

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

Geovane da Silva Bittencourt

**VERIFICAÇÃO DA VALIDADE DOS PARÂMETROS DOS
MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS PARA DETERMINAÇÃO DA
CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS RAIZ**

Porto Alegre
Outubro de 2022

GEOVANE DA SILVA BITTENCOURT

**VERIFICAÇÃO DA VALIDADE DOS PARÂMETROS DOS
MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS PARA DETERMINAÇÃO DA
CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS RAIZ**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Comissão de
Graduação do Curso de Engenharia Civil da Escola de Engenharia
da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos
requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador: Cesar Alberto Ruver

Porto Alegre
Outubro de 2022

GEOVANE DA SILVA BITTENCOURT

**VERIFICAÇÃO DA VALIDADE DOS PARÂMETROS DOS
MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS PARA DETERMINAÇÃO DA
CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS RAIZ**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pela Banca Examinadora, pelo/a Professor/a Orientador/a e pela Comissão de Graduação do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 17 de outubro de 2022.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Cesar Alberto Ruver (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Orientador

Prof. Lucas Festugato (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Luciano Raupp dos Reis (Geyer Estaqueamento)
Eng. Civil pela Universidade do Vale do Rio dos Sinos

Dedico este trabalho aos meus pais, familiares e amigos
pelo apoio incondicional durante esta jornada.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Prof. Dr. Cesar Ruver por compartilhar seu conhecimento, pela dedicação e pela paciência durante a orientação deste trabalho.

Agradeço à UFRGS pela excelência prestada ao ensino da graduação e pela formação oferecida.

Agradeço à empresa Geyer Estaqueamento, em especial aos engenheiros Carlos Geyer, Luciano Raupp e Hiparcus Raupp por terem me recebido como estagiário e por todo o vasto conhecimento transmitido, permitindo-me expandir de forma prática os conceitos aprendidos em sala de aula durante a graduação.

Agradeço à construtora e incorporadora Ivo Rizzo pela disponibilização de materiais, projetos e laudos para elaboração deste trabalho.

Agradeço aos colegas de graduação, em especial aos meus grandes amigos Ramiro Miranda e Vicente Borges, pelo companheirismo e parceria nesta jornada.

Agradeço à minha namorada, Bruna Gonzaga, pelo carinho, suporte emocional e apoio durante à execução deste trabalho.

Agradeço, em especial, aos meus pais Adão e Araci pela formação como pessoa e profissional que me proporcionaram, pela dedicação incontestável que sempre se propuseram para me fornecer as melhores condições e por sempre acreditarem em mim. Agradeço, também, à minha irmã Juliana e minhas avós Iracema e Teresinha, por todo carinho e ajuda ao longo de minha trajetória.

Pouco conhecimento faz com que as pessoas se sintam orgulhosas. Muito conhecimento, com que se sintam humildes.

Leonardo da Vinci

RESUMO

Este trabalho versa sobre uma análise comparativa entre cinco dos principais métodos semiempíricos para previsão de capacidade de carga em estacas tipo raiz. Analisou-se três métodos específicos para estacas raiz, sendo eles: Lizzi (1982), Cabral (1986) e Brasfond (1991); um método específico para previsão da capacidade de carga de estacas embutidas em rocha, Cabral-Antunes (2000); e outro método amplamente utilizado no Brasil para dimensionamento de diversos tipos de estacas, Aoki-Velloso (1975). Os métodos citados se baseiam no índice de penetração obtido através do ensaio de sondagem SPT, no tipo de solo ou rocha, e na qualidade da rocha de embutimento. Os estudos basearam-se nos dados de projeto e execução fornecidos de duas estacas raiz realizadas em um empreendimento residencial na cidade de Porto Alegre/RS, as quais posteriormente foram submetidas a ensaios de prova de carga estática, conforme recomendações da NBR 6122 (ABNT, 2019). De posse dos valores das provas de carga, comparou-se o resultado com os obtidos pelos métodos semiempíricos, a fim de determinar qual método seria o mais adequado para previsão de capacidade de carga em estacas tipo raiz. As análises demonstraram que o valor da média dos métodos semiempíricos citados é o resultado que mais se aproxima dos valores de carga admissível obtidos com as provas de carga estática. De maneira geral, o método de Aoki-Velloso (1975) apresentou os resultados mais conservadores, enquanto o método de Cabral (1986) forneceu a maior capacidade de carga entre os métodos estudados.

Palavras-chave: Estacas raiz. Capacidade de carga. Métodos semiempíricos. Prova de carga estática. NBR 6122. Carga admissível.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Processo executivo de um tubulão a céu aberto	17
Figura 2 – Processo executivo de um tubulão sob ar comprimido	17
Figura 3 – Classificação dos principais tipos de estaca em relação ao deslocamento de solo	18
Figura 4 – Classificação dos principais tipos de estacas de acordo com a capacidade de carga	19
Figura 5 – Método executivo de estacas raiz	21
Figura 6 – Bulbo de tensões na ponta da estaca	29
Figura 7 – Esquema de equipamentos utilizados no ensaio de carregamento dinâmico ..	35
Figura 8 – Sistema de reação por cargueira	36
Figura 9 – Sistema de reação por tirantes	36
Figura 10 – Sistema de reação por estacas à tração	37
Figura 11 – Exemplo de curva de “carga x recalque”	39
Figura 12 – Localização do empreendimento	40
Figura 13 – Localização dos furos de sondagem	41
Figura 14 – Perfil de sondagem F04	42
Figura 15 – Bloco de fundação do pilar P12	43
Figura 16 – Bloco de fundação do pilar P17	43
Figura 17 – Curva Carga x Deslocamento: ET1-P12	49
Figura 18 – Curva Carga x Deslocamento: ET2-P17	50
Figura 19 – Extrapolações da capacidade de carga: ET1-P12	51
Figura 20 – Extrapolações da capacidade de carga: ET2-P17	52
Figura 21 – Comparativo entre os métodos semiempíricos e a média dos resultados	56
Figura 22 – Comparativo entre os métodos semiempíricos e da média dos resultados em relação à prova de carga estática	56

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Comparativo entre ensaios lentos e rápidos	38
---	----

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores de k em função das características do solo	23
Tabela 2 – Valores de I em função do diâmetro nominal da estaca	23
Tabela 3 – Fator β_0	24
Tabela 4 – Fatores β_1 e β_2	25
Tabela 5 – Valores de α e β em função do tipo de solo	26
Tabela 6 – Coeficientes de correlação K e α em função do tipo de solo	27
Tabela 7 – Coeficientes adimensionais de transformação $F1$ e $F2$ adaptados por Velloso e Lopes (2002)	28
Tabela 8 – Coeficientes de correlação K e α em função do tipo de solo	29
Tabela 9 – Coeficientes adimensionais de transformação $F1$ e $F2$	30
Tabela 10 – Coeficiente de correlação βp em função do tipo de rocha	31
Tabela 11 – Valores de resistência à compressão das rochas	32
Tabela 12 – Le em relação com a limpeza da estaca e qualidade da rocha de apoio	32
Tabela 13 – Quantidade de provas de carga	33
Tabela 14 – Tabela de cargas dos pilares	44
Tabela 15 – Dados e resultados obtidos pelo método de Lizzi (1982)	44
Tabela 16 – Dados e resultados obtidos pelo método de Cabral (1986)	45
Tabela 17 – Dados e resultados obtidos pelo método da Brasfond (1991)	46
Tabela 18 – Dados e resultados obtidos pelo método de Aoki-Velloso (1975) adaptado por Monteiro (1997)	47
Tabela 19 – Dados e resultados obtidos pelo método de Aoki-Velloso (1975) adaptado por Velloso e Lopes (2002)	47
Tabela 20 – Dados e resultados obtidos pelo método de Cabral-Antunes (2000)	48
Tabela 21 – Dados das provas de carga executadas	49
Tabela 22 – Previsão da capacidade de carga através dos métodos semiempíricos	55

LISTA DE SIGLAS

SPT – Standard Penetration Test

CPT – Cone Penetration Test

CPTU – Cone Penetration Test With Pore Pressure Measurement

CASE – Case Western Reserve Institute

CAPWAP – Case Pile Wave Analysis Program

PDA – Pile Driving Analyzer

PCE – Prova de Carga Estática Lenta

PCR – Prova de Carga Estática Rápida

PCM – Prova de Carga Estática Mista

PCCL – Prova de Carga Estática Cíclica Lenta

PCCR – Prova de Carga Estática Cíclica Rápida

FS – Fator de Segurança Global

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	13
1.1 OBJETIVO	13
1.2 METODOLOGIA	14
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	15
2.1 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA	15
2.2 FUNDAÇÕES PROFUNDAS	16
2.2.1 Tubulão	16
2.2.2 Estacas	18
2.2.2.1 Estacas tipo raiz	19
2.2.2.2 Método executivo das estacas raiz	20
2.3 PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS	21
2.4 MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS PARA CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS	22
2.4.1 Método de Lizzi (1982)	23
2.4.2 Método de Cabral (1986)	24
2.4.3 Método Brasfond (1991)	25
2.4.4 Método de Aoki-Velloso (1975)	26
2.4.5 Método de Cabral-Antunes (2000)	30
2.5 PROVAS DE CARGA EM FUNDAÇÕES PROFUNDAS	33
2.5.1 Ensaio de carregamento dinâmico - PDA	34
2.5.2 Prova de carga estática	35
3 ESTUDO DE CASO	40
3.1 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS	40
3.2 CARACTERÍSTICAS DAS ESTACAS ESTUDADAS	42
3.3 PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS RAIZ	44
3.3.1 Previsão da capacidade de carga pelo método de Lizzi (1982)	44
3.3.2 Previsão da capacidade de carga pelo método de Cabral (1986)	45
3.3.3 Previsão da capacidade de carga pelo método Brasfond (1991)	45
3.3.4 Previsão da capacidade de carga pelo método de Aoki-Velloso (1975)	46
3.3.5 Previsão da capacidade de carga pelo método de Cabral-Antunes (2000)	47
3.4 ENSAIO DE PROVA DE CARGA	48
3.5 ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE OS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS E O RESULTADO DA PROVA DE CARGA ESTÁTICA	55

4 CONCLUSÃO	58
REFERÊNCIAS	60

1 INTRODUÇÃO

Os métodos semiempíricos, amplamente utilizados no Brasil para a previsão da capacidade de carga de fundações por estacas, foram criados a partir de ensaios em solos específicos das regiões de experiência de seus autores e, sendo assim, não são universais (VELLOSO; ALONSO, 2000). Recomenda-se que a aplicação dos métodos semiempíricos seja feita de forma cautelosa e com ressalvas a solos de regiões distintas dos originais. A NBR 6122 (ABNT, 2019), recomenda que o método empírico usado seja “consagrado” pela literatura técnica e pela prática de projeto, além da demonstração de sua aplicabilidade ao solo do local da obra.

Existe atualmente uma grande variedade de métodos nacionais e internacionais para previsão da capacidade de carga em estacas. No Brasil, há uma predominância na utilização dos métodos nacionais, em sua maioria baseados no SPT (Standard Penetration Test), enquanto no exterior há uma predominância dos métodos baseados no CPT (Cone Penetration Test).

A verificação de aplicabilidade desses métodos tem se dado por meio de comparações das previsões semiempíricas com os critérios de ruptura aplicados às curvas carga-recalque de ensaios de prova de carga. As provas de carga estática consistem na aplicação de esforços estáticos crescentes à estaca e registro dos deslocamentos correspondentes, quando devidamente analisadas, representam a metodologia mais confiável para aferição da capacidade de carga. Desta forma, a NBR 6122 (ABNT, 2019) permite o emprego de um fator de segurança menor para o dimensionamento de fundações quando os projetos forem subsidiados por resultados de provas de carga. Milititsky (1991) relata que as provas de carga constituem uma técnica insubstituível para a determinação do comportamento de fundações profundas sob solicitação, sendo as únicas efetivamente confiáveis.

1.1 OBJETIVO

No Brasil, há uma predominância na realização dos ensaios *in situ* para obras de fundações. Portanto, a adequada utilização dos métodos semiempíricos para a previsão da capacidade de

carga em fundações é de suma importância para uma maior confiabilidade no dimensionamento e otimização dos custos de execução em uma obra.

Tem-se como objetivo deste trabalho o entendimento crítico sobre os métodos semiempíricos para determinação da capacidade de carga em estacas raiz, e por consequência, sua análise e verificação, através de resultados de provas de carga estática.

1.2 METODOLOGIA

A partir de bibliografia e materiais disponíveis para estudo a respeito do tema apresentado, escolheu-se uma obra, um empreendimento residencial no município de Porto Alegre/RS, onde foram executadas fundações profundas do tipo estacas raiz. Após análise prévia, serão abordados no trabalho os ensaios geotécnicos, o projeto de fundações profundas, os métodos semiempíricos de dimensionamento e os ensaios de prova de carga realizados sobre as estacas.

Ao final, será feita uma comparação entre os métodos semiempíricos de dimensionamento de estacas raiz abordados e a capacidade de carga real obtida através dos ensaios de prova de carga estática realizados. Serão descritos, também, os principais pontos dos métodos semiempíricos de previsão de capacidade de carga utilizados, e posteriormente, serão apresentados e discutidos os resultados dos métodos semiempíricos de cálculo, confirmando ou não sua eficácia de utilização para o estudo em questão.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Durante o processo de execução das fundações profundas, em especial de estacas, necessita-se de um controle executivo para garantir a qualidade e o funcionamento das mesmas. Fundações que não tenham sido dimensionadas da maneira adequada podem ocasionar patologias, como fissuras e trincas ou, em casos extremos, até mesmo o colapso da estrutura. Quanto a execução de estacas tipo raiz, encontra-se uma deficiência ainda maior para realização de um controle executivo, pois não é possível fazer uma comparação entre a sondagem e o material extraído na perfuração, devido a utilização de circulação de água ou ar comprimido. Portanto, é de extrema importância que a previsão da capacidade de carga seja o mais precisa possível, para que isso ocorra, é necessário que haja estudos específicos em relação ao subsolo e posterior compatibilização com os projetos estruturais.

Para garantia de um projeto de fundações adequado, exige-se a realização de ensaios geotécnicos estruturais para elaboração de um perfil do subsolo e seguida definição dos parâmetros característicos do solo. A partir destes resultados, calcula-se as tensões admissíveis no solo para estabelecer os critérios de ruptura do sistema solo-estaca e se determina o tipo de estaca que será executado, finalmente, faz-se a verificação do dimensionamento estrutural do elemento. Após a finalização da previsão de capacidade de carga, elabora-se um projeto executivo para as estacas, que consta das dimensões e locações das estacas, seguido das cotas de execução das estacas e as características dos materiais, assim como os demais detalhes executivos.

2.1 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

O projeto e a execução de fundações profundas demanda do conhecimento das características do solo do local onde será realizada a obra. Estas informações são obtidas através de investigações geotécnicas que consistem em conhecer e entender o comportamento do solo, das rochas e de suas camadas componentes, assim como o nível do lençol freático, a resistência ao cisalhamento e demais características dos materiais.

A identificação e a caracterização do solo pode ser por meio visual, por ensaios de campo realizados no local da obra, ou por ensaios de laboratório. Na prática, os ensaios de campo são largamente mais utilizados, devido a sua menor complexidade e menor custo de execução, enquanto os ensaios de laboratório ficam restritos a casos específicos.

Os principais métodos de investigação geotécnica utilizados para dimensionamento de fundações profundas são: Sondagens a trado cavadeira; Sondagens a percussão com SPT; Sondagens rotativas; Sondagens mistas; Ensaios de cone e piezocone (CPT e CPTU). No Brasil, há uma predominância na utilização da sondagem a percussão com SPT (Standard Penetration Test), cuja execução é obrigatória conforme a NBR 6122 (ABNT, 2019).

2.2 FUNDAÇÕES PROFUNDAS

São elementos que possuem a função de transmitir a carga da superestrutura ao terreno pela resistência de ponta, gerada na base do elemento, ou por sua resistência lateral, gerada ao longo do fuste da estaca, ou ainda por uma combinação das duas. Este tipo de fundação deve ter sua ponta ou base apoiada em uma profundidade superior a oito vezes a sua menor dimensão em planta e no mínimo 3 metros (ABNT, 2019). Ainda, segundo a norma de fundações, os tipos de fundações que se enquadram neste conceito são as estacas e os tubulões.

2.2.1 Tubulão

É um elemento de fundação profunda em que, ao menos na etapa final da escavação, utiliza-se trabalho manual para executar o alargamento da base e/ou para limpeza do fundo, neste tipo de fundação a capacidade de carga transmitida é preponderantemente ocasionada pela ponta do elemento, caracteriza-se ainda como fundação direta (ABNT, 2019).

Durante o processo executivo pode ser utilizado revestimento, usualmente de concreto ou metálico, a depender do nível de água e da estruturação do terreno, também pode ser empregado o uso de ar comprimido. Existem duas técnicas de execução, o tubulão a céu aberto e o tubulão executado sob ar comprimido.

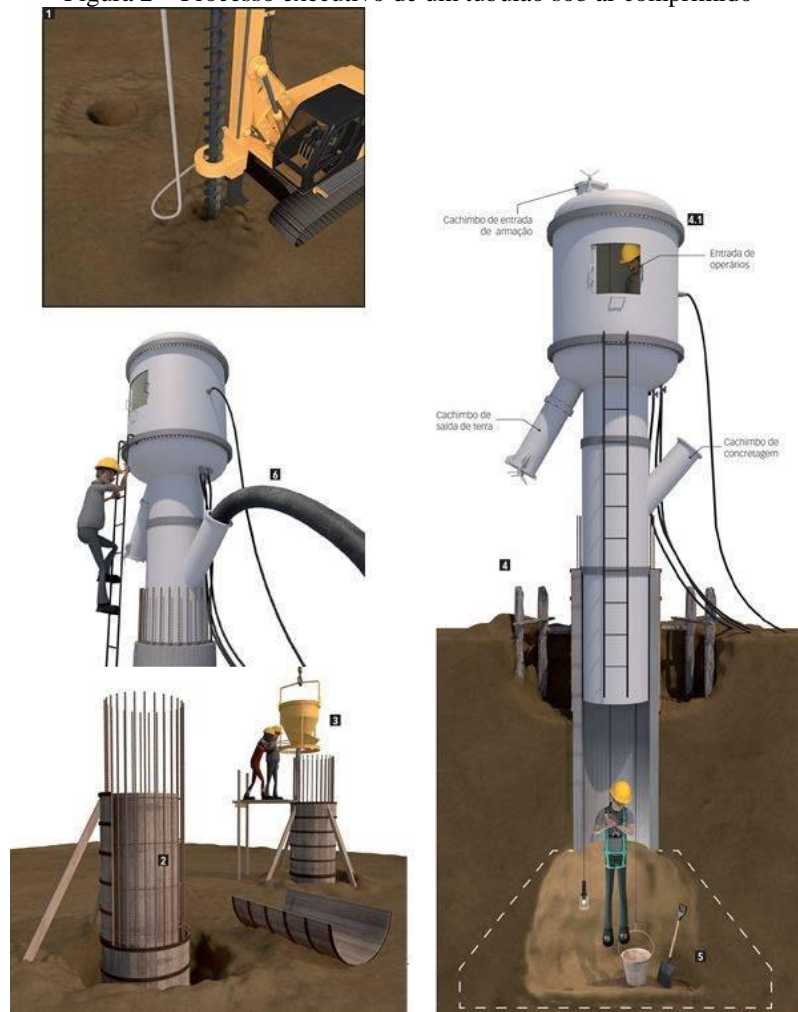
As figuras 1 e 2 demonstram as duas metodologias de execução dos tubulões.

Figura 1 – Processo executivo de um tubulão a céu aberto



(fonte: PEREIRA, 2015)

Figura 2 – Processo executivo de um tubulão sob ar comprimido



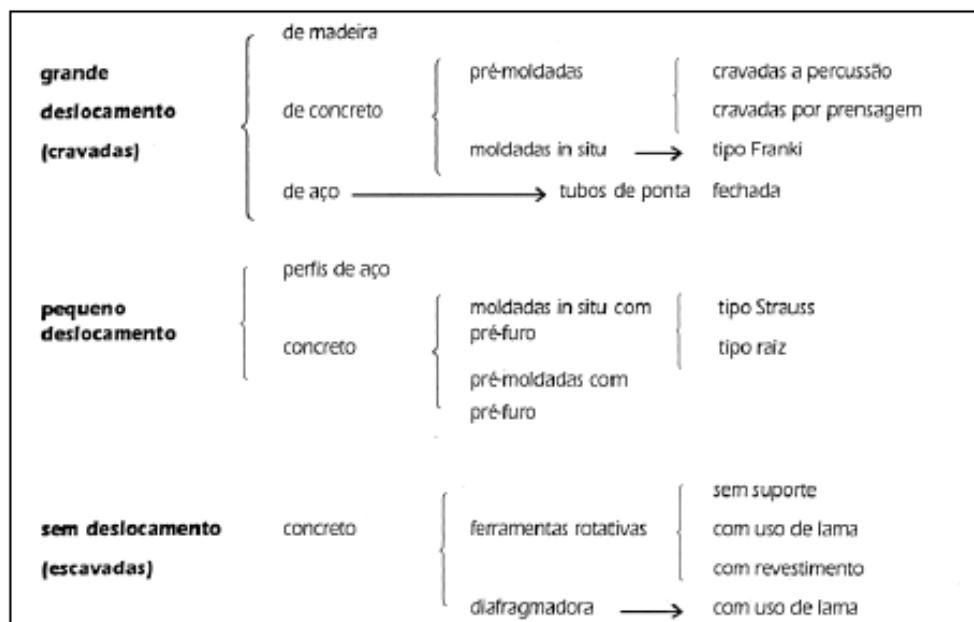
(fonte: PEREIRA, 2015)

2.2.2 Estacas

É um elemento de fundação profunda executado inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução haja trabalho manual em profundidade, fato que as diferenciam dos tubulões. Os materiais empregados podem ser: madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado *in loco*, argamassa, calda de cimento ou qualquer combinação das anteriores (ABNT, 2019). É o tipo de fundação mais utilizado na construção civil brasileira, engloba desde residências até grandes edificações, obras de arte e de infraestrutura.

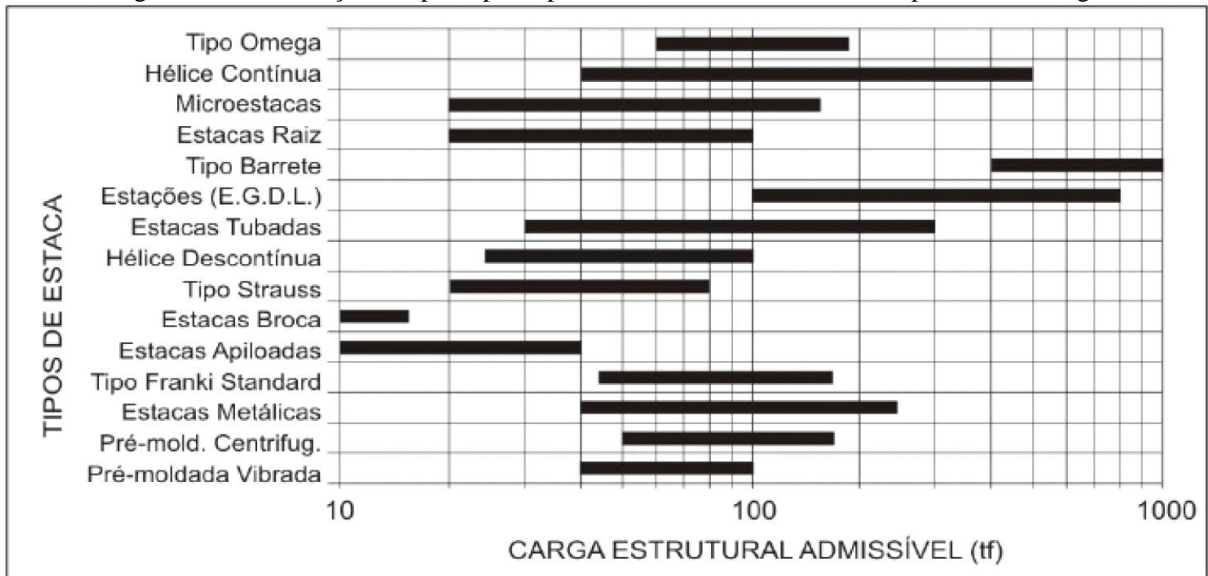
A execução de fundações por estacas pode ser por cravação à percussão, prensagem, vibração, por escavação, ou, ainda, de forma mista, envolvendo mais de um destes processos (FALCONI et. al., 2019). A figura 3 representa os principais tipos de estacas diferenciadas pelo método executivo e pelo seu efeito de deslocamento no solo, enquanto a figura 4 apresenta os tipos de estacas de acordo com sua capacidade de carga estrutural.

Figura 3 – Classificação dos principais tipos de estacas em relação ao deslocamento de solo



(fonte: FALCONI et. al., 2019)

Figura 4 – Classificação dos principais tipos de estacas de acordo com a capacidade de carga



(fonte: SALES, 2014)

2.2.2.1 Estacas tipo raiz

É uma estaca armada e preenchida com argamassa de cimento e areia, moldada *in loco*, executada por perfuração rotativa ou rotopercurativa, revestida integralmente, no trecho em solo, por um conjunto de tubos metálicos recuperáveis (ABNT, 2019).

As estacas raiz foram concebidas inicialmente para realização de reforços e de melhoramento de solos, posteriormente, começaram a ser utilizadas, de fato, como fundações.

Dentro do grupo das estacas escavadas, as estacas raiz, assim como as microestacas, são classificadas como estacas injetadas. Podem ser executadas em diversos ângulos, de 0 à 90°, são armadas ao longo de todo o fuste, possuem elevada capacidade de carga obtida por atrito lateral, mesmo com pequenos diâmetros, podem trabalhar tanto à compressão quanto à tração, desde que com armadura devidamente dimensionada.

Outra valia deste tipo de estaca é que pode ser executado em praticamente qualquer tipo de solo, inclusive com a presença de rochas e matacões; é viável, também, em condições de espaço restrito e em declives ou aclives; estabilização de encostas e taludes; não produz ruídos ou vibrações excessivas, possibilitando a execução em áreas muito habitadas ou nas proximidades de escolas e hospitais.

De acordo com a FUNDESP (2012), através de equipamentos modernos é possível a execução de estacas raiz com comprimentos elevados e o uso de carga de trabalho de até 2000 kN.

A principal desvantagem para sua utilização é o fator financeiro, pois possui um elevado custo de execução devido aos equipamentos necessários e ao alto valor dos insumos. Também deve ser considerada a questão de a produtividade não ser elevada, executa-se em média quatro estacas por dia trabalhado.

2.2.2.2 Método executivo das estacas raiz

O processo de execução das estacas raiz consiste na locação do eixo das estacas, perfuração, posicionamento da armadura, injeção de argamassa e remoção do revestimento presente em trechos de solo.

A perfuração das estacas é realizada por equipamentos de rotação ou rotopercurssão, com a circulação de água ou lama bentonítica em trechos de solo e com a utilização de um martelo de fundo alimentado por um compressor de ar de alta pressão e vazão que fragmenta e pulveriza o material em trechos rochosos.

A colocação da armadura ocorre após atingir-se a profundidade pré-determinada em projeto para a estaca, antes faz-se a limpeza do furo, através de circulação de água ou com ar comprimido. As estacas raiz, geralmente, apresentam armaduras mais densas que as demais, devido à alta capacidade de carga e ao seu uso em casos de solicitações à tração. A estaca deve ser completamente armada, ocasionando que em estacas muito longas ocorra a união de mais de um segmento de armadura. Além de vergalhões de aço, outros tipos de armadura, como perfis metálicos, também podem ser utilizados.

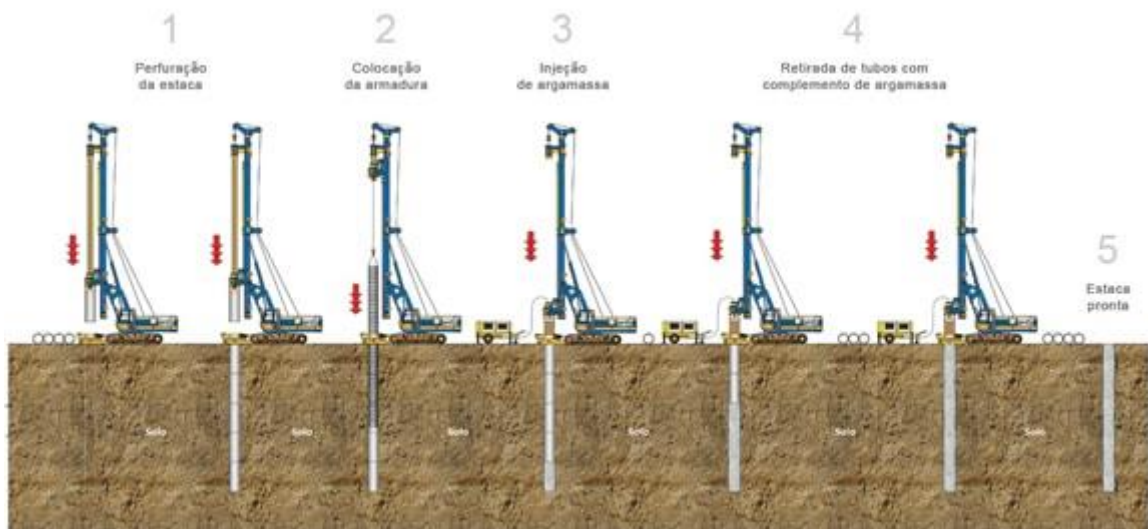
O preparo da argamassa é realizado usualmente num misturador de eixo vertical, após concluída a mistura, a argamassa é levada à estaca através de uma bomba. A injeção ocorre a partir do fundo do furo até a superfície do terreno, ocasionando a expulsão completa da água ou detritos presentes no interior da estaca, interrompe-se a injeção quando a argamassa emergente não apresentar sinais de contaminação.

A NBR 6122 (ABNT, 2019) estabelece um consumo mínimo de cimento de 600 kg/m³, assim como resistência da argamassa maior ou igual a 20 MPa. Normalmente, utiliza-se um traço de

80 litros de areia para 1 saco de 50 kg de cimento e 25 litros de água, conferindo à argamassa uma resistência característica elevada, superior a 20 MPa (FALCONI et. al., 2019).

Após concluído o preenchimento de argamassa, é realizada a extração do revestimento recuperável, se previsto em projeto, durante a retirada do revestimento se aplica golpes de ar comprimido na cabeça da estaca. Caso o nível da argamassa diminua durante a retirada dos tubos, deve ser completado novamente. A figura 5 apresenta a sequência executiva de uma estaca tipo raiz.

Figura 5 – Método executivo de estacas raiz



(fonte: PEREIRA, 2015)

2.3 PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS

A capacidade de carga das estacas é correspondente à resistência máxima estabelecida pelo sistema de interação entre solo e estaca. Cintra e Aoki (2010) explicam que as fundações profundas suportam o carregamento através de duas componentes: resistência lateral que é mobilizada ao longo do comprimento do fuste da estaca, como resistência ao cisalhamento, e de ponta que é resistida pela base da estaca, por meio de tensões normais.

Conforme apontado por Décourt (1998) e Cintra e Aoki (2010), entende-se que primeiro haja mobilização da capacidade carga exclusivamente por atrito lateral, desenvolvendo-se plenamente desde pequenas deformações, após isso ocorre a mobilização da resistência de ponta, iniciando-se somente após grandes deformações.

De acordo com Velloso e Lopes (2010), a determinação da capacidade de carga em estacas pode ser realizada por meio dos métodos “estáticos”, os quais consideram a mobilização de toda a resistência ao cisalhamento estático do solo, são divididos em analíticos (teóricos) e semiempíricos. Os métodos teóricos se baseiam na teoria da plasticidade e em diferentes mecanismos de ruptura da base da estaca, destacam-se as soluções de Terzaghi (1943), Meyerhof (1951, 1976), Berezantzev (1961, 1965) e Vesic (1972). Os métodos semiempíricos têm como base a classificação das camadas de solo atravessadas e suas resistências, obtendo-se assim a estimativa de capacidade de carga da estaca. A NBR 6122 (ABNT, 2019) admite como válidos para o dimensionamento de fundações, tanto os métodos analíticos quanto os semiempíricos e as provas de carga.

As aplicações das formulações teóricas para fundações profundas são restritas e pouco usuais, pois apresentam resultados muito discrepantes entre si e não satisfatórios. Em razão disso, os métodos semiempíricos para obtenção da capacidade de carga em estacas são amplamente mais difundidos e mais utilizados em projetos de fundações profundas (CINTRA; AOKI, 2010; DÉCOURT, 1998).

2.4 MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS PARA CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS

Os métodos semiempíricos correlacionam os ensaios de campo, normalmente CPT e SPT, e a capacidade de carga do sistema solo-estaca. As equações utilizam os valores de resistência do solo à penetração estática, fornecidos pelo ensaio do cone, ou os valores referentes à resistência à penetração dinâmica, obtidos nas sondagens à percussão. Segundo Milititsky e Schnaid (1996), os resultados das correlações de origem empírica, obtidas em condições específicas, são extrapolados, muitas vezes, de maneira equivocada.

Existem métodos desenvolvidos especialmente para ensaios CPT, como Aoki-Velloso (1975), Holeyman et al. (1997), Bustamante e Gianceselly (1982). Dentre os métodos baseados ou correlacionados ao SPT e nas características do solo, serão abordados no presente trabalho os seguintes métodos: Lizzi (1982), Cabral (1986), Brasfond (1991), Aoki-Velloso (1975) e Cabral-Antunes (2000).

2.4.1 Método de Lizzi (1982)

Lizzi propõe que a capacidade de carga das estacas se deve apenas à parcela resistiva mobilizada pelo atrito lateral, desprezando-se a resistência de ponta da estaca. O método proposto utiliza os dados de consistência e compacidade das camadas de solo, não requerendo os valores do índice de resistência à penetração para ser aplicado. Segundo o autor, a capacidade de carga última das estacas raiz é dada por:

$$Q_{Ult} = \pi \cdot d \cdot L \cdot K \cdot I \quad (\text{Equação 1})$$

Sendo:

d = diâmetro nominal da estaca;

L = comprimento da estaca;

K = coeficiente relativo à interação entre solo e estaca (Tabela 1);

I = coeficiente adimensional de forma em relação ao diâmetro da estaca (Tabela 2).

Tabela 1 – Valores de K em função das características do solo

CARACTERÍSTICAS DO SOLO	K (kPa)
Mole	50
Solto	100
Medianamente compacto	150
Muito compacto (pedregulho e areia)	200

(fonte: LIZZI, 1982)

Tabela 2 – Valores de I em função do diâmetro nominal da estaca

DIÂMETRO NOMINAL DA ESTACA (mm)	I
100	1,00
150	0,90
200	0,85
250	0,80
310	0,74

410

0,64

(fonte: LIZZI, 1982)

2.4.2 Método de Cabral (1986)

A proposição de Cabral (1986) considera para o cálculo de capacidade de carga das estacas as parcelas resistivas de ponta e de atrito lateral. Segundo Cabral, a capacidade de carga de estacas raiz de até 45 cm de diâmetro e com pressão de injeção inferior a 4 kgf/cm² pode ser calculada por:

$$Q_{Ult} = (\beta_0 \cdot \beta_2 \cdot N_b \cdot A_p) + \sum \beta_0 \cdot \beta_1 \cdot N_{SPT} \cdot U \cdot \Delta L \quad (\text{Equação 2})$$

$$\beta_0 = 1 + 0,11 \cdot \rho - 0,01 \cdot B \quad (\text{Equação 3})$$

Sendo:

B = diâmetro da estaca (cm);

ρ = pressão de injeção;

N_b = índice de resistência a penetração no solo na ponta da estaca;

β_0 = fator dependente do diâmetro da estaca e da pressão de injeção (Tabela 3), ou calculado pela Equação 3;

β_1, β_2 = fatores que variam de acordo com o tipo de solo (Tabela 4);

A_p = área da ponta da estaca;

ΔL = profundidade de uma camada de solo;

U = perímetro do fuste da estaca.

Tabela 3 – Fator β_0

B (cm)	ρ (kgf/cm ²)			
	0	1	2	3
0	0,90	1,01	1,12	1,23
12	0,88	0,99	1,10	1,21

15	0,85	0,96	1,07	1,18
16	0,84	0,95	1,06	1,17
20	0,80	0,91	1,02	1,13
25	0,75	0,86	0,97	1,08
31	0,69	0,80	0,91	1,02
42	0,58	0,69	0,80	0,91

(fonte: CABRAL, 1986)

Tabela 4 – Fatores β_1 e β_2

SOLO	β_1 (%)	β_2
Areia	7	3
Areia siltosa	8	2,8
Areia argilosa	8	2,3
Silte	5	1,8
Silte arenoso	6	2
Silte argiloso	3,5	1
Argila	5	1
Argila arenosa	5	1,5
Argila siltosa	4	1

(fonte: CABRAL, 1986)

2.4.3 Método Brasfond (1991)

A publicação da empresa Brasfond (1991) considera que a capacidade de carga das estacas é obtida através da soma da resistência de ponta e do atrito lateral, conforme equação abaixo:

$$Q_f = \alpha \cdot N_p \cdot A_p + \beta \cdot N_s \cdot U \cdot \Delta L \quad (\text{Equação 4})$$

Sendo:

α = coeficiente variável de acordo com o tipo de solo na região da ponta da estaca (Tabela 5);

N_p = média dos valores de N_{SPT} determinados entre um metro acima e um metro abaixo da cota da ponta da estaca, admitindo-se um valor máximo de 40;

A_p = área da ponta da estaca;

β = índice de atrito lateral (Tabela 5);

N_s = média dos valores de N_{SPT} ao longo do fuste da estaca, admitindo-se um valor máximo de 40;

ΔL = comprimento unitário;

U = perímetro do fuste da estaca.

Tabela 5 – Valores de α e β em função do tipo de solo

SOLO	α (kPa)	β (kPa)
Argila siltosa	80	5,0
Silte argiloso	100	5,0
Argila arenosa	120	5,0
Silte arenoso	150	5,0
Areia argilosa	180	5,0
Areia siltosa	210	5,0
Areia	270	5,0
Areia com pedregulhos	300	5,0

(fonte: BRASFOND, 1991)

2.4.4 Método de Aoki-Velloso (1975)

A metodologia desenvolvida por Aoki e Velloso (1975) é o primeiro método semiempírico brasileiro utilizado para estimar a transferência de carga de estacas. Segundo eles, a capacidade de carga da estaca se deve à soma das parcelas de resistência lateral e de ponta. Sendo assim:

$$Q_f = Q_s + Q_p \quad \text{(Equação 5)}$$

Sendo:

Q_s = parcela de carga resistida pelo atrito lateral;

Q_p = parcela de carga resistida pela ponta da estaca.

A carga de ruptura resistida pela ponta da estaca é dada pela seguinte equação:

$$Q_p = A_p \frac{K \cdot N_p}{F_1} \quad (\text{Equação 6})$$

Sendo:

A_p = área da ponta da estaca;

K = coeficiente em função do tipo de solo (Tabela 6);

N_p = índice de N_{SPT} na região da ponta da estaca, admitindo-se um valor máximo de 40;

F_1 = fator adimensional (Tabela 7).

A carga de ruptura resistida pelo atrito lateral ao longo do fuste da estaca é dada por:

$$Q_s = U \cdot \Delta L \frac{\alpha \cdot K \cdot N_L}{F_2} \quad (\text{Equação 7})$$

Sendo:

α = coeficiente em função do tipo de solo, correlaciona o ensaio SPT com o CPT (Tabela 6);

K = coeficiente em função do tipo de solo (Tabela 6);

F_2 = fator adimensional (Tabela 7);

N_L = média dos valores de N_{SPT} ao longo do fuste da estaca, admitindo-se um valor máximo de 40;

ΔL = comprimento unitário;

U = perímetro do fuste da estaca.

Tabela 6 – Coeficientes de correlação K e α em função do tipo de solo

SOLO	k (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia silto-argilosa	0,70	2,4
Areia argilo-siltosa	0,50	2,8

Areia argilosa	0,60	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte areno-argiloso	0,45	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte argilo-arenoso	0,25	3,0
Silte argiloso	0,23	3,4
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila areno-siltosa	0,30	2,8
Argila silto-arenosa	0,33	3,0
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila	0,20	6,0

(fonte: AOKI; VELLOSO, 1975)

Tabela 7 - Coeficientes adimensionais de transformação F_1 e F_2 adaptados por Velloso e Lopes (2002)

TIPO DE ESTACA	F_1	F_2
Franki	2,5	5,0
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada	$1 + D/0,80$	$2 F_1$
Escavada	3,0	6,0
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2,0	4,0

(fonte: AOKI; VELLOSO, 1975)

A Tabela 7 foi originalmente elaborada por Aoki e Velloso em 1975, tendo sido adaptada por diversos autores, no presente trabalho será considerado a adaptação de Velloso e Lopes (2002), aplicando-se assim uma versão mais atualizada do método de Aoki-Velloso para previsão de capacidade de carga em estacas.

Monteiro (1997) fez adaptações no método de Aoki e Velloso (1975) para o cálculo da resistência da ponta da estaca (N_p), nos coeficientes k e α em função do tipo de solo (Tabela 8) e nos fatores adimensionais F_1 e F_2 (Tabela 9). Para o cálculo da resistência de ponta passa-se

a considerar a média dos valores de N_{SPT} até uma cota de 7 vezes o diâmetro da estaca acima da ponta e de uma cota de 3,5 vezes o diâmetro da estaca abaixo da ponta (Figura 6), N_p é obtido pela Equação 8.

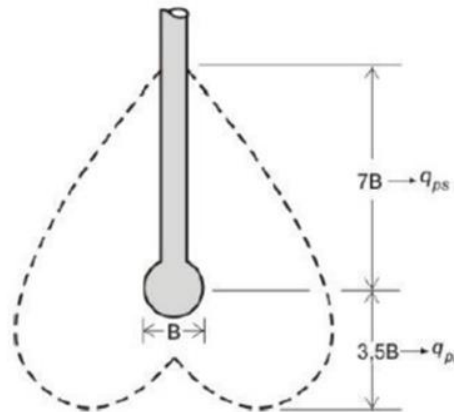
$$N_p = \frac{q_{ps} \cdot q_{pi}}{2} \quad (\text{Equação 8})$$

Sendo:

q_{ps} = média dos valores de N_{SPT} no trecho de fuste $7B$ acima da cota de ponta da estaca;

q_{pi} = média dos valores de N_{SPT} no trecho de fuste $3,5B$ abaixo da cota de ponta da estaca.

Figura 6 – Bulbo de tensões na ponta da estaca



(fonte: MONTEIRO, 1997)

Tabela 8 – Coeficientes de correlação K e α em função do tipo de solo

SOLO	k (MPa)	α (%)
Areia	0,73	2,1
Areia siltosa	0,68	2,3
Areia silto-argilosa	0,63	2,4
Areia argilo-siltosa	0,57	2,9
Areia argilosa	0,54	2,8
Silte arenoso	0,50	3,0
Silte areno-argiloso	0,45	3,2
Silte	0,48	3,2

Silte argilo-arenoso	0,40	3,3
Silte argiloso	0,32	3,6
Argila arenosa	0,44	3,2
Argila areno-siltosa	0,30	3,8
Argila silto-arenosa	0,33	4,1
Argila siltosa	0,26	4,5
Argila	0,25	5,5

(fonte: MONTEIRO, 1997)

Tabela 9 - Coeficientes adimensionais de transformação F_1 e F_2

TIPO DE ESTACA	F_1	F_2
Franki de fuste apilado	2,3	3,0
Franki de fuste vibrado	2,3	3,2
Metálica	1,75	3,5
Premoldada de concreto cravada à percussão	2,5	3,5
Premoldada de concreto cravada à 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: MONTEIRO, 1997)

2.4.5 Método de Cabral-Antunes (2000)

É um método para cálculo de capacidade de carga em estacas que apresentam ancoragem em trechos rochosos. Nestes casos é recomendado desprezar a resistência mobilizada ao longo trecho de solo, considerando que a capacidade de carga da estaca é gerada somente no trecho perfurado em rocha (VELLOSO; LOPES, 2010). É necessário um ensaio de sondagem rotativa e de compressão simples das amostras rochosas para obtenção das características das rochas.

No dimensionamento considera-se a qualidade do maciço rochoso para a mobilização da resistência lateral e a limpeza da ponta da estaca para o cálculo da resistência de ponta, a capacidade de carga é dada por:

$$Q = \sigma_p \cdot A_p + \sigma_L \cdot U \cdot \Delta L \quad (\text{Equação 9})$$

Sendo:

σ_p = resistência de ponta unitária, admitindo-se um valor máximo de 8 MPa para fins de cálculo;

A_p = área da ponta da estaca;

σ_L = resistência lateral unitária, admitindo-se um valor máximo de 1,33 MPa para fins de cálculo;

ΔL = comprimento unitário;

U = perímetro do fuste da estaca.

A resistência de ponta unitária é obtida por:

$$\sigma_p = \beta_p \cdot \sigma_c < 0,40 \cdot f_{ck} \quad (\text{Equação 10})$$

Sendo:

β_p = coeficiente de correlação com o tipo de rocha (Tabela 10);

σ_c = resistência à compressão simples das rochas (Tabela 11);

f_{ck} = resistência característica à compressão da argamassa utilizada na injeção.

Tabela 10 – Coeficiente de correlação β_p em função do tipo de rocha

TIPO DE ROCHA	β_p	
	Variação	Média
Muito alterada	0,07 a 0,13	0,10
Alterada	0,24 a 0,36	0,30
Pouco alterada a sã	0,48 a 0,60	0,54

(fonte: ANTUNES; CABRAL, 2000)

Tabela 11 - Valores de resistência à compressão das rochas

TIPO DE ROCHA	σ_c (MPa)
Ígneas e metamórficas (basalto, gnaisses e granito)	70 a 250
Metamórficas foliadas (ardósias e xistos)	40 a 90
Sedimentares bem cimentadas (arenitos, calcários e silfítos)	30 a 80

(fonte: ANTUNES; CABRAL, 2000)

O atrito lateral unitário, normalmente, é tomado como 3% da resistência de ponta, ou calculado pela Equação 11, adotando-se o menor valor entre ambos.

$$\sigma_L = \frac{f_{ck}}{15} \quad (\text{Equação 11})$$

Sendo:

f_{ck} = resistência característica à compressão da argamassa utilizada na injeção.

Os autores definem o comprimento mínimo da estaca a ser embutido em rocha em função do diâmetro da mesma, devido ao nível de confiança e qualidade do maciço rochoso e garantia de limpeza da ponta da estaca (Tabela 12).

Tabela 12 - L_e em relação com a limpeza da estaca e qualidade da rocha de apoio

NÍVEL DE CONFIANÇA E QUALIDADE DA ROCHA	Embutimento em rocha (L_e)
Garantia de limpeza da ponta e da qualidade da rocha de apoio	0,5. D
Possibilidade da qualidade da rocha de apoio ser menor que a do final da perfuração	1,5. D , se $\sigma_p > 30MPa$ 2,0. D , se $15 MPa < \sigma_p < 30MPa$
Dúvidas quanto a limpeza da ponta e da qualidade da rocha de apoio	3,0. D , se $\sigma_p > 30MPa$ 4,0. D , se $15 MPa < \sigma_p < 30MPa$

(fonte: ANTUNES; CABRAL, 2000)

2.5 PROVAS DE CARGA EM FUNDAÇÕES PROFUNDAS

As provas de carga são essenciais para verificação de desempenho em fundações profundas, pois atestam a capacidade de carga e os deslocamentos do elemento de fundação. As provas de carga podem ser dinâmicas ou estáticas, devem ser empregadas sempre que as tensões de trabalho submetidas às estacas forem superiores aos valores indicados na coluna (A) da Tabela 6 da NBR 6122 (ABNT, 2019), representada na Tabela 13 do presente trabalho, ou quando ultrapassarem o número de estacas da coluna (B) da mesma tabela. Quando ultrapassados os limites citados acima, deverão ser realizadas provas de carga estáticas em ao menos 1% do número total de estacas da edificação, arredondando-se para o número inteiro mais próximo. De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2019), cada ensaio de prova de carga estática pode ser substituído por cinco ensaios de carregamento dinâmico.

Tabela 13 – Quantidade de provas de carga

TIPO DE ESTACA	TENSÃO DE TRABALHO EM MPA (A)	NÚMERO TOTAL DE ESTACAS (B)
Pré-moldada	7,0	100
Madeira	-	100
Aço	$0,5f_{yk}$	100
Hélice contínua	5,0	100
Escavadas ($\varnothing \geq 70\text{cm}$)	5,0	75
Raiz	$\leq \varnothing 310\text{mm} = 15,0$	75
	$\geq \varnothing 400\text{mm} = 13,0$	75
Microestaca	15,0	75
Trado vazado segmentado	5,0	50
Franki	7,0	100
Escavadas ($\varnothing < 70\text{cm}$)	4,0	100
Strauss	4,0	100

(fonte: ABNT, 2019)

Segundo Berberian (1992), é possível obter a partir do ensaio de prova de carga, informações de extrema valia, como: (a) as cargas admissíveis de projeto, (b) a carga de ruptura da fundação, (c) o comportamento ao recalque da fundação, (d) a forma de transferência de carga entre fundação e solo e (e) a verificação da integridade estrutural da estaca. Sendo os itens (d) e (e) obtidos em provas de carga estáticas instrumentadas ou ensaios dinâmicos.

As provas de carga devem procurar reproduzir as condições de desempenho que a fundação será submetida, realizando carregamentos verticais ou inclinados, simulando esforços horizontais, de tração ou de compressão.

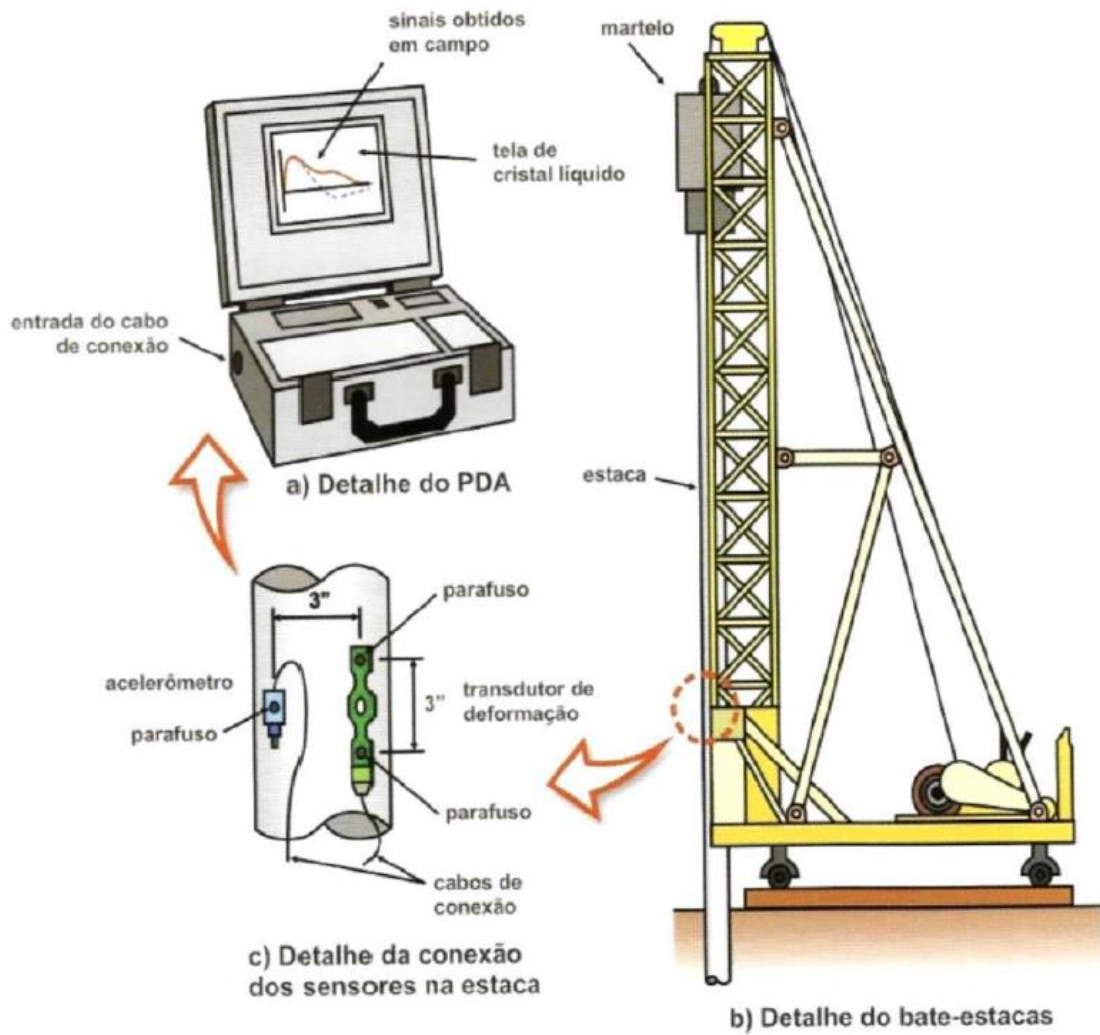
2.5.1 Ensaio de carregamento dinâmico - PDA

O ensaio de carga dinâmica possibilita estimar a resistência geotécnica do sistema de fundação solo-estaca e verificar a integridade da estaca, é normatizado pela NBR 13208 (ABNT, 2007). O procedimento consiste na aplicação de golpes de martelo à percussão no topo da estaca, com altura de queda constante ou crescente, capazes de gerar deslocamento permanentes e de mobilizar a resistência do solo, mede-se a aceleração e a deformação específica, por fim, analisa-se os resultados com base nos fundamentos da teoria da equação de onda.

É realizado o preparo da estaca para o ensaio, são instalados dois tipos de sensores para medição no fuste da estaca, um par de transdutores de deformação e um par de acelerômetros. Após a preparação, o próprio equipamento de cravação, o bate-estacas, é utilizado para aplicação dos golpes. Através da teoria de onda é possível a interpretação dos dados obtidos por dois métodos distintos, o CASE (método simplificado) e o CAPWAP (método numérico).

Os dados medidos pelos sensores são lidos pelo equipamento analisador de cravação (PDA), sendo informado o valor da resistência estática pelo leitor. Os ensaios de carregamento dinâmico são mais difundidos no país devido a sua menor complexidade para elaboração e menor custo de execução. Entretanto, geram resultados menos confiáveis que as provas de carga estática, visto que a resistência estática no ensaio é obtida através de correlações. A Figura 7 apresenta em detalhes os equipamentos utilizados no ensaio de carregamento dinâmico.

Figura 7 – Esquema de equipamentos utilizados no ensaio de carregamento dinâmico



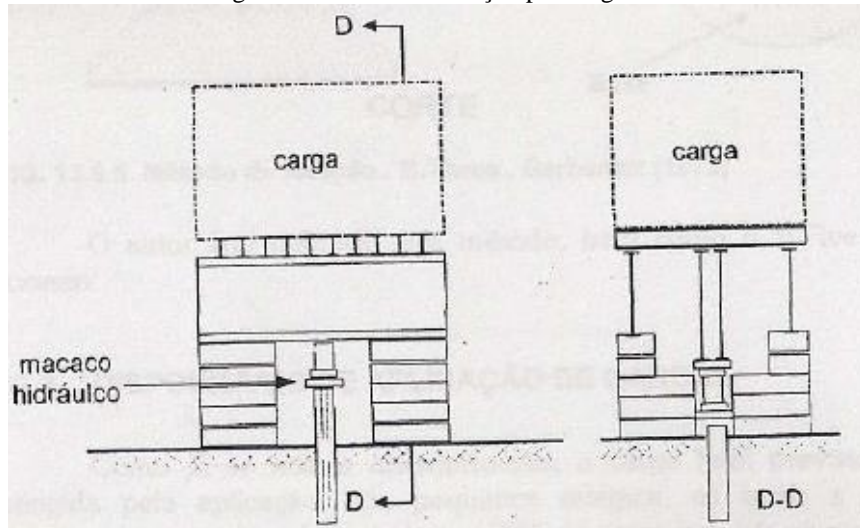
(fonte: SOUSA et al., 2011)

2.5.2 Prova de carga estática

Os ensaios de prova de carga estática, normatizados pela NBR 16903 (ABNT, 2020), têm como objetivo avaliar a relação entre carga e deslocamento de uma estaca, através da aplicação de carregamentos estáticos crescentes. Os esforços aplicados podem ser de compressão, tração ou flexocompressão, verticais, horizontais ou inclinados. Nas provas de carga à compressão, o carregamento é feito por um macaco hidráulico com manômetro, devidamente aferido, que reage contra um sistema de reação, a instrumentação é constituída por extensômetros para medição dos recalques e relógios comparadores para medição do deslocamento (VELLOSO; LOPES, 2010).

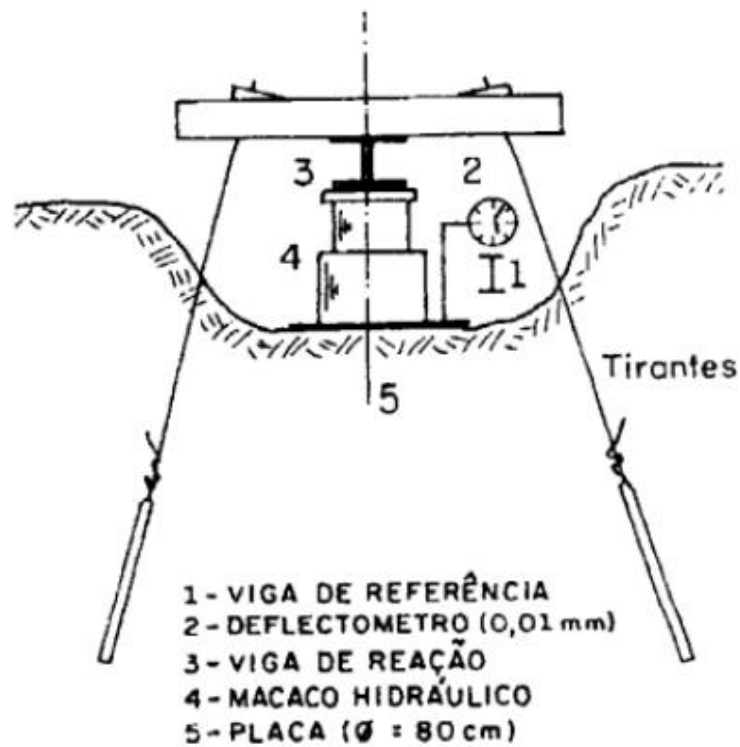
O ensaio de prova de carga estática é montado a partir de um sistema de reação entre estacas, que pode ser por cargueira (Figura 8), por tirantes (Figura 9) ou por estacas de reação (Figura 10).

Figura 8 – Sistema de reação por cargueira



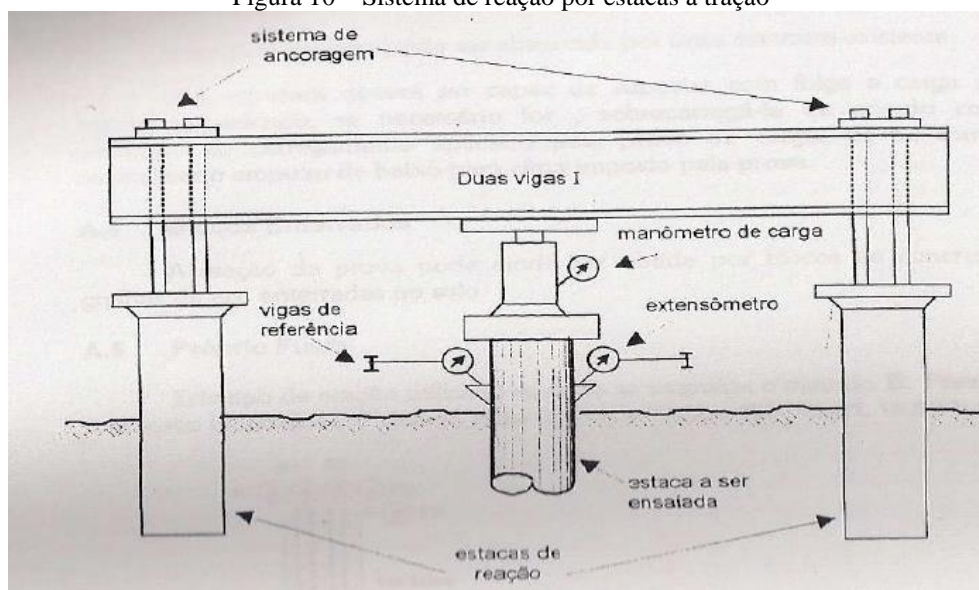
(fonte: BERBERIAN, 1992)

Figura 9 – Sistema de reação por tirantes



(fonte: ABMS/ABEF, 1998)

Figura 10 – Sistema de reação por estacas à tração



(fonte: BERBERIAN, 1992)

O aumento do carregamento atuante sobre as estacas durante o ensaio é dividido em estágios, nos quais as cargas devem permanecer atuando até a estabilização dos recalques ou por um tempo previamente definido. Conforme a NBR 6122 (ABNT, 2019), os carregamentos ensaiados devem ser levados até uma carga equivalente à duas vezes a carga admissível da estaca prevista em projeto, ou até a ruptura. A NBR 16903 (ABNT, 2020) classifica os ensaios quanto ao seu tipo de carregamento, sendo eles: lento (PCE); rápido (PCR); misto (PCM), ou seja, lento seguido de rápido; cíclicos, lento (PCCL) ou rápido (PCCR). O Quadro 1 exemplifica os principais tipos de ensaios e suas características.

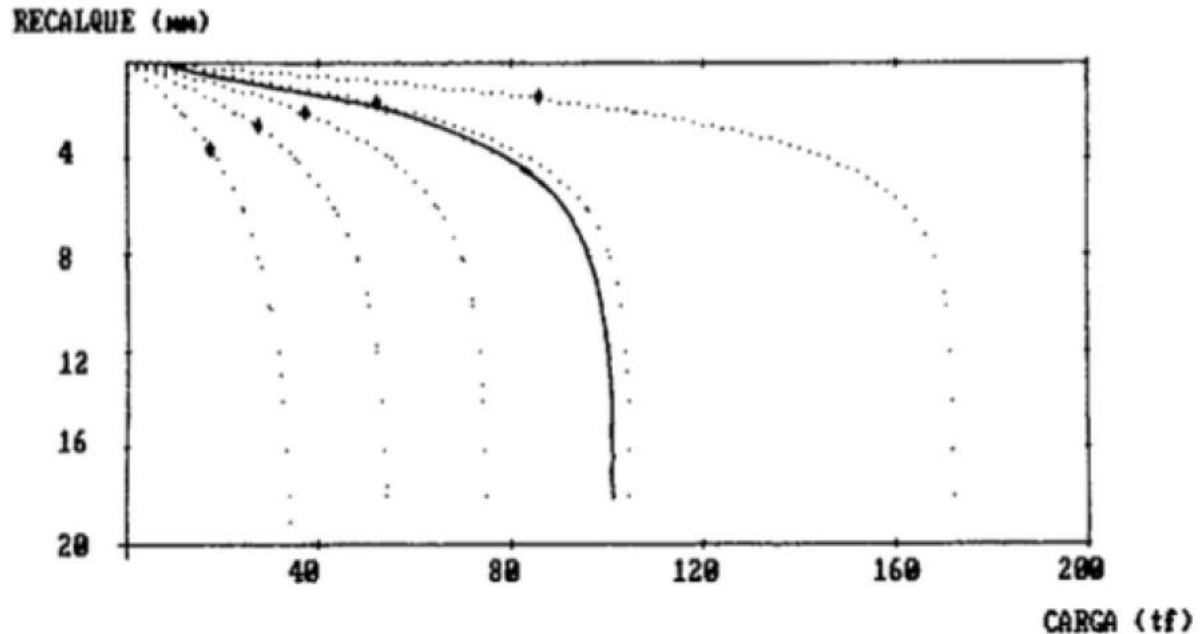
Quadro 1 – Comparativo entre ensaios lentos e rápidos

Ensaio	Lento (PCE)	Rápido (PCR)	Misto (PCM)	Cíclico Lento (PCCL)	Cíclico Rápido (PCCR)
Carregamento	≤ 20% da carga de trabalho	≤ 10% da carga de trabalho	Lento: até 1,2 vezes a carga de trabalho	≤ 20% da carga de trabalho em ciclos de carga e descarga	≤ 10% da carga de trabalho em ciclos de carga e descarga
Tempo de cada estágio	Até a estabilização dos deslocamentos e no mínimo por 30 min	10 min, independente da estabilização dos deslocamentos	10 min, independente da estabilização dos deslocamentos	Até a estabilização dos deslocamentos, e no mínimo por 30 min	10 min, independente da estabilização dos deslocamentos
Intervalo entre leituras	0, 5, 10, 15 e 30min, ou a cada 15min até a estabilização do deslocamento	0 e 10 min em cada estágio. Leituras adicionais no último estágio: 30, 60, 90 e 120 min	0 e 10 min em cada estágio. Leituras adicionais no último estágio: 30, 60, 90 e 120 min	0, 5, 10, 15 e 30min, ou a cada 15min até a estabilização do deslocamento	0 e 10 min em cada estágio. Leituras adicionais no último estágio: 30, 60, 90 e 120 min
Atingida a carga máxima do ensaio	Não havendo ruptura nítida, mantêm-se o último estágio por 12h	Descarga total deve ser feito em 4 estágios, cada um mantido por 10 min	Descarga total deve ser feito em 4 estágios, cada um mantido por 10 min	Não havendo ruptura nítida, mantêm-se o último estágio por 12h	Recalque de no mínimo 10 a 20% do diâmetro da estaca
Remoção total de carga	Em 4 estágios até a estabilização dos deslocamentos e no mínimo 15min	Após 30 min da remoção de carga, realizar nova leitura	Após 30 min da remoção de carga, realizar nova leitura	Em 4 estágios até a estabilização dos deslocamentos e no mínimo 15min	Após 30 min da remoção de carga, realizar nova leitura

(fonte: ABNT, 2020)

O resultado obtido com o ensaio é a típica curva que correlaciona a carga aplicada versus o recalque (Figura 11) que demonstra o comportamento da fundação submetida aos esforços estáticos. A consequência deste ensaio é a validação ou não dos parâmetros adotados pelo projetista de fundação, como as cargas admissíveis das estacas e o fator de segurança.

Figura 11 – Exemplo de curva de “carga x recalque”



(fonte: BENEGAS, 1993)

Quando a prova de carga não é levada até a ruptura ou até um nível de recalque que caracterize a ruptura, realiza-se uma extrapolação da curva carga-recalque, baseada em equação matemática ajustada ao trecho que se dispõe da curva carga-recalque (ABMS/ABEF, 1998).

Faz-se a ressalva de que, segundo Milititsky (1991), o efeito da velocidade do carregamento pode influenciar significativamente o comportamento do solo e do sistema solo-estaca, visto que ensaios com estágios mais longos conduzem a maiores recalques e menores resistências. Portanto, constata-se que a prova de carga rápida pode ser duvidosa em termos de recalque e resistência, todavia, a utilização da prova de carga lenta pode não ser viável em obras que se espera a definição do resultado para continuação do estaqueamento (VELLOSO; LOPES, 2010).

3 ESTUDO DE CASO

Para analisar a validade dos parâmetros semiempíricos para determinação de capacidade de carga em estacas raiz, analisou-se duas estacas que compunham os elementos de fundação de um edifício residencial, localizado na Av. Ferdinand Kisslinger – Jardim Europa – Porto Alegre/RS (Figura 12). Foram executadas um total de 118 estacas tipo raiz na obra, referente às fundações do condomínio. O empreendimento “Quadra K” se caracteriza por possuir uma torre única com 9 pavimentos, totalizando 28 apartamentos com áreas privativas que variam de 64 a 111 m² cada.

Figura 12 – Localização do empreendimento



(fonte: GOOGLE, 2022)

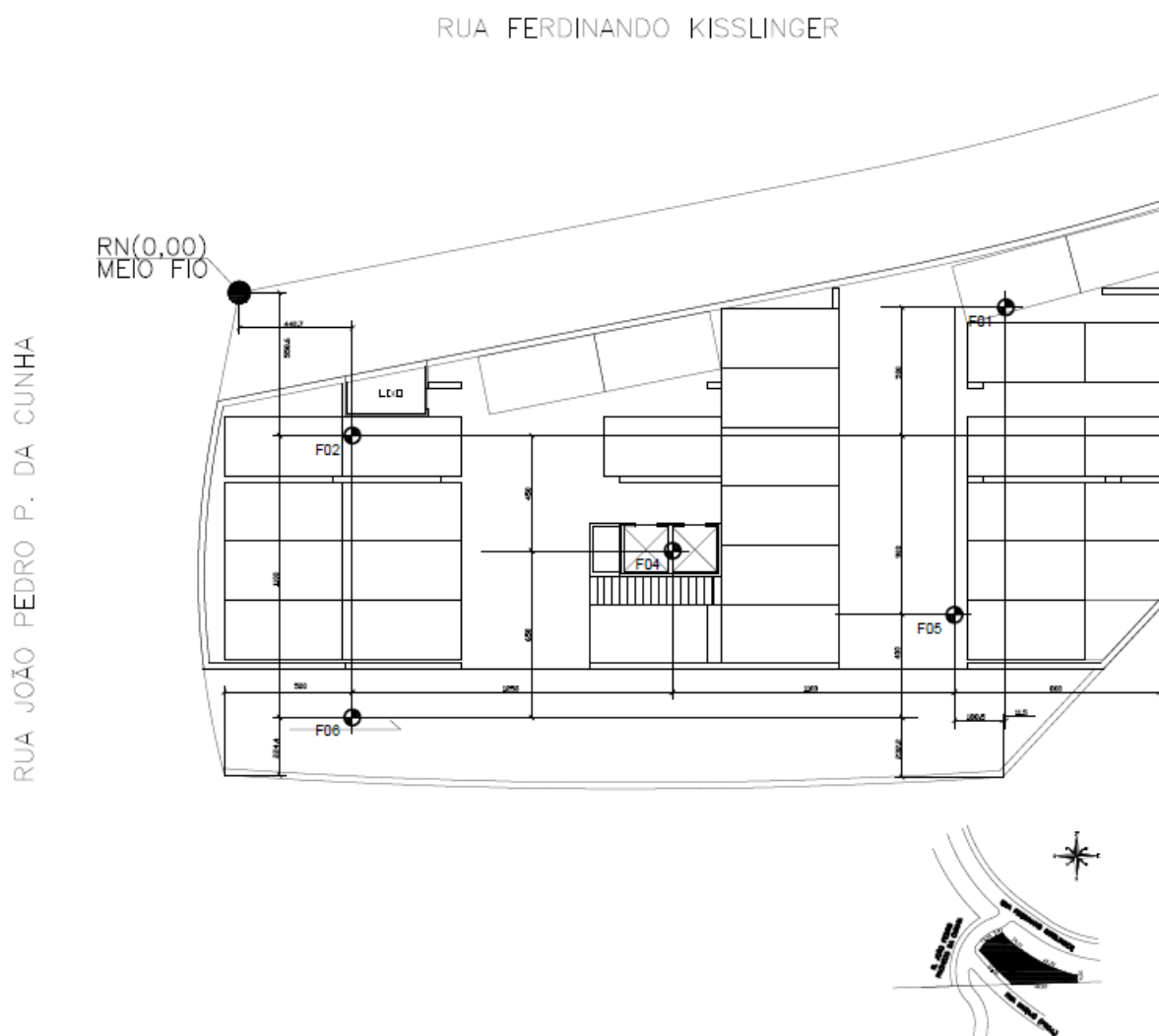
3.1 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS

A análise do subsolo teve como base o perfil de sondagem fornecido pelo furo F04, devido à proximidade de sua locação com as estacas a serem estudadas (Figura 13). As perfurações se deram inicialmente por percussão (ensaio SPT), prosseguindo através de sonda rotativa para

determinação do material impenetrável. O amostrador utilizado possui 34,9 mm e 50,8 mm de diâmetros interno e externo respectivamente. O ensaio de SPT foi realizado com peso de 65 kg em queda livre de 75 cm a fim de cravar o amostrador de 45 cm nas camadas de solo atravessadas. Após atingir o material impenetrável à percussão, a continuação da sondagem foi realizada por sonda rotativa com auxílio de circulação de água.

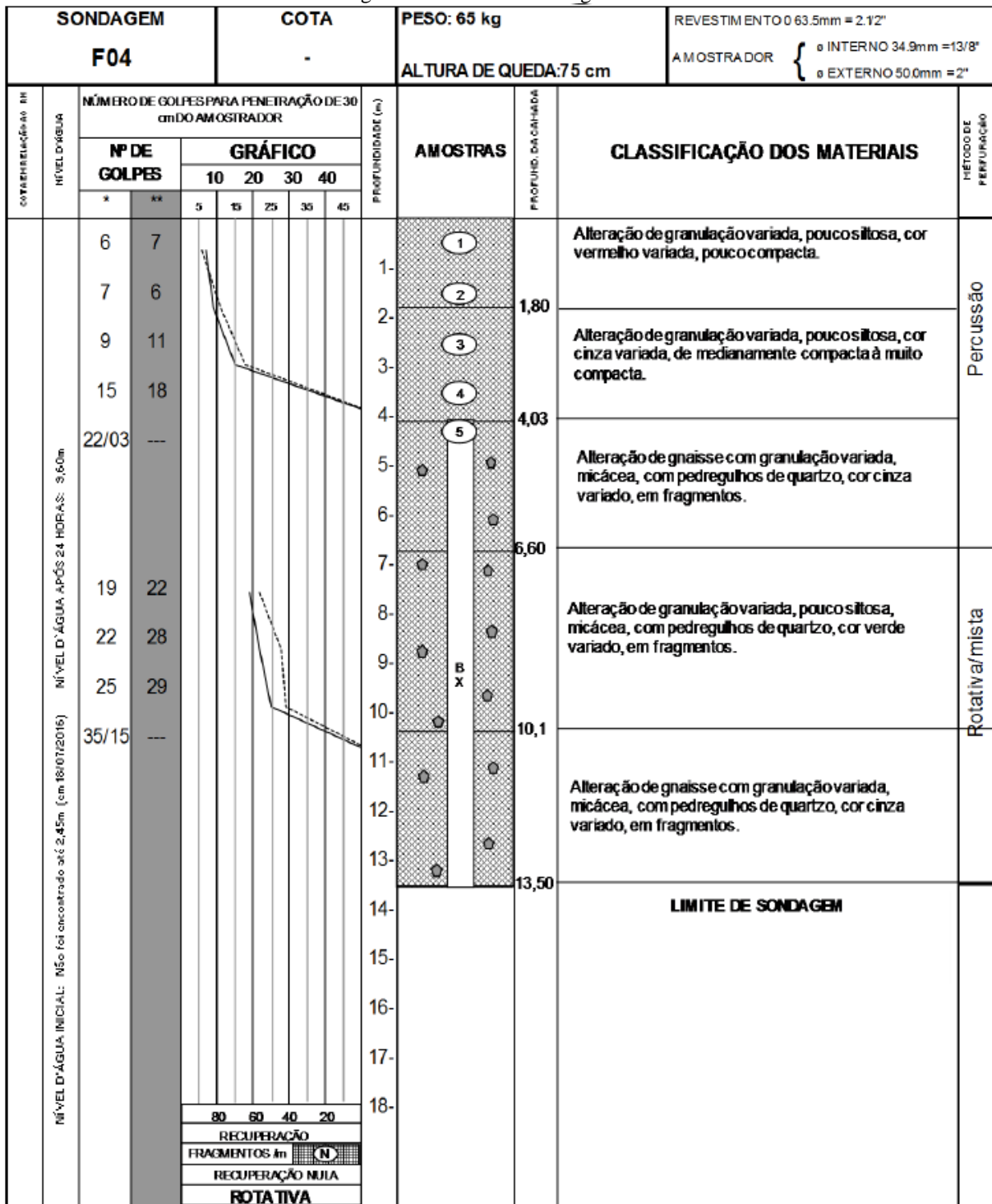
A extração das amostras de sondagem rotativa foi realizada através de barrilete com coroa diamantada de diâmetro externo e interno iguais a 75,30 mm e 56,2 mm respectivamente. Durante a perfuração e por meio da coleta das amostras observou-se então: o tipo, o grau de alteração e de fraturamento, e a cor da rocha encontrada. Conforme pode ser observado no laudo da Figura 14, a recuperação da amostra no furo F04 foi zero.

Figura 13 – Localização dos furos de sondagem



(fonte: FUNDASOLOS, 2016)

Figura 14 – Perfil de sondagem F04



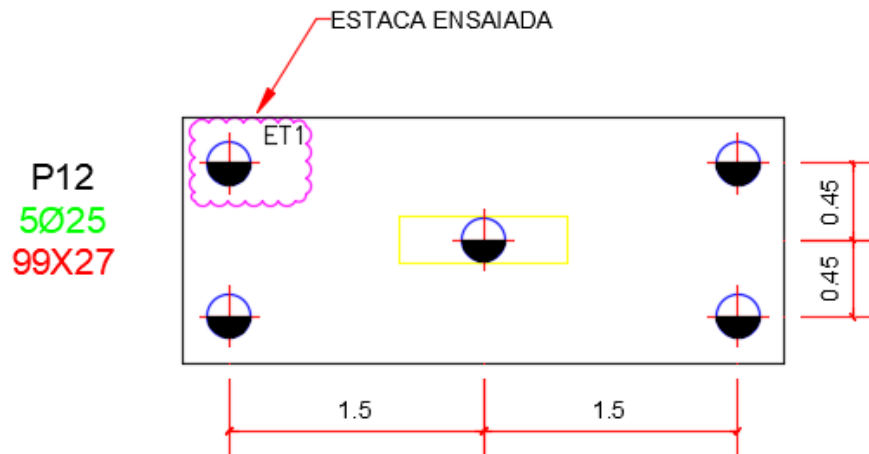
(fonte: FUNDASOLOS, 2016)

3.2 CARACTERÍSTICAS DAS ESTACAS ESTUDADAS

As estacas analisadas compõem as fundações dos pilares P12, um dos centrais da torre, e do P17, que dará origem ao elevador. O projeto do bloco de fundação do pilar P12 é composto por

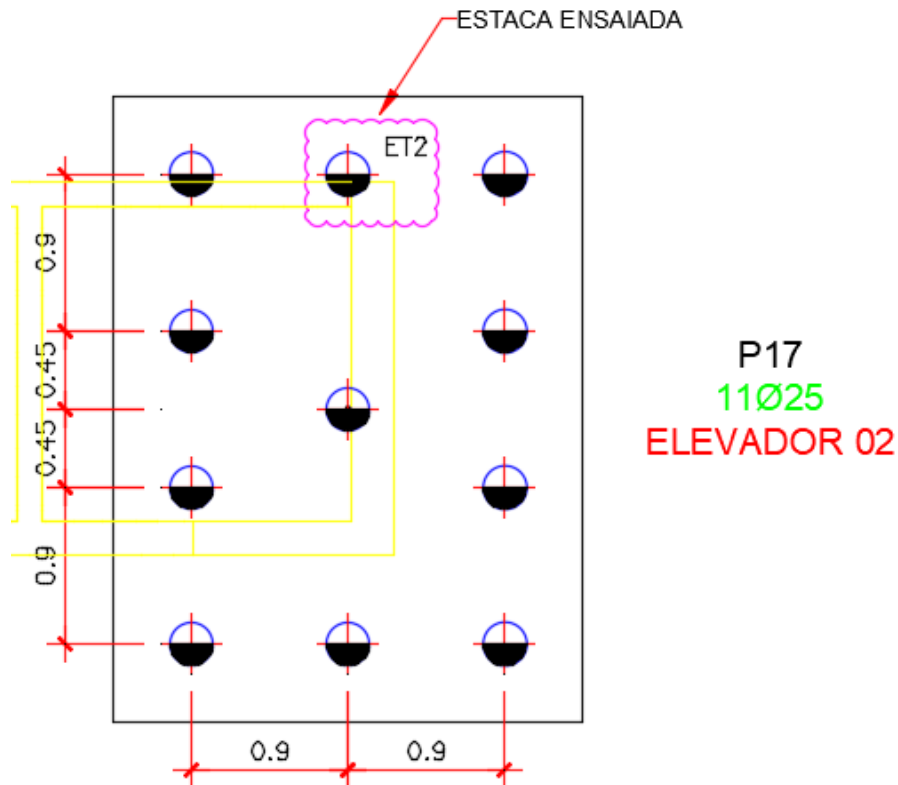
5 estacas do tipo raiz de diâmetro 25,0 cm (Figura 15), e o bloco de fundações do pilar P17 foi concebido com 11 estacas do tipo raiz de diâmetro 25,0 cm (Figura 16). As estacas de ambos os blocos foram executadas com comprimento útil médio de 15,0 m cada, considerando um embutimento contínuo em rocha de 4,0 m. O projetista adotou uma carga admissível de 1.100 kN por estaca, para as características citadas acima.

Figura 15 – Bloco de fundação do pilar P12



(fonte: GEYER, 2018)

Figura 16 – Bloco de fundação do pilar P17



(fonte: GEYER, 2018)

As cargas dos pilares são fornecidas pela combinação de esforços atuantes, as hipóteses de carga foram extraídas do projeto estrutural e estão representadas na Tabela 14, onde F_x e F_y são componentes de força horizontais, F_z componente vertical, M_x e M_y são momentos aplicados entorno dos eixos x e y . As unidades das forças axiais e horizontais são tf, e os momentos estão considerados em tf.m.

Tabela 14 – Tabela de cargas dos pilares

Elem.	Caso 1			Vento Y (+)			Vento Y (-)			Vento X (+)			Vento X (-)		
	F_z	M_x	M_y	F_z	F_y	M_x	F_z	F_y	M_x	F_z	F_x	M_y	F_z	F_x	M_y
P12	421	0	2	19	1	-4	-19	-1	4	0	1	4	0	-1	-4
P17	322	4	-8	63	24	-527	-63	-24	257	8	2	9	-8	-2	-9

(fonte: VANTEC, 2017)

3.3 PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS RAIZ

Para determinação da capacidade de carga das estacas foram utilizados os métodos semiempíricos de dimensionamento, conforme citado e descrito no item 2.4 do presente trabalho, sendo eles: Lizzi (1982), Cabral (1986), Brasfond (1991), Aoki-Velloso (1975) e Cabral-Antunes (2000). A escolha por estes métodos se justifica pelo fato de serem os mais adequados para previsão de capacidade de carga em estacas raiz sobre rocha ou alteração rochosa.

3.3.1 Previsão da capacidade de carga pelo método de Lizzi (1982)

Conforme proposto por Lizzi em 1982, seguindo a metodologia descrita no item 2.4.1 para o dimensionamento de carga em estaca raiz e considerando o perfil de sondagem F04 (Figura 14), obteve-se os resultados apresentados na Tabela 15. Foi considerado um fator de segurança global (FS) igual a 2 para o cálculo da carga admissível, conforme especificação da NBR 6122 (ABNT, 2019).

Tabela 15 – Dados e resultados obtidos pelo método de Lizzi (1982)

Valores considerados		Estacas raiz		
Profundidade (m)	15,00	Método de Lizzi	Qult (kN)	1884,96
Diâmetro (m)	0,25		Qadm (kN)	942,48
K (kPa)	200,00			
I	0,80			
FS	2,00			

(fonte: do autor)

3.3.2 Previsão da capacidade de carga pelo método de Cabral (1986)

Conforme proposto por Cabral em 1986, seguindo a metodologia descrita no item 2.4.2 para o dimensionamento de carga em estaca raiz e considerando o perfil de sondagem F04 (Figura 14), obteve-se os resultados apresentados na Tabela 16. Foi considerado um fator de segurança global (FS) igual a 2 para o cálculo da carga admissível, conforme especificação da NBR 6122 (ABNT, 2019). Os valores dos fatores β_1 e β_2 foram extraídos da Tabela 4, considerou-se o trecho de alteração de rocha no perfil de sondagem como sendo silte arenoso, esta aproximação se mostra conservadora para fins de cálculo de dimensionamento. Os trechos da sondagem onde o avanço foi feito por meio de sonda rotativa, adotou-se N_{SPT} igual a 40.

Tabela 16 – Dados e resultados obtidos pelo método de Cabral (1986)

Valores considerados		Estacas raiz	
Profundidade (m)	15,00	Método de	Qult (kN) 2923,30
Diâmetro (cm)	25,00	Cabral	Qadm (kN) 1461,65
Área seção (cm ²)	490,87		
Perímetro da seção (cm)	78,54		
p (kgf/cm ²)	3,50		
β_0	1,14		
β_1 (%)	6,00		
β_2	2,00		
FS	2,00		

(fonte: do autor)

3.3.3 Previsão da capacidade de carga pelo método Brasfond (1991)

Conforme proposto pela empresa Brasfond em 1991, seguindo a metodologia descrita no item 2.4.3 para o dimensionamento de carga em estaca raiz e considerando o perfil de sondagem F04 (Figura 14), obteve-se os resultados apresentados na Tabela 17. Foi considerado um fator de segurança global (FS) igual a 2 para o cálculo da carga admissível, conforme especificação da NBR 6122 (ABNT, 2019). Os valores dos fatores α e β foram extraídos da Tabela 5, considerou-se o trecho de alteração de rocha no perfil de sondagem como sendo silte arenoso, esta aproximação se mostra conservadora para fins de cálculo de dimensionamento. Os trechos da sondagem onde o avanço foi feito por meio de sonda rotativa, adotou-se N_{SPT} igual a 40.

Tabela 17 – Dados e resultados obtidos pelo método da Brasfond (1991)

Valores considerados		Estacas raiz		
Profundidade (m)	15,00	Método	Qult (kN)	1841,76
Diâmetro (m)	0,25	Brasfond	Qadm (kN)	920,88
Área seção (m ²)	0,049			
Perímetro da seção (m)	0,785			
β (kPa)	5,00			
α (kPa)	150,00			
FS	2,00			

(fonte: do autor)

3.3.4 Previsão da capacidade de carga pelo método de Aoki-Velloso (1975)

Conforme proposto por Aoki e Velloso em 1975, seguindo a metodologia descrita no item 2.4.4 para o dimensionamento de carga em estacas e considerando o perfil de sondagem F04 (Figura 14), obteve-se os resultados apresentados na Tabela 18 para a adaptação de Monteiro (1997), e na Tabela 19 para a adaptação de Velloso e Lopes (2002). Foram considerados um fator de segurança global (FS) igual a 2 para o cálculo da carga admissível, conforme especificação da NBR 6122 (ABNT, 2019).

Para o cálculo do método de Aoki-Velloso adaptado por Velloso e Lopes (2002), os valores dos fatores α e k foram extraídos da Tabela 6, considerou-se o trecho de alteração de rocha no perfil de sondagem como sendo silte arenoso, esta aproximação se mostra conservadora para fins de cálculo de dimensionamento. Os valores adotados para os coeficientes F_1 e F_2 encontram-se na Tabela 7 e foram escolhidos em função do tipo de estaca a ser executado. Os trechos da sondagem onde o avanço foi feito por meio de sonda rotativa, adotou-se N_{SPT} igual a 40.

Para o cálculo do método de Aoki-Velloso adaptado por Monteiro (1997) adotou-se os mesmos preceitos citados acima, apenas utilizando-se os valores dos fatores α e k presentes na Tabela 8, assim como os coeficientes F_1 e F_2 encontrados na Tabela 9.

Tabela 18 – Dados e resultados obtidos pelo método de Aoki-Velloso (1975) adaptado por Monteiro (1997)

Valores considerados		Estacas raiz	
Profundidade (m)	15,00	Método de Aoki-Velloso	Qult (kN) 2772,99
Diâmetro (m)	0,25	adaptado por Monteiro	Qadm (kN) 1386,50
Área seção (m ²)	0,05		
Perímetro da seção (m)	0,79		
F_1	2,20		
F_2	2,40		
k (MPa)	0,50		
α (%)	3,00		
FS	2,00		

(fonte: do autor)

Tabela 19 – Dados e resultados obtidos pelo método de Aoki-Velloso (1975) adaptado por Velloso e Lopes (2002)

Valores considerados		Estacas raiz	
Profundidade (m)	15,00	Método de Aoki-Velloso	Qult (kN) 1666,10
Diâmetro (m)	0,25	adaptado por Velloso e Lopes	Qadm (kN) 833,05
Área seção (m ²)	0,05		
Perímetro da seção (m)	0,79		
F_1	2,00		
F_2	4,00		
k (MPa)	0,55		
α (%)	2,20		
FS	2,00		

(fonte: do autor)

3.3.5 Previsão da capacidade de carga pelo método de Cabral-Antunes (2000)

Conforme proposto por Cabral e Antunes em 2000, seguindo a metodologia descrita no item 2.4.5 para o dimensionamento de carga em estacas raiz embutidas em rocha e considerando o perfil de sondagem F04 (Figura 14), obteve-se os resultados apresentados na Tabela 20. Foi considerado um fator de segurança global (FS) igual a 3 para o cálculo da carga admissível, conforme especificação do autor. Para fins de dimensionamento de estacas raiz em rocha, desconsiderou-se a resistência provocada pelo trecho de solo, levando-se em consideração apenas o trecho contínuo, entre 4 e 15 metros, embutido em alteração rochosa. Pelo fato de não terem sido realizados ensaios de compressão simples nos fragmentos de rocha encontrada, adotou-se um valor médio de 160 MPa para gnaíse, conforme Tabela 11. Por tratar-se de alteração de gnaíse, o coeficiente β_p extraído da Tabela 10 foi escolhido como a pior situação possível para uma camada de rocha muito alterada.

Tabela 20 – Dados e resultados obtidos pelo método de Cabral-Antunes (2000)

Valores considerados		Estacas raiz		
Profundidade (m)	15,00	Método de Cabral-Antunes	Qult (kN)	3295,53
Diâmetro (m)	0,25		Qadm (kN)	1098,51
Área seção (m ²)	0,049			
Perímetro da seção (m)	0,785			
f_{ck} (MPa)	25,00			
β_p	0,07			
σ_c (MPa)	160,00			
L_e (m)	11,00			
FS	3,00			

(fonte: do autor)

3.4 ENSAIO DE PROVA DE CARGA

A NBR 6122 (ABNT, 2019) estabelece critérios para execução de ensaios de prova de carga em estacas raiz, apresentados na Tabela 13 e descritos no item 2.5 do presente trabalho. Portanto, devem ser realizadas provas de carga em ao menos 1% das estacas executadas na obra, pois a tensão de trabalho empregada foi superior a 15 MPa e o número de estacas executadas foi superior a 75. Considerando-se estes fatos e o número de estacas executadas, 118 ao total do empreendimento, a execução de dois ensaios de prova de carga estática se enquadra no critério mínimo estabelecido pela norma de fundações.

Conforme mencionado, realizou-se dois ensaios de prova de carga estática à compressão, com carregamento lento, em duas estacas tipo raiz na obra estudada. Os procedimentos foram executados em agosto de 2018, tendo sido observadas as normas vigentes a época, NBR 12131 (ABNT, 2006) e NBR 6122 (ABNT, 2010).

O ensaio foi dividido em 10 estágios com acréscimos de 10% da carga máxima em cada estágio, de 0 até 2.200 kN. A passagem para um próximo estágio era feita, somente, após a estabilização dos deslocamentos do estágio anterior. Os estágios de descarregamento do ensaio foram conduzidos com diferenças de 25% da carga máxima do ensaio. O carregamento foi aplicado no topo do bloco de coroamento da estaca ensaiada, mediante a utilização de um sistema composto por um cilindro hidráulico, monitorado por um manômetro devidamente aferido. Enquanto, o controle dos deslocamentos foi feito por meio de quatro relógios comparadores com precisão de 0,01 mm.

Conforme relatório técnico, as estacas ensaiadas apresentaram comportamento adequado, não indicando sinais evidentes de ruptura do sistema solo-estaca. A carga de ruptura definida por métodos teóricos de extrapolação da prova de carga, através dos valores das curvas de relação entre carga e recalque obtidas pelos ensaios, indica um valor de ruptura de 2.300 kN. A Tabela 21 apresenta os resultados do ensaio executado.

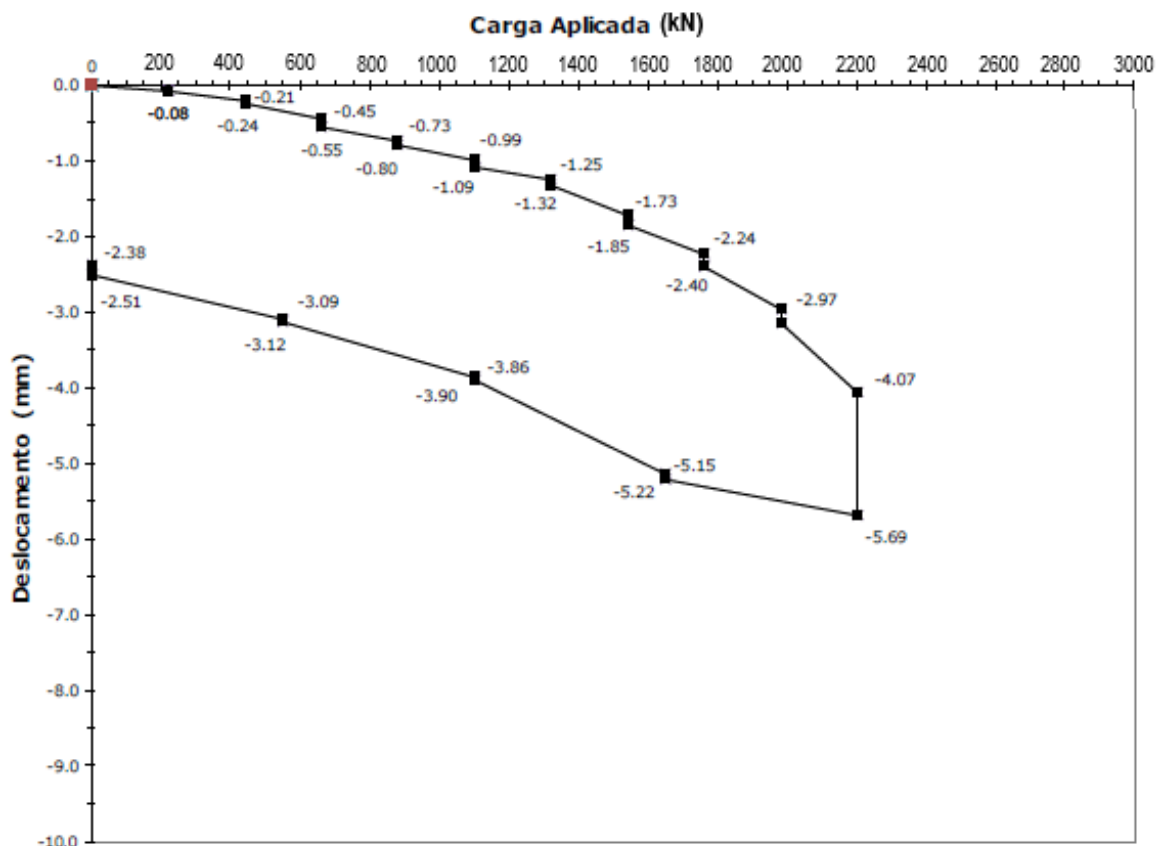
Tabela 21 – Dados das provas de carga executadas

ESTACA	SEÇÃO (mm)	TIPO DE FUNDAÇÃO	DATA DE EXECUÇÃO	DATA ENSAIO	L PERFURADO (m)	L ENSAIADO (m)	CARGA ADMISSÍVEL (kN)	CARGA DE ENSAIO (kN)	REAÇÕES
ET1 - P12	250	Raiz	21/06/2018	15/08/2018	15,00	14,50	1100,00	2200,00	4 Ø 250mm
ET2 - P17	250	Raiz	19/06/2018	16/08/2018	15,00	14,50	1100,00	2200,00	4 Ø 250mm

(fonte: GEO ENSAIOS, 2018)

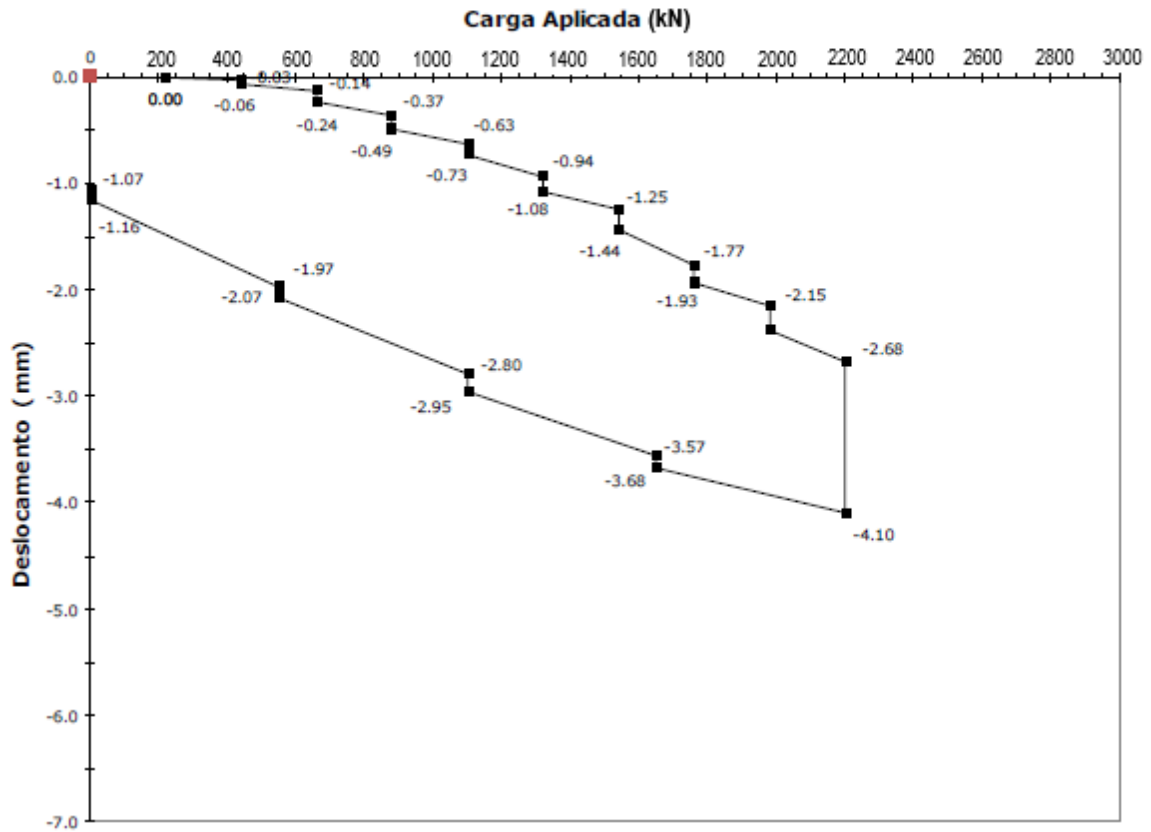
As Figuras 17 e 18 apresentam os gráficos das curvas carga e deslocamento das estacas ensaiadas.

Figura 17 – Curva Carga x Deslocamento: ET1-P12
Prova de Carga Vertical à Compressão (NBR 12131/06)
PCE01 - QUADRA K - IVO RIZZO
ET1 - P12 (ESTACA RAIZ)



(fonte: GEO ENSAIOS, 2018)

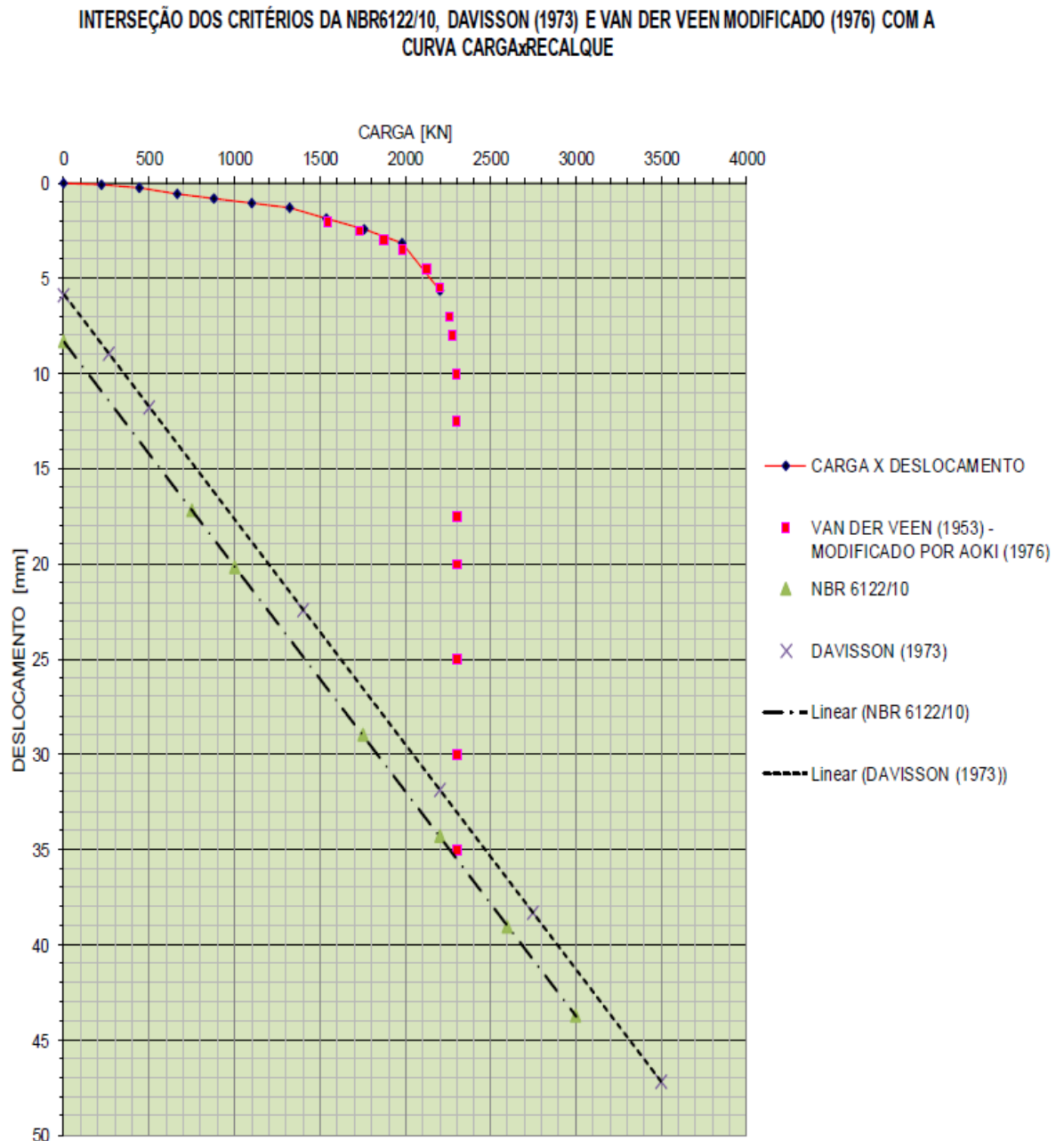
Figura 18 – Curva Carga x Deslocamento: ET2-P17
Prova de Carga Vertical à Compressão (NBR 12131/06)
PCE02 - QUADRA K - IVO RIZZO
ET2 - P17 (ESTACA RAIZ)



(fonte: GEO ENSAIOS, 2018)

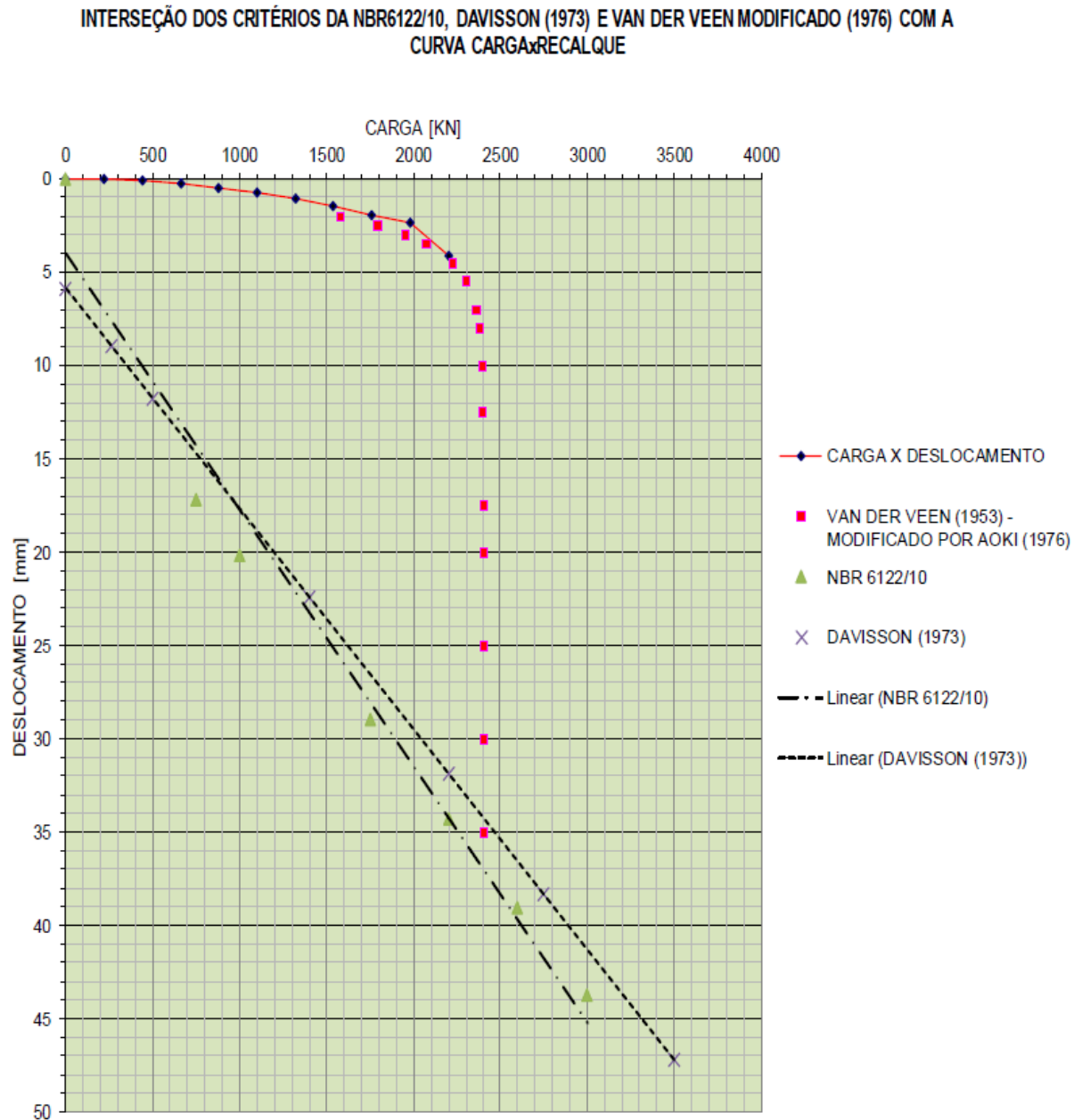
As Figuras 19 e 20 demonstram a extrapolação da capacidade de carga das estacas ensaiadas, comparando os métodos da NBR 6122 (ABNT, 2010), Davisson (1973) e Van Der Veen (1953) modificado por Aoki (1976).

Figura 19 – Extrapolações da capacidade de carga: ET1-P12



(fonte: GEO ENSAIOS, 2018)

Figura 20 – Extrapolações da capacidade de carga: ET2-P17



(fonte: GEO ENSAIOS, 2018)

A NBR 6122 (ABNT, 2019) estabelece que a capacidade de carga fica definida quando ocorre a ruptura nítida do sistema solo-estaca, caso não ocorra, a norma recomenda que a determinação da carga de ruptura seja calculada por meio de método consagrado na mecânica dos solos. Ainda segundo a norma de fundações, a curva carga-recalque pode ser utilizada para determinar a carga de ruptura, sendo ela correspondente ao recalque expresso pela Equação 12. A ruptura é equivalente a um recalque igual a 3,33% do diâmetro da estaca, a menos do encurtamento elástico do fuste.

$$S_r = \frac{Q_r \cdot L}{A \cdot E} + \frac{D}{30} \quad (\text{Equação 12})$$

Sendo:

S_r = recalque de ruptura convencional (mm);

Q_r = carga de ruptura convencional;

L = comprimento da estaca;

A = área da seção transversal da estaca;

E = módulo de elasticidade do material da estaca;

D = diâmetro da estaca (mm).

Segundo o método de Davisson (1972), a carga de ruptura pode ser obtida através do recalque limite, sendo ela fixada em função de um valor de recalque máximo. Portanto, a carga limite é equivalente ao recalque, conforme Equação 13.

$$S_r = \frac{Q_r \cdot L}{A \cdot E} + \frac{D}{30} + 3,8 \quad (\text{Equação 13})$$

No método de Van Der Veen (1953) a carga de ruptura é obtida através da forma matemática, a partir do ajuste da curva carga-recalque e definida por meio de tentativas. Propõe-se que a carga e o deslocamento no topo da estaca apresentem uma relação exponencial, conforme a Equação 14. A partir da função $Q = Q_{ult}(\rho)$, obtêm-se a Equação 15, correspondente a uma reta que passa pela origem do sistema de coordenadas em uma escala semilogarítmica.

$$Q = Q_{ult} \cdot (1 - e^{-\alpha \rho}) \quad (\text{Equação 14})$$

$$\alpha\rho = -\ln\left(1 - \frac{Q}{Q_{ult}}\right) \quad (\text{Equação 15})$$

Sendo:

Q_{ult} = carga de ruptura;

Q = carga aplicada no topo da estaca;

α = coeficiente que define a forma da curva;

ρ = recalque correspondente à carga aplicada.

Aoki (1976) propôs uma extensão à formulação de Van Der Veen (1953), conforme a Equação 16, baseado no fato de que a reta obtida na escala semilogarítmica não possui obrigatoriedade em passar pela origem do sistema.

$$Q = Q_{ult} \cdot (1 - e^{-(\alpha\rho+b)}) \quad (\text{Equação 16})$$

Sendo:

b = interceptação no eixo dos recalques da reta obtida na escala semilogarítmica.

Portanto, com base nas formulações citadas acima e nos gráficos de extrapolação da capacidade de carga das estacas, Figuras 19 e 20, observa-se que as estacas apresentaram uma carga de ruptura de 2.300 kN, considerando um fator de segurança global igual a 2, conforme preconiza a NBR 6122 (ABNT, 2019), obtêm-se uma carga admissível correspondente a 1.150 kN.

3.5 ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE OS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS E O RESULTADO DA PROVA DE CARGA ESTÁTICA

As previsões de capacidade de carga foram feitas pelos métodos propostos e estão descritas no item 3.3 do presente trabalho. A Tabela 19 apresenta os resultados de dimensionamento obtidos pelas formulações semiempíricas.

Tabela 22 – Previsão da capacidade de carga através dos métodos semiempíricos

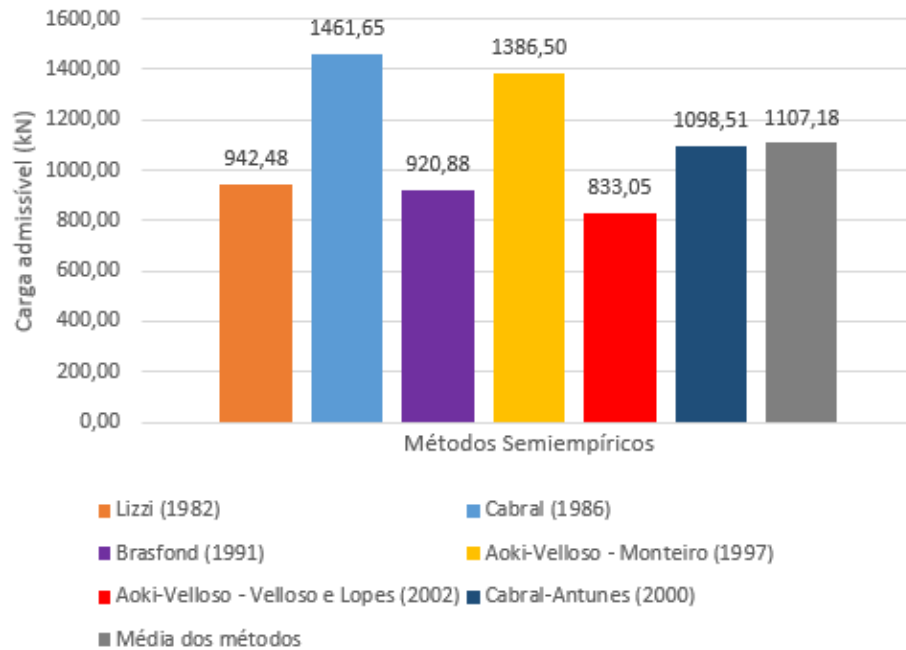
MÉTODO	CAPACIDADE DE CARGA ADMISSÍVEL (kN)
Lizzi (1982)	942,48
Cabral (1986)	1461,65
Brasfond (1991)	920,88
Aoki e Velloso – Monteiro (1997)	1386,50
Aoki e Velloso – Velloso e Lopes (2002)	833,05
Cabral-Antunes (2000)	1098,51

(fonte: do autor)

Conforme a Tabela 19, a previsão da capacidade de carga admissível das estacas variou entre 833,05 kN e 1.461,65 kN. O método de Aoki-Velloso adaptado por Velloso e Lopes (2002) apresentou o menor valor, enquanto o método de Cabral (1986) apresentou a maior resistência. As estimativas de capacidade de carga apresentaram uma variação relativamente baixa, observando-se um valor médio de 1.107,18 kN, e um desvio padrão médio de 211,26 kN.

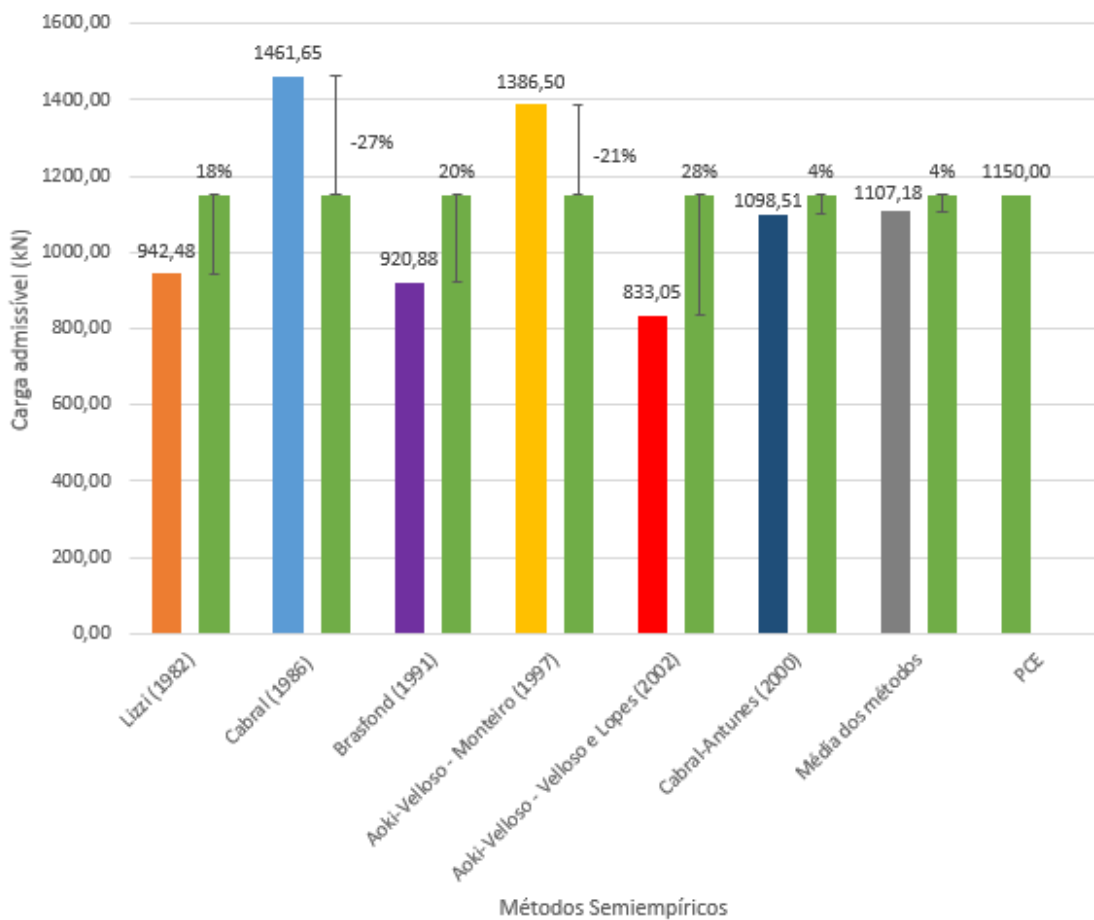
A Figura 21 apresenta uma comparação entre as previsões de carga obtidas por cada método semiempírico e da média de todos os resultados obtidos. Enquanto a Figura 22 demonstra um comparativo entre cada método estudado e da média obtida a partir deles em relação ao resultado do ensaio de prova de carga estática (PCE), apresentando-se a taxa de variação percentual em cada situação.

Figura 21 – Comparativo entre os métodos semiempíricos e a média dos resultados



(fonte: do autor)

Figura 22 – Comparativo entre os métodos semiempíricos e da média dos resultados em relação à prova de carga estática



(fonte: do autor)

Devido a inexistência de uma metodologia específica e consagrada para o dimensionamento de estacas raiz, frente aos métodos estudados, opta-se pela escolha de utilização do valor médio das cargas admissíveis apresentadas. Conforme demonstrado na Figura 22, tal escolha mostra-se adequada, pois a média dos métodos semiempíricos é o valor que mais se aproxima do resultado da prova de carga estática, mantendo uma diferença percentual de cerca de 4% entre os resultados obtidos.

Quanto aos demais resultados, pode-se verificar que o método de Aoki-Velloso (1975) adaptado por Monteiro (1997) demonstrou grande variação de valores em relação ao tipo de solo que é classificado e ao índice de penetração, apresentando resultados superiores aos identificados na prova de carga. Enquanto, a adaptação proposta por Velloso e Lopes (2002) para o mesmo método, apresentou o menor valor para capacidade de carga, devido ao elevado fator de segurança aplicado à resistência obtida por atrito lateral (Tabela 7), aproximando-se do dobro do sugerido por Monteiro (1997) (Tabela 9).

Os métodos propostos por Lizzi (1982) e pela Brasfond (1991) apresentaram resultados conservadores, com valores inferiores ao observado na prova de carga. Por outro lado, o método de Cabral (1986) apresentou um resultado significativamente superior ao obtido por meio da prova de carga, com uma diferença percentual de cerca de 27%. O método de Cabral-Antunes (2000), por sua vez, mostra-se o mais satisfatório para as condições estudadas, apresentando uma capacidade de carga muito semelhante a real obtida através do ensaio de prova de carga estática, como uma diferença percentual de 4%.

4 CONCLUSÃO

O presente trabalho demonstrou o dimensionamento do sistema solo-estaca com o objetivo de avaliar a aplicabilidade dos métodos semiempíricos propostos para determinação de capacidade de carga em estacas raiz, validando os resultados pelos valores obtidos com os ensaios de prova de carga estática.

Não é possível determinar um método como absoluto para previsão de capacidade de carga de estacas raiz, necessita-se de estudos complementares quanto à aplicação destes métodos de dimensionamento em tipos de solos específicos. Entretanto, nas condições estudadas, a média dos resultados obtidos pelos métodos de dimensionamento propostos por Lizzi (1982), Cabral (1986), Brasfond (1991), Aoki-Velloso (1975) e Cabral-Antunes (2000) apresentou os valores mais próximos ao da carga de prova estática. Quando em comparação com apenas um dos métodos semiempíricos apresentados, o método que se mostrou mais eficiente foi o de Cabral-Antunes (2000), pois também apresentou valores muito semelhantes aos obtidos pela média dos demais métodos, e portanto, próximos ao resultado da prova de carga.

Entre todos os métodos propostos, obteve-se uma distribuição de resistência muito semelhante, mobilizando cerca de 70% da carga por atrito lateral e 30% por capacidade de carga da ponta da estaca. Fato este que comprova que maior parte da capacidade de carga é desenvolvida pelo atrito lateral do sistema.

Os métodos semiempíricos de dimensionamento apresentam em suas formulações fatores e considerações que podem não retratar a real interação entre solo e estaca, pois foram desenvolvidos, em sua maioria, através da análise de resultados de provas de carga em regiões específicas. Portanto, as características do solo da região onde foi validado o método é de extrema importância para garantia de sua eficácia, ressalta-se que deve sempre ser verificado se o método adotado para o dimensionamento é aplicável, de maneira confiável, ao subsolo da região onde a obra será executada.

Sugere-se para futuros trabalhos que sejam feitas análises estatísticas com os resultados de provas de carga realizadas em obra para confirmar a confiabilidade dos métodos semiempíricos. Assim como estudos complementares, através de ensaios de laboratório, a fim de delimitar o

espectro de valores de resistência apresentados pelos autores para os variados tipos de solo, além de acrescentar nos métodos as características de outros tipos de subsolo, como alteração de rocha, que não é contemplada especificamente nas classificações estudadas.

REFERÊNCIAS

- ABMS/ABEF. **Fundações: Teoria e Prática**. São Paulo: PINI, 1998. 2.ed.
- ANTUNES, W.R.; CABRAL, D.A. **Sugestão para a Determinação da Capacidade de Carga de Estacas Escavadas Embutidas em Rocha**. IV Seminário de Engenharia de Fundações Especiais - SEFE IV São Paulo, SP, Vol.1, pg. 169-173. 2000.
- AOKI, N. **Considerações sobre a capacidade de carga de estacas isoladas**. Notas de Aula. Universidade Gama Filho. 1976.
- AOKI, N.; VELLOSO, D. A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: **Pan American Conference Of Soil Mechanics And Foundation Engineering**. Buenos Aires, Argentina. Proceedings. Buenos Aires: ISSMGE, v. 1, p. 215-218, 1975.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13208**: Estacas – Ensaio de carregamento dinâmico. Rio de Janeiro, 2007.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16903**: Solo – Prova de carga estática em fundação profunda. Rio de Janeiro, 2020.
- BENEGAS, E. Q. **Previsões para Curva Carga-Recalque de Estacas a Partir do S.P.T**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1993.
- BERBERIAN, D. **Engenharia de Fundações**. Brasília: Infraso Editora Independente, 1992.
- BRASFOND FUNDAÇÕES ESPECIAIS S.A. **Estacas Raiz**. Catálogo. 1991. 38 p.
- CABRAL, D. A. O uso da estaca raiz como fundação de obras normais. In: **Congresso Brasileiro De Mecânica Dos Solos E Engenharia De Fundações**. Anais. Porto Alegre: ABMS, v. 6, p. 71-82, 1986.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas**: projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 96 p.
- DAVISSON, M.T. High Capacity Piles. In: **Proceedings, Lecture Series, Innovation in Foundation Construction**. Illinois: American Society of Civil Engineers - ASCE, 1972. 52 p.
- DÉCOURT, L. Análise e projeto de fundações profundas: Estacas. In: HACHICH, W. et al (Ed.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 8. p. 163-196.
- FALCONI, Frederico; CORRÊA, Celso N.; ORLANDO, Celso; SCHMIDT, Cristina; ANTUNES, William R.; ALBUQUERQUE, Paulo J. R.; HACHICH, Waldemar; NIYAMA, Sussumu. **Fundações Teoria e Prática**. 3ª Edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2019. ISBN 978-85-7975-330-5.

FUNDASOLOS. **Relatório de Sondagem**. 2016.

FUNDESP. **Estacas Raiz**, 2012. Disponível em: <<https://fundesp.com.br/estacas-raiz.html>>. Acesso em: 5 de outubro de 2022.

GEO ENSAIOS. **Relatório de Prova de Carga Estática à Compressão**. 2018.

GEYER ESTAQUEAMENTO. **Projeto de Fundações**. 2018.

GOOGLE. **Google Maps**. 2022. Disponível em:

<<https://www.google.com/maps/place/Condom%C3%ADnio+Edif%C3%ADcio+Residencial+Quadra+K/@-30.026964,-51.1562667,410m/data=!3m1!1e3!4m5!3m4!1s0x9519770c03c95d09:0x7534fcf9e7582535!8m2!3d-30.0273355!4d-51.1555277>>. Acesso em: 5 de outubro de 2022.

LIZZI, F. **The static restoration of monuments**. Basic criteria-case histories strengthening of buildings damaged by earthquakes. Genova, Italy: Sagep Publisher, 1982.

LIZZI, F. The “pali radice” (root piles) - A state-of-the-art report. In: **International Symposium On Recent Developments In Ground Improvement Techniques**, 1982, Bangkok, Thailand. Proceedings... Bangkok: Asian Institute Of Technology, 1982, v. 1, p. 417-432.

MILITITSKY, J. Provas de Carga Estáticas. In: **2º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais – SEFE**. São Paulo: ABMS/ABEF, vol. 2, 1991. p. 203 - 228.

MILITITSKY, J.; SCHNAID, F. Avaliação crítica do uso do SPT em fundações. In: **Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia**, 1996, São Paulo. *Anais...* São Paulo: ABEF/ABMS, 1996. v. 2, p. 169-182.

MONTEIRO, P. F. **Capacidade de carga de estacas – Método Aoki & Velloso**. Rio de Janeiro: Relatório Interno de Estacas Franki Ltda, 1997.

PEREIRA, Caio. Estaca Raiz: Características, Processo Executivo, Vantagens e Desvantagens. **Escola Engenharia**, 2018. Disponível em: <<https://www.escolaengenharia.com.br/estaca-raiz/>>. Acesso em: 4 de outubro de 2022.

PEREIRA, Caio. Tubulão a céu aberto. **Escola Engenharia**, 2015. Disponível em: <<https://www.escolaengenharia.com.br/tubulao-a-ceu-aberto/>>. Acesso em: 5 de outubro de 2022.

PEREIRA, Caio. Tubulão a ar comprimido. **Escola Engenharia**, 2015. Disponível em: <<https://www.escolaengenharia.com.br/tubulao-a-ar-comprimido/>>. Acesso em: 5 de outubro de 2022.

SALES, Luis Fernando P. Projetos de Fundação. **Seminário sobre Fundações e Contensões – AREA/IT**. Santa Catarina, 2014.

SOUSA, G. R.; TEIXEIRA, L. A.; PINTO, J. L. T.; TEIXEIRA, W. R. **Controle De Qualidade De Fundação Através De Ensaio De Carregamento Dinâmico Em Estaca Pré-Moldada**. XV Encontro Latino Americano de Iniciação Científica e XI Encontro Latino Americano de Pós-Graduação. Universidade do Vale do Paraíba. 4 p. 2011.

VAN DER VEEN, C. The bearing capacity of a pile. In: **International Conference Of Soil Mechanics And Foundation Engineering**. Zurich, Switzerland. Proceedings. Zurich: ICOSOMEF, v. 2. p. 84-90. 1953.

VANTEC ESTRUTURAS. **Planta de Cargas**. 2017.

VELLOSO, D. A.; ALONSO, U.R. Previsão, Controle e Desempenho de Fundações. In: **Previsão de Desempenho x Comportamento Real**. São Paulo: ABMS/NRSP, 2000. p. 95-139.

VELLOSO, D. de A.; LOPES, F. de R. **Fundações, volume 2: fundações profundas**. Rio de Janeiro: COPPE - UFRJ, 2002.

VELLOSO, D. de A.; LOPES, F. de R. **Fundações, volume 2: fundações profundas**. 2ª Edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.