,45
5,75	1800	112,50	55,37	41,53	190,23	302,73	56,25	95,12	151,37	302,73
6,00	3645	227,81	130,29	32,57	222,80	450,61	113,91	111,40	225,31	450,61
7,10	4340	271,25	130,29	143,31	366,12	637,37	135,63	183,06	318,68	637,37

Fonte: Autoria própria (2025).

Tabela 38 – Décourt-Quaresma

$Z(m)$	q_p (kPa)	$Q_{p,ultm}$ (kN)	τ_l (kPa)	$Q_{l,ultm}$ (kN)	Q_r (kN)	$Q_{p,adm}$ (kN)	$Q_{l,adm}$ (kN)	Q_{adm} (kN)	Q_{adm} (kN) * 2estacas
2,10	900,00	56,25	30,00	63,00	119,25	28,13	31,50	59,63	119,25
3,85	1280,00	80,00	35,00	134,75	214,75	40,00	67,38	107,38	214,75
5,75	2840,00	177,50	45,56	261,94	439,44	88,75	130,97	219,72	439,44
6,00	3720,00	232,50	45,56	273,33	505,83	116,25	136,67	252,92	505,83
7,10	6000,00	375,00	74,17	526,58	901,58	187,50	263,29	450,79	901,58

Fonte: Autoria própria (2025).

Tabela 39 - Velloso

$Z(m)$	q_p (kPa)	$Q_{p,ultm}$ (kN)	τ_l (kPa)	$Q_{l,ultm}$ (kN)	$Q_{l,acum}$ (kN)	Q_r (kN)	$Q_{p,adm}$ (kN)	$Q_{l,adm}$ (kN)	Q_{adm} (kN)	Q_{adm} (kN) * 2estacas
2,10	1500,00	84,83	37,80	79,38	79,38	164,21	42,42	39,69	82,11	164,21
3,85	2250,00	127,25	56,70	99,23	178,61	305,86	63,63	89,30	152,93	305,86
5,75	4250,00	240,36	107,10	203,49	382,10	622,46	120,18	191,05	311,23	622,46
6,00	18000,00	1018,00	360,00	90,00	472,10	1490,10	509,00	236,05	745,05	1490,10
7,10	20000,00	1131,11	400,00	440,00	912,10	2043,21	565,56	456,05	1021,60	2043,21

Fonte: Autoria própria (2025).

Tabela 40 - Teixeira

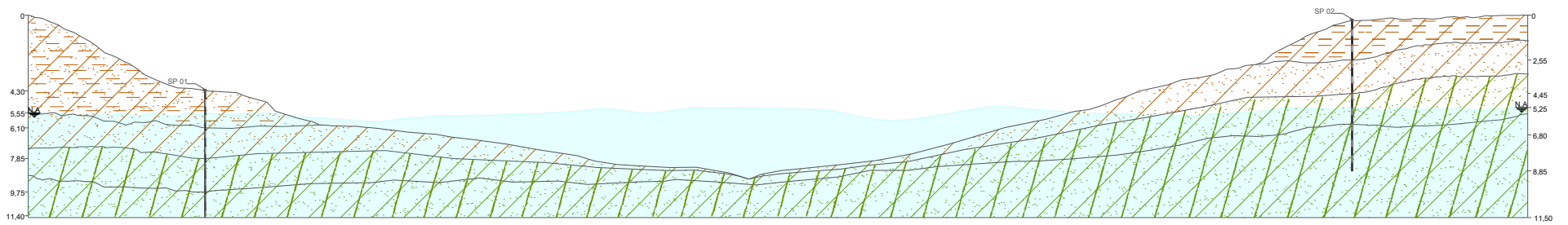
$Z(m)$	$Q_{p,ultm}$ (kN)	$Q_{l,acum}$ (kN)	Q_r (kN)	$Q_{p,adm}$ (kN)	$Q_{l,adm}$ (kN)	Q_{adm} (kN)	Q_{adm} (kN) * 2estacas
2,10	51,56	50,40	101,96	25,78	25,20	50,98	101,96
3,00	63,59	90,00	153,59	31,80	45,00	76,80	153,59
3,85	71,04	123,20	194,24	35,52	61,60	97,12	194,24
4,00	75,63	148,00	223,63	37,81	74,00	111,81	223,63
5,00	151,25	200,00	351,25	75,63	100,00	175,63	351,25
5,75	171,88	256,83	428,71	85,94	128,42	214,35	428,71
6,00	171,88	384,00	555,88	85,94	192,00	277,94	555,88
7,10	343,75	575,10	918,85	171,88	287,55	459,43	918,85

Fonte: Autoria própria (2025).

Tabela 41 – Vocaro e Velloso

$Z(m)$	XF kN	XP kN	Qp,ult kN	$XF acun$ kN	Ql,ult kN	Q_r (kN)	$Q_{p,adm}$ (kN)	$Q_{l,adm}$ (kN)	Q_{adm} (kN)	$Q_{adm}(kN)$ * 2estacas
2,10	12,60	0,38	397,00	12,60	39,06	436,06	198,50	19,53	218,03	436,06
3,85	15,75	0,56	486,23	28,35	87,89	574,11	243,11	43,94	287,06	574,11
5,75	32,30	1,06	668,25	60,65	188,02	856,27	334,13	94,01	428,13	856,27
6,00	11,25	2,81	1087,23	71,90	222,89	1310,12	543,62	111,45	655,06	1310,12
7,10	55,00	3,13	1146,04	126,90	393,39	1539,43	573,02	196,70	769,72	1539,43

Fonte: Autoria própria (2025).



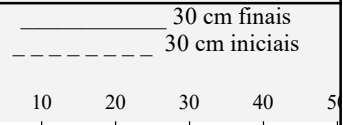
PERFIL DE SONDAGEM DE SOLO
ESC. 1:1

Cliente: [Redacted]
 Obra: [Redacted]
 Local: [Redacted]

Relatório de Sondagem N° 0080/2022

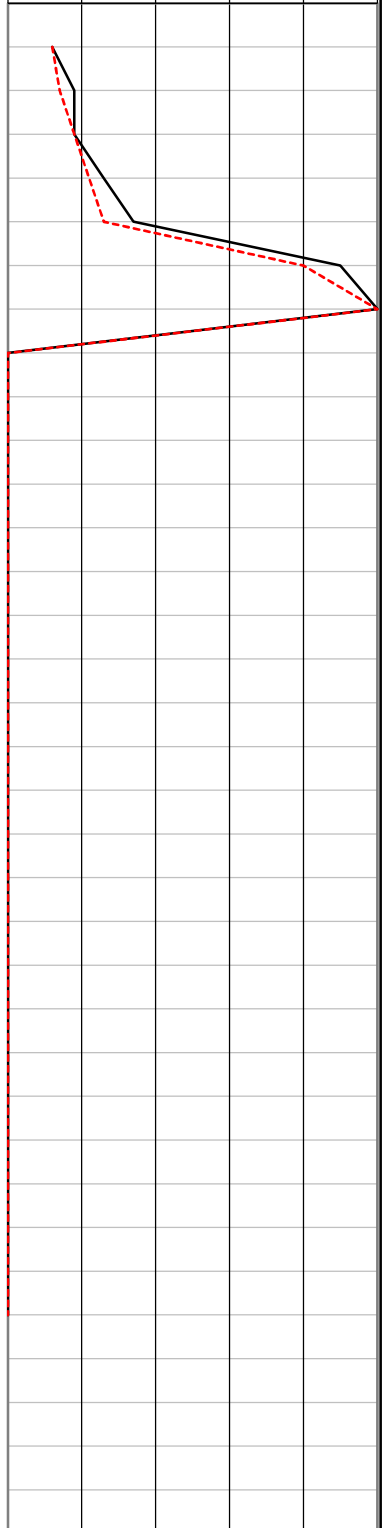
Furo SP 01 Cota 62,73

SPT - Standart Penetration Test
 Camadas - Classificação dos solos



Revestimento	Método Cravação	Cota Relação R.N.	Cota do N.A.	N° de golpes / penetração	Índice SPT finais/30cm	Amostras	Prof. Camadas (m)
TC	0			3	3	3	6
TH	60			3	4	5	9
				5	4	5	9
				5	6	7	13
				6	7	10	17
CA	55			18	22	23	45
				25	25	25	50

2,10	Argila siltosa arenosa de cor variegada compacidade média
3,85	Argila arenosa de cor variegada compacidade média
5,75	Argila arenosa xistosa de cor esverdeada compacidade rija
7,10	Argila xistosa arenosa de cor esverdeada compacidade dura 50/08cm
	↑ Limite de sondagem - Impenetrável ao Trépano
	10 min - 27 mm
	10 min - 14 mm
	10 min - 05 mm



Profundidade nível d'água	Amostrador	Revestimento Ø 2 3/8 "	Data:
Inicial 2,85 m 12/12/2022	Ø interno 1 3/8 "	Peso 65,0 kg	Início 12/12/2022
Final 2,80 m 13/12/2022	Ø externo 2 "	Altura de queda 75,0 cm	Término 12/12/2022

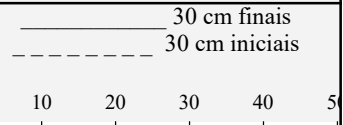
Obs: COORDENADAS: 4° 3'5.47"S 49°18'50.21"O
 Sondador: [Redacted] Eng: [Redacted] 17/12/2022 Folha 01

Cliente: [REDACTED]
 Obra: [REDACTED]
 Local: [REDACTED]

Relatório de Sondagem N° 0080/2022

Furo SP 02 Cota 64,75

SPT - Standart Penetration Test
Camadas - Classificação dos solos



Revestimento	Método Cravação	Cota Relação R.N.	Cota do N.A.	N° de golpes / penetração				Índice SPT finais/30cm	Amostras	Prof. Camadas (m)
				1	2	3	4			
TC	0									
TH	60									
CA	55									
				1	1	2	3		2,25	
				2	2	4	6			
				3	3	5	8		4,15	
				5	5	5	10			
				7	8	8	16		5,90	
				10	12	15	27			
				20	22	25	47			
				25	25	26	51		8,55	

Material de jazida: aterro argila siltosa compactidade mole

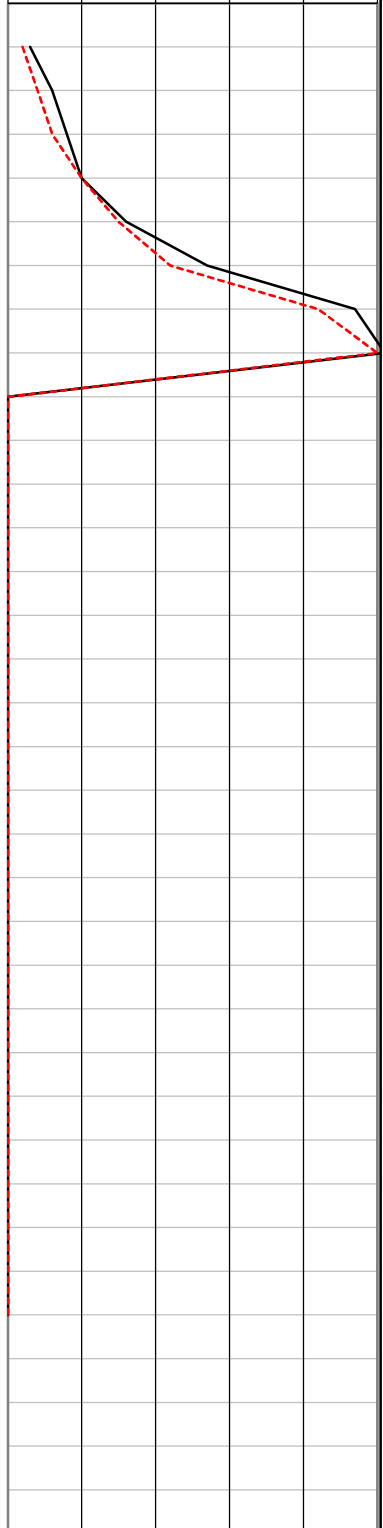
Argila arenosa de cor variegada compactidade média

Argila arenosa xistosa de cor esverdeada compactidade rija

Argila xistosa arenosa de cor esverdeada compactidade dura 51/07cm

↑ Limite de sondagem - Impenetável ao Trépano

10 min - 32 mm
10 min - 21 mm
10 min - 10 mm



Profundidade nível d'agua	Amostrador	Revestimento Ø 2 3/8 "	Data:
Inicial 6,50 m 12/12/2022	Ø interno 1 3/8 "	Peso 65,0 kg	Início 12/12/2022
Final 6,50 m 13/12/2022	Ø externo 2 "	Altura de queda 75,0 cm	Término 13/12/2022