



JOÃO MARCOS FERREIRA FRAIZ SILVA
LUIZA EDUARDA FONSECA

DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS HÉLICES CONTÍNUAS
DE UM EDIFÍCIO MULTIFAMILIAR

LAVRAS-MG

2023

JOÃO MARCOS FERREIRA FRAIZ SILVA
LUIZA EDUARDA FONSECA

DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS HÉLICES CONTÍNUAS
DE UM EDIFÍCIO MULTIFAMILIAR

Monografia apresentada à Universidade Federal de Lavras, como parte das exigências do Curso de Engenharia Civil, para a obtenção do título de Bacharel.

Prof. Dr. Eduardo de Souza Cândido
Orientador

LAVRAS-MG

2023

JOÃO MARCOS FERREIRA FRAIZ SILVA
LUIZA EDUARDA FONSECA

DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS HÉLICES CONTÍNUAS
DE UM EDIFÍCIO MULTIFAMILIAR
DIMENSIONING OF CONTINUOUS HELIX STAKES OF A
MULTIFAMILY BUILDING

Monografia apresentada à Universidade Federal de Lavras, como parte das exigências do Curso de Engenharia Civil, para a obtenção do título de Bacharel.

APROVADA em 24 de Fevereiro de 2023.

Dr Paulo Roberto Borges UFLA

Dr. Vinícius de Lima Rodrigues UFRGS

Dr. Eduardo de Souza Cândido UFLA



Prof. Dr. Eduardo de Souza Cândido

Orientador

LAVRAS-MG

2023

AGRADECIMENTOS LUIZA

Agradeço primeiramente a Deus, por ser sempre meu guia durante a caminhada, e por ter me dado força para seguir em frente e me fazer acreditar que seria possível.

À minha Mãe, Dalva, por sempre sonhar os meus sonhos comigo, me amparar e apoiar em todos os momentos e por estar sempre ao meu lado, obrigada por acreditar mais em mim do que eu mesma, sem você isso não seria possível Mamãe. Essa vitória é nossa!

Aos meus irmãos Gustavo e Isabelle agradeço por todo o carinho e apoio, e por sempre me incentivarem a ser uma pessoa cada vez melhor. Ao meu namorado e melhor amigo, Gustavo Kosaki, pela paciência, cuidado e auxílio em tudo que fosse necessário, obrigada por sempre me encorajar, você foi essencial nessa caminhada.

Aos meus avós, que sempre foram, para mim, belos exemplos de vida. E a toda a minha família, meus queridos tios e primos.

Agradeço aos meus amigos da vida inteira, Beatriz, Jeane, Virginia e Vinicius, por ter trazido leveza ao dia a dia durante tantos anos, vocês sempre se mantiveram presentes, e sempre trouxeram muitas alegrias aos meus dias.

Aos meus colegas da Engenharia Civil, foi um prazer viver e dividir essa experiência ao lado de todos vocês. Ao meu parceiro de TCC, João Marcos, que esteve presente desde o primeiro dia da graduação, muito obrigada, você se tornou um amigo para a vida.

Ao nosso orientador Dr. Eduardo por ter aceitado nos orientar desde o início, obrigada por todos os ensinamentos durante todos esses anos, pela paciência e principalmente por ser tão compreensivo e gentil. A Universidade Federal de Lavras e a todos do Departamento de Engenharia, agradecemos por toda a estrutura necessária para a nossa formação, e por nos proporcionar uma experiência única. A UFLA é sem dúvida um lugar extraordinário que empenhou nesses anos um papel fundamental na nossa formação pessoal e profissional.

AGRADECIMENTOS JOÃO MARCOS

Agradeço primeiramente a Deus, por estar ao meu lado e me dar sabedoria, força e coragem para vencer cada uma das etapas.

À toda minha família especialmente a minha mãe Marlene, pai Luciano e meu irmão Pedro por me apoiar em cada passo, não somente durante a graduação, mas também na vida. Vocês sempre torceram por mim, estiveram ao meu lado, me incentivaram e com certeza colaboram infinitamente para a realização desse sonho. Obrigado por tudo!

Além disso agradeço aos meus amigos que sempre me incentivaram e com quem sempre pude contar. Deixo aqui meu agradecimento especial a uma das minhas melhores amigas, Rafaella, que esteve ao meu lado em cada um desses anos.

Agradeço também aos meus amigos da República XII, os quais permitiram que a graduação se tonasse algo mais leve e divertido.

Estendo também os agradecimentos aos meus amigos colegas de trabalho pela ajuda e compreensão.

À minha companheira de TCC Luiza, a qual foi além disso uma amiga que me acompanhou desde o primeiro dia de graduação e se tornou também uma amiga para toda a vida.

Por fim agradeço a Universidade Federal de Lavras, nossa saudosa UFLA que nos proporcionou um ambiente excelente para a formação profissional e também pessoal. Estendo minha gratidão especial à todos professores os quais pude ter o prazer de conviver durante a minha formação.

RESUMO

O elemento de fundação de uma edificação é responsável pela transferência da carga da estrutura para o solo e é imprescindível que a sua capacidade de carga seja determinada para que haja estabilidade entre a superestrutura e o terreno. Esse trabalho tem por finalidade realizar o dimensionamento de uma fundação do tipo hélice contínua de um edifício multifamiliar localizado na cidade de Campinas no interior de São Paulo, através de um modelo comparativo de três métodos semiempíricos com o ensaio de prova de carga dinâmica. Para os cálculos serão adotadas as formulações semiempíricas de Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma e Teixeira que são baseados nos relatórios de sondagens SPT. O ensaio *Pile Drive Analyzer* (PDA), foi realizado em três estacas, localizadas na região de sondagem de interesse, com diâmetros de 70 e 80 cm. O resultado da previsão de capacidade de carga foi realizado para os três métodos, considerando as mesmas condições físicas das estacas ensaiadas na prova de carga. Seus diâmetros, profundidades, e localização no terreno foram tomadas como parâmetro de comparação. Com os resultados obtidos foi possível observar que o método de Teixeira apresentou resultados mais próximos do resultado do ensaio de prova de carga, e o método de Décourt -Quaresma foi o que apresentou resultados mais conservadores. Dessa forma seguiu-se com a metodologia de Teixeira, e o dimensionamento e a escolha da melhor combinação de diâmetro e profundidade foi realizada, seguindo as premissas do método. O estaqueamento foi dimensionado com um total de oitenta e três estacas, onde sessenta e duas possuem o diâmetro de 70 cm e vinte e uma tem diâmetro igual a 80 cm.

Palavras-Chave: Fundações. Estacas Hélice Contínua. Carga Admissível. Prova de Carga.

ABSTRACT

The foundation element of a building is responsible for transferring the load from the structure to the ground and is essential that its load capacity is determined so that there is stability between the requesting superstructure and the ground. This work aims to make the foundation of a multifamily building located in the city of Campinas, São Paulo's state interior, through a comparative model of three semiempirical methods and the dynamic load test on continuous helix foundations. For the calculations will be adopted the semiempirical formulations of Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma and Teixeira that are based on the reports of SPT surveys. The Pile Drive Analyzer (PDA) test was performed in three piles, located in the probing region of interest, with diameters of 70 and 80 cm. The result of the load capacity forecast was performed based on the three methods, considering the same physical conditions of the piles tested in the load test. It diameters, actual depths, and location on the ground were taken as a parameter of comparison. With the results obtained it was possible to observe that Teixeira's method presented results closer to the result of the load test, and the Décourt-Quaresma method was the one that presented the most conservative results. Thus, it was followed by Teixeira's methodology, and the sizing and choice of the best combination of diameter and depth was performed, following the premises of the method. The stake was sized with a total of 83 piles, of which sixty two have a diameter of 70 cm and twenty one have a diameter equal to 80 cm.

Keywords: Foundations. Continuous Helix Piles. Permissible Charge. Proof of load.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	9
1.1 OBJETIVO GERAL	10
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	10
2. REFERENCIAL TEÓRICO	11
2.1 FUNDAÇÕES	11
2.2 METODOLOGIA EXECUTIVA DA ESTACA HÉLICE CONTÍNUA	12
2.3 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA.....	13
2.4 CAPACIDADE DE CARGA	16
2.5 MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS DE PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA.....	18
2.6 CARGA ADMISSÍVEL	22
2.7 ENSAIO DE CARREGAMENTO DINÂMICO	24
3. MATERIAS E MÉTODOS	26
3.1 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DO SOLO	26
3.2 EXECUÇÃO DA FUNDAÇÃO POR ESTACAS TIPO HÉLICE CONTÍNUA	27
3.3 ESCOLHA DAS CARACTERÍSTICAS DA ESTACA	27
3.4 ENSAIO PDA	29
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES	31
4.1 CARGA ADMISSÍVEL.....	31
4.2 ESCOLHA DO COMPRIMENTO DA ESTACA	35
4.3 ESCOLHA DO MÉTODO PARA DIMENSIONAMENTO	35
5. CONCLUSÃO.....	39
REFERÊNCIAS	41
ANEXOS	44

1. INTRODUÇÃO

Na execução de um edifício multifamiliar a fundação é responsável por uma parcela significativa do orçamento. Uma avaliação precisa do tipo de fundação que será executada, bem como o seu dimensionamento, garante economias relacionadas ao custo e ao tempo, e condições de segurança, funcionalidade e durabilidade, evitando rupturas e quaisquer patologias que possam surgir ao longo de seu uso. As fundações podem ser divididas entre rasas e profundas, e a escolha da fundação utilizada em cada obra precisa ser avaliada de acordo com os ensaios realizados no terreno e as solicitações oriundas da superestrutura (ABNT,2019).

De acordo com Magalhães (2005), no Brasil em obras de grande porte, com altas cargas solicitantes destaca-se o uso de estacas do tipo hélice contínua, um tipo de fundação profunda que transmite as cargas ao terreno pela sua base (resistência de ponta), por sua lateral (resistência de fuste), ou por ambos (ABNT,2019).

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019), para a avaliação do comportamento de fundações profundas por estacas, a principal grandeza a ser estudada é a carga admissível, que é encontrada a partir da capacidade de carga associada a um fator de segurança. Os métodos de previsão de capacidade de carga podem ser: i) teóricos, que são métodos analíticos baseados na teoria da plasticidade; ii) semiempíricos, métodos que relacionam resultados de ensaios como SPT e CTP com tensões admissíveis ou tensões resistentes de cálculo; e iii) e ensaios de prova de carga ou carregamento dinâmico, que avalia a partir de um carregamento, a teoria da propagação de onda unidimensional. No Brasil, segundo a NBR 6122 (ABNT,2019) é obrigatória a execução de provas de carga de desempenho, no decorrer do estaqueamento, em obras que tiverem um número de estacas superior a 100, e quando ultrapassar essa quantidade torna-se necessário a realização do ensaio em no mínimo 1% da quantidade total de estacas.

O ensaio de prova de carga também conhecido como Pile Drive Analyzer (PDA), é uma ferramenta utilizada para determinar a capacidade de carga da interação estaca-solo. Passou a ser normatizada no Brasil em 1994, quando foi publicada a NBR 13208 (ABNT,2007), que prescreve o ensaio. Permite a obtenção de dados como a capacidade de ruptura do solo, tensões máximas de tração e compressão do material da estaca, integridade do elemento de fundação, energia transferida para a estaca durante os golpes e deslocamentos máximos da estaca (SOUZA, 2014).

O assunto abordado neste trabalho, apresenta o emprego e o dimensionamento das estacas do tipo hélice contínua em um edifício multifamiliar. O dimensionamento das estacas será avaliado utilizando três metodologias semiempíricas diferentes, que são os métodos de

Aoki-Velloso (1975); Decourt-Quaresma (1978) e Teixeira (1996). Será utilizado também os resultados do ensaio de Carregamento Dinâmico (PDA) realizado na área em estudo que possibilita a reavaliação das capacidades de cargas encontradas pelas formulações semiempíricas. Por fim é apresentado o dimensionamento das estacas hélice contínua para o empreendimento de interesse através do método semiempírico de Teixeira (1996), o qual apresentou resultados mais próximos dos resultados obtidos através do ensaio de prova de carga.

1.1 Objetivo geral

Dimensionamento de estacas hélice contínua de uma edificação multifamiliar, empregando métodos semiempíricos baseados em sondagens de simples reconhecimento como o SPT, e avaliar os resultados obtidos com resultados de prova de carga do tipo PDA realizadas na mesma área.

1.2 Objetivos específicos

Como objetivos específicos, propõem-se: (i) dimensionar as fundações empregando os métodos de Aoki-Veloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e Teixeira (1996); (ii) interpretar e analisar os resultados de ensaios de prova de carga dinâmica do tipo PDA; (iii) realizar um comparativo dos resultados obtidos através dos métodos semiempíricos com a prova de carga para estaca de hélice contínua; (iv) evidenciar o método semiempírico que apresenta resultados mais próximos do resultado de capacidade de carga, obtido pela prova de carga; e (v) apresentar uma solução para o dimensionamento do estaqueamento.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Fundações

Para Cintra e Aoki (2010) uma estrutura pode ser classificada como um subsistema estrutural, composto por uma infraestrutura (estacas, sapatas, tubulões, etc) e um sistema geotécnico (maciço de solo). A associação desses dois sistemas, é denominada fundação e é responsável por receber e propagar ações provenientes da superestrutura, além de resistir as ações decorrentes do terreno, como os empuxos de terra e sobrecargas atuantes no solo, garantindo segurança e resistência para a estrutura.

As fundações podem ser classificadas como rasas e profundas. Devido as particularidades inerentes a cada obra, estudos são realizados para definir o tipo ideal de fundação que será utilizada em cada uma delas, com o objetivo de garantir o menor custo, segurança e o menor prazo de execução (VELLOSO et al., 1998).

As fundações rasas são aquelas cujas tensões são distribuídas ao solo através da base da fundação, e sua profundidade é inferior a duas vezes a sua menor dimensão. Por ser uma fundação que possui apoio direto sobre o solo, pode ser utilizada quando o solo superficial propuser uma boa resistência ou quando a carga empregada não for tão elevada, entretanto, nem sempre as condições da edificação e do próprio terreno permitem o uso de fundações rasas, sendo necessário o emprego de outros tipos de fundações (ABNT, 2019).

A NBR 6122 (ABNT,2019) define as fundações profundas, como elementos de fundação que transmitem as cargas oriundas da edificação para o terreno através do contato da base com o solo (resistência de ponta) e/ou através do contato da superfície lateral com o solo (resistência de fuste). Sua ponta ou base está apoiada a uma profundidade superior a oito vezes a sua menor dimensão, ou no mínimo 3 metros de profundidade e são indicadas para solos que apresentam resistência superficial muito baixa, ou a carga da edificação é muito elevada. Esse tipo de fundação alcança maiores profundidades e atinge solos com maiores resistências.

Segundo Silva (2021), o projeto de fundações é originado do projeto arquitetônico, o qual é responsável pelas divisões dos espaços físicos da construção. Após executado, o projeto estrutural norteia a locação de todos os elementos que surgirão na estrutura, como as lajes, vigas e pilares. Um item indispensável para o dimensionamento de uma fundação é o mapa de cargas da estrutura, assim é possível saber quais são os carregamentos que a própria estrutura irá transmitir ao solo. Com base na carga que será transferida e na resistência que o solo apresenta, consegue-se dimensionar o elemento de fundação, respeitando sempre as normas vigentes,

como a NBR 6122 (ABNT, 2019), responsável por regulamentar os projetos de fundação no Brasil.

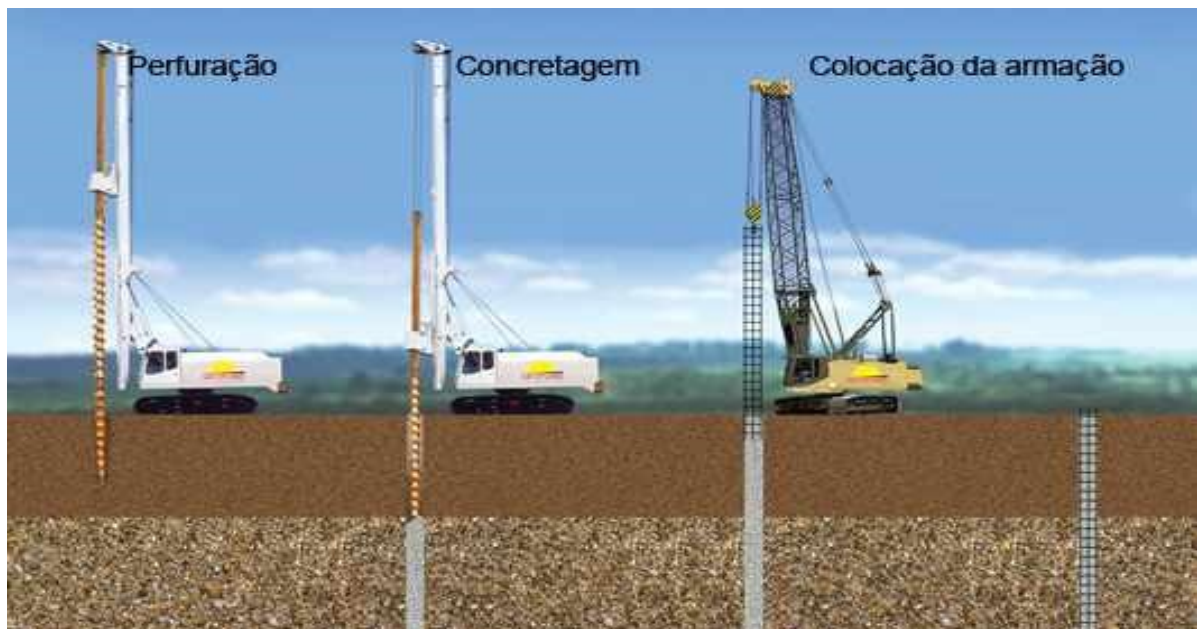
O estudo do solo é o ponto mais importantes para descobrir a resistência e a capacidade de carga do solo. Conhecida essa capacidade de carga, pode-se escolher adequadamente o tipo de fundação e o material mais adequado a ser utilizado.

Pelo fato de possuir peculiaridades e diversos tipos de fundações profundas, este trabalho manterá o foco voltado as estacas do tipo hélice contínua, que possuem diversas aplicações que vão além do uso em fundações, sendo amplamente utilizada também em obras de contenção e estabilização de taludes, paredes de contenção contíguas e secantes, dentre outros (ALMEIDA NETO, 2002).

2.2 Metodologia executiva da estaca hélice contínua

A Estaca do tipo hélice contínua é classificada segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019) como sendo uma estaca moldada *in loco*, e quando não se há detalhamentos técnicos suficientes sobre o processo executivo pode-se considerar a estaca hélice como “estaca hélice com escavação de solo”. É um tipo de fundação que começou a ser utilizada na Europa e nos Estados Unidos desde a década de 1970 e chegou no Brasil, pouco depois, em 1980 (VELLOSO, 2011).

Figura 1- Fases executivas da estaca hélice contínua.



Fonte: Araújo (2018).

O processo executivo da estaca tipo hélice contínua divide-se em três etapas: (i) a perfuração, (ii) a concretagem simultânea a extração da hélice do terreno e (iii) a colocação da armadura (PÓVOA, 2020).

A Figura 1, exemplifica as fases necessárias à execução dessa estaca. Durante o processo executivo, as estacas podem ser monitoradas por meio de sensores acoplados a hélice, que obtém resultados de comprimento da estaca, inclinação, velocidade de rotação, volume do concreto, sobreconsumo de concreto, entre outros. O que possibilita uma avaliação das características da estaca ensaiada (VELLOSO,2010).

2.2.1 Perfuração

Sua execução é feita através da cravação da hélice no terreno, utilizando a rotação com um torque apropriado para que a hélice supere a resistência do solo, alcançando a profundidade estabelecida previamente em projeto. A haste utilizada na perfuração é composta pela hélice espiral, cuja finalidade é retirar o solo, além de um tubo central solidarizado a hélice, que possui dentes em sua extremidade inferior auxiliando na penetração do solo. Em situações em que o solo apresente resistência superior, os dentes são substituídos por pontas. Na face inferior da hélice há uma tampa metálica temporária, para que seja expulsa na concretagem, e que geralmente é recuperada. Além do mais essa tampa também auxilia no bloqueio de entrada de solo e água na haste tubular (SILVA, 2021).

2.2.2 Concretagem

Após atingir a profundidade previamente estabelecida, inicia-se a concretagem da estaca através do bombeamento do concreto. Nessa etapa o equipamento extrai a hélice sem girar, e o concreto é bombeado por uma bomba unida ao equipamento através de uma mangueira flexível de 100mm de diâmetro. A concretagem deve ocorrer de forma contínua e sem interrupção, mantendo a integridade das paredes onde serão construídos a estaca (SILVA, 2021).

2.2.3 Armadura

Após a concretagem é realizada a colocação da armadura, podendo ser feita por meio da gravidade, com o auxílio de operadores ou através de golpes de pilão. As armações das estacas devem ser executadas por barras e estribos circulares, previamente calculado em projeto e soldado longitudinalmente para aumentar a rigidez da armação e evitar a deformação durante a introdução do fuste na estaca (SILVA, 2021).

2.3 Investigação geotécnica

O solo é um elemento heterogêneo, portanto uma investigação geotécnica possui importância vital para a qualidade das fundações, tornando possível identificar parâmetros para

projetos e futuras análises. Para Velloso (2010) é imprescindível que o projetista de fundação esteja ambientado e participando de todo o projeto investigativo do subsolo, pois são advindos do mesmo as principais causas de problemas em fundações. Para compor os projetos de fundações é necessário conhecimento apropriado do solo, identificando e classificando as várias camadas inferiores que o compõem. Essas investigações podem ser executadas de duas maneiras: as investigações de campo (também conhecidas como ensaios *in situ*) ou as investigações feitas em laboratório (DECOURT;QUARESMA,1978).

Segundo Velloso (2010), os principais meios de investigação do solo para o âmbito de elaboração de projetos de estruturas são: (i) poços e trincheiras; (ii) sondagens a trado; (iii) sondagem a percussão com SPT; (iv) sondagens rotativas; (v) sondagens mistas e (vi) Ensaio de Penetração de Cone – *Cone Penetration Test* (CPT).

O ensaio de simples reconhecimento com o SPT (*Standard Penetration Test*) é a metodologia de investigação geotécnica mais conhecida, econômica e utilizada no Brasil (CINTRA; AOKI, 2010).

2.3.1 Sondagem à percussão com SPT

O ensaio de Simples Reconhecimento de Solos, foi normatizado em 1977 pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) como “Execução de Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos”. A Figura 2 mostra como esse ensaio é realizado na prática.

Segundo a NBR 6484 (ABNT, 2020), o procedimento tem como finalidade fornecer as seguintes informações: tipos de solos e suas respectivas profundidades de ocorrência; indicação da posição do nível de água, quando ocorre nas camadas ensaiadas na sondagem, e o índice de resistência à penetração “N” a cada metro, utilizado para o cálculo da capacidade de carga do solo.

A execução do ensaio inicia-se com a montagem da estrutura, um tripé com um martelo de 65 kg acoplado, que é locado com seu eixo no local de interesse do ensaio. O processo consiste na cravação de um amostrador padrão, por meio da queda do martelo a uma altura de 75 cm. O objetivo inicial do ensaio é registrar o número de golpes (quedas) necessários para cravar 45 cm, segmentado em 3 seções de 15 cm cada. O número de golpes utilizado para definir a resistência de cada camada, é a soma dos golpes utilizados nos últimos 30 cm do segmento, e é denominado como N_{SPT} , que é utilizado no cálculo da capacidade de carga deste solo. É importante destacar que o primeiro metro de solo é desprezado do ensaio por não ter resistência significativa. Nas operações subsequentes, devem ser intercaladas o processo de perfuração dos 55 cm iniciais, com o ensaio e amostragem dos outros 45 cm, como ilustrado pela Figura 3. O

processo de perfuração é realizado através de um trado helicoidal e perfuração por circulação de água, também conhecido como lavagem. (ABNT,2020)

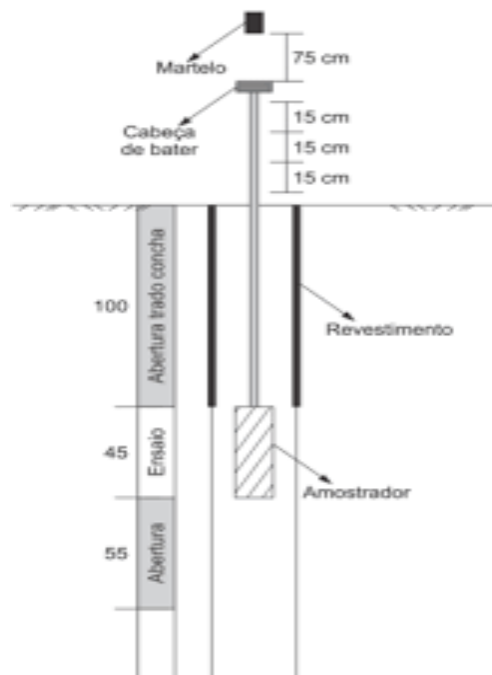
Figura 2- Sondagem a percussão com o SPT.



Fonte: APL Engenharia (2018).

Durante a operação de perfuração, devem ser anotadas as profundidades das transições de camadas detectadas por exame tátil visual e da mudança de coloração de materiais trazidos à boca do furo pelo trado em uso ou pela água de circulação (ABNT, 2020).

Figura 3 - Esquema de execução de sondagem a percussão.



Fonte: Figueiredo (2011).

Através do Quadro 1, torna-se evidente a correlação que é feita pela NBR 6484 (ABNT, 2020), onde propõem ligações entre o N_{SPT} com os estados de compactidade para as areias e consistência para as argilas.

O ensaio SPT é interpretado através da classificação do material encontrado na sondagem, é investigado em laboratório através da identificação tátil-visual, pela qual pode-se observar características como granulometria, plasticidade, cor e origem do solo.

Quadro 1 - Estados de compactidade e resistência.

SOLO	ÍNDICE DE RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO N	DESIGNAÇÃO ¹⁾
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa (o)
	5 a 8	Pouco compacta (o)
	9 a 18	Medianamente compacta (o)
	19 a 40	Compacta (o)
	>40	Muito compacta (o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média (o)
	11 a 19	Rija (o)
	> 19	Dura (o)

¹⁾ As expressões empregadas para a classificação da compactidade das areias (fofa, compacta, etc.), referem-se a deformabilidade e resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não devem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compactidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na Mecânica dos Solos.

Fonte: Adaptado de NBR 6484 (ABNT, 2020).

2.4 Capacidade de Carga

A determinação da capacidade de carga pode ser realizada por meio de métodos teóricos, analíticos, empíricos ou semiempíricos, empregados a partir da adoção de fatores de segurança ponderados, utilizados com o objetivo de minorar as resistências e majorar os esforços, buscando estimar a condição de estado limite último, cujo intuito é estabelecer a carga admissível para a fundação de maneira que se conduza a uma condição de trabalho aceitável para a estrutura, garantindo assim a segurança em relação aos deslocamentos, colapsos e perda da capacidade de carga. (ALONSO, 2004).

Para Cintra e Aoki (2010) a compreensão da capacidade de carga vem a partir da aplicação de uma carga vertical inicial P_1 , aumentada gradativamente até atingir um valor P_2 , em uma estaca de comprimento L . A aplicação dessa carga resulta em tensões resistentes de

atrito lateral, entre o solo e o fuste e tensões resistentes normais entre a ponta e o solo. As tensões de atrito lateral vão aumentando de acordo com o aumento da carga P , que resulta em um acúmulo de resistência ao longo do fuste, até que haja a máxima mobilização possível, que pode ser chamada de R_L (resistência lateral) em cada segmento vertical da estaca. Simultaneamente a mobilização do fuste, têm-se também a mobilização da ponta da estaca, que aumenta de acordo com o acréscimo de carga vertical. Quando aplicado uma carga maior P_2 , a resistência lateral e de ponta atingirão o valor máximo de mobilização possível, e caso fosse desconsiderada a resistência do solo, essa condição geraria um recalque iminente (CINTRA; AOKI; 2010).

Deste modo, para o dimensionamento dos projetos de estacas, procura-se o valor de P_2 que passa a ser denominado R e que representa a capacidade de carga máxima do elemento de fundação. Portanto, representa segundo Cintra e Aoki (2010): “O valor da força correspondente a máxima resistência que o sistema pode oferecer”.

Como cita Lobo (2005), partindo do ponto do contato estaca-solo a capacidade de carga das estacas é dada pela soma das parcelas de capacidade de carga por atrito lateral ou apenas resistência lateral R_L e pela resistência de ponta R_p (EQUAÇÃO 1).

$$R = R_p + R_L \quad (1)$$

A parcela de resistência de ponta R_p é dada pelo produto entre a tensão R_p , e a área da ponta da estaca A_p como demonstrado na Equação 2.

$$R_p = r_p \times A_p \quad (2)$$

Já a parcela de resistência de atrito lateral R_L é o produto entre o perímetro U , da seção transversal circular do fuste da estaca, e o somatório das resistências de atrito lateral nos segmentos da estaca, (EQUAÇÃO 3).

$$R_L = U \times \sum (r_L \times \Delta_L) \quad (3)$$

As expressões acima apresentam variáveis geométricas (U , Δ_L e A_p) e variáveis geotécnicas r_L e r_p , o que segundo Cintra e Aoki (2010) indaga a afirmação de que se trata da capacidade de carga do elemento de fundação (estaca-solo).

A engenharia de fundação trata os métodos semiempíricos de previsão de capacidade de carga, como métodos intermediários, que partem das formulações teóricas e são complementados com o estabelecimento das tensões máximas de atrito e ponta, obtidas a partir de correlações empíricas com ensaios de campo e ajustados com provas de cargas. Assim fica

evidente que o acréscimo de variáveis relacionadas a ensaios in situ fornecem maior confiabilidade no dimensionamento e otimização de custos (AMANN,2010).

Cabe ressaltar, que os métodos semiempíricos foram desenvolvidos em estudos locais, e, portanto, para solos específicos. Assim, faz-se necessária atenção redobrada as particularidades geotécnicas do local em que será implantada a obra, para que os resultados tenham análise numérica e análise crítica (SOUZA, 2014).

2.5 Métodos semiempíricos de previsão de capacidade de carga

2.5.1 Método Aoki- Velloso (1975)

O método de Aoki e Velloso (1975), foi desenvolvido a partir da comparação de resultados de prova de carga em estacas com resultados de ensaios de penetração de cone (CTP). No entanto, para que a metodologia proposta possa ser aplicada a ensaios SPT, deve-se utilizar o coeficiente de conversão k da resistência da ponta do cone para N_{SPT} (BRITO, 2018).

Aoki propõem a seguinte formulação empírica, explicitada através da Equação 4.

$$R = r_p \times A_p + U \times \Sigma(\Delta_L \times r_L) \quad (4)$$

As parcelas referentes as incógnitas geotécnicas r_p e r_L de resistências de ponta e resistência lateral são respectivamente obtidas pelas Equações 5 e 6.

$$r_p = \frac{k \times N_p}{F_1} \quad (5)$$

$$r_l = \frac{\alpha \times k \times N_L}{F_2} \quad (6)$$

Em que N_p e N_L são, respectivamente, o índice de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca e o índice de resistência à penetração médio na camada de solo de espessura Δ_L , ambos valores obtidos a partir da sondagem mais próxima. α e k estão relacionados ao tipo de solo e são obtidos a partir da Tabela 1.

Tabela 1 - Valores de α e k para diferentes tipos de solo (continua)

TIPO DE SOLO	k (MPa)	α (%)
Areia	1	1,4
Areia Siltosa	0,8	2
Areia Siltoargilosa	0,7	2,4
Areia Argilosiltosa	0,5	2,8
Areia Argilosa	0,6	3
Silte Arenoso	0,55	2,2

Tabela 1 - Valores de α e k para diferentes tipos de solo (conclusão)

Tipo de solo	k (MPa)	α (%)
Silte Arenoargiloso	0,45	2,8
Silte	0,4	3
Silte Argiloarenoso	0,25	3
Silte Argiloso	0,23	3,4
Argila Arenosa	0,35	2,4
Argila Arenossiltosa	0,3	2,8
Argila Siltoarenosa	0,33	3
Argila Siltosa	0,22	4
Argila	0,2	6

Fonte: Aoki; Velloso (1975).

Os índices F_1 e F_2 segundo Cintra e Aoki (2010), são fatores de correção que levam em conta o efeito escala, que é a diferença do comportamento da estaca em campo e do cone do modelo do ensaio, para estaca de hélice contínua, esses índices são definidos de acordo com a Tabela 2.

Tabela 2 - Valores de F_1 e F_2 .

Tipo de estaca	F_1	F_2
Franki	2,5	2 F_1
Metálica	1,75	2 F_1
Pré-Moldada	1+D/0,80	2 F_1
Escavada	3	2 F_1
Raiz, Hélice Contínua e Ômega	2	2 F_1

Fonte: Aoki; Velloso (1975).

Assim a resistência total é dada pela Equação 7.

$$R = \frac{K \times N_p}{F_1} \times A_p + \frac{U}{F_2} \times \Sigma (\Delta_L \times \alpha \times K \times N_L) \quad (7)$$

2.5.2 Método Decourt-Quaresma (1978)

Este é um método de estimativa de capacidade de carga de ruptura desenvolvido pelos engenheiros Luciano Décourt e Arthur Quaresma, em 1978 no 6º Congresso de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, o qual é baseado em ensaios SPT (BRITO, 2018). Assim como Aoki e Décourt expressa os parâmetros de resistência lateral (R_L) e resistência de ponta (R_p) através das Equações 8 e 9.

$$R_L = r_L \times U \times L \quad (8)$$

$$R_p = r_p \times A_p \quad (9)$$

O atrito lateral é calculado a partir do valor médio do índice de resistência a penetração do SPT ao longo do fuste (N_L), os Autores adotaram o limite de $N_L \geq 3$ e $N_L \leq 50$ para estacas de hélice contínua, e descarta do cálculo o valor utilizado na resistência de ponta. Décourt apresenta em 1982, a parcela geotécnica da resistência lateral através da Equação 10. E apresenta a capacidade de carga na ponta pela Equação 11.

$$r_L = 10x \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \quad (10)$$

$$r_p = C \times N_p \quad (11)$$

Assim, $N_p = N_{spt, \text{médio}}$, obtido através da média do índice de resistência à penetração na ponta ou base da estaca, a partir de três valores: o correspondente ao nível da ponta ou base da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior. C é o coeficiente que relaciona a resistência de ponta com o valor N_p em função do tipo de solo. O Coeficiente característico do solo é obtido através da Tabela 3 e a capacidade de carga é dada pela Equação 12.

Tabela 3 - Coeficiente Característico do solo.

Tipo de Solo	C(kPa)
Argila	120
Silte Argilosa	200
Silte Arenosa	250
Areia	400

Fonte: Décourt; Quaresma (1996), adaptado por Brito (2018).

$$R = \alpha * C * N_p * A_p + \beta * 10 * \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) * U * L \quad (12)$$

Onde α e β são coeficientes que dependem do tipo de estaca e de solo, U é o perímetro da estaca e A_p é a área da ponta da estaca.

Os valores propostos por α e β são definidos de acordo com o tipo de estaca, como mostra a Tabela 4.

Tabela 4 - Valores de α e β .

Tipo de Solo	Tipo de Estaca - α (kPa)					
	Escavada		Hélice Contínua		Raiz	
	A	β	α	B	α	β
Argila Siltosa	0,85	0,80	0,30	1,00	0,85	1,50
Solos Intermediários	0,60	0,65	0,30	1,00	0,60	1,50
Areias	0,50	0,50	0,30	1,00	0,50	1,50

Fonte: Décourt; Quaresma (1978.)

2.5.3 Método de Teixeira (1996)

Em 1996, Alberto Henriques Teixeira apresentou um método para cálculo da capacidade de carga de estacas. Teixeira propôs uma formulação onde a capacidade de carga à compressão de uma estaca pode ser estimada em função dos parâmetros α e β , pelas Equações 13 e 14.

$$R = R_p + R_L \quad (13)$$

$$R = \alpha \times N_p \times A_p + \beta \times N_L \times U \times L \quad (14)$$

Segundo Teixeira (1996), N_p é o valor médio do índice de resistência a penetração medido no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca e 1 diâmetro abaixo. N_L é o valor médio do índice de resistência a penetração ao longo do fuste da estaca. Os valores referentes ao parâmetro α (resistência de ponta) dependem do tipo de solo, e são definidos de acordo com a Tabela 5

Tabela 5 - Valores atribuídos a α de acordo com cada tipo de solo

Tipo de Solo	Tipo de Estaca - α (kPa)			
	Pré-moldada e perfil metálico	Franki	Escavada a céu aberto	Raiz
Argila Siltosa	110	100	100	100
Silte Argiloso	160	120	110	110
Argila arenosa	210	160	130	140
Silte Arenoso	260	210	160	160
Areia Argilosa	300	240	200	190
Areia Siltosa	360	300	240	220
Areia	400	340	280	260
Areia com Pedregulhos	440	380	310	290

Fonte: Teixeira (1996).

Já os valores de β (relativos ao atrito lateral) dependem do tipo de estaca implantada, e estão definidos de acordo com a Tabela 6.

Tabela 6- Valores de β de acordo com o tipo de estaca.

Tipo de Estaca	β (kPa)
Pré-moldada perfil metálico	4
Franki	5
Escavada a céu aberto	4
Raiz	6

Fonte: Teixeira (1996).

2.6 Carga Admissível

A carga admissível de uma estaca pode ser definida como a força adotada em projeto, que quando aplicada sobre a estaca atende as expectativas, com coeficientes de segurança predeterminados aos estados limites últimos (de ruptura) e de serviço (recalques, vibrações, dentre outros.), sendo uma grandeza utilizada quando trabalha-se com ações em valores característicos (ABNT, 2019).

Segundo Cintra e Aoki (2010), é inevitável a existência de variabilidade no terreno do estaqueamento, conseqüentemente a capacidade de carga das estacas, mesmo que próximas, não podem ser idênticas. Portanto é necessário aplicar os fatores de segurança, que transformam a capacidade de carga em carga admissível, reduzindo significativamente a probabilidade de a estrutura falhar para valores pequenos e aceitáveis.

Silva (2006) cita que há duas filosofias de projeto, a primeira, é feita através da minoração dos valores das resistências e a majoração das solicitações, por meio de fatores de segurança parciais. A segunda filosofia aplica uma redução dos valores de resistência médios, através de um fator de segurança global, tendo como resultado a carga admissível. No Brasil, em termos geotécnicos há preferência pela escolha da filosofia do fator de segurança global em projetos de fundações.

Ainda segundo Cintra e Aoki (2010), a carga admissível não pode ser aplicada a uma estaca de forma individual, apenas a todas as estacas do estaqueamento. Assim, cada elemento constituinte da fundação possui o seu fator de segurança próprio, obtido pela relação entre a sua capacidade de carga e a carga admissível, onde o fator de segurança global representa o fator de segurança médio de todos os elementos de fundação por estaca obtido pela Equação 15.

$$Pa = \frac{Rmed}{Fs} \quad (15)$$

No entanto, na prática é usual fazer a média entre o resultados de vários furos de sondagem SPT, obtendo assim, uma sondagem padrão para todo o terreno, sendo possível que

a cota de apoio da ponta da estaca, seja representada por um único valor de R , como demonstrado na Equação 16.

$$Pa = \frac{R}{Fs} \quad (16)$$

Já para o fator de segurança, adota-se um valor mais elevado devido as variações do solo de forma geral.

Os autores de cada método apresentam os valores do fator de segurança, de maneira pertinente aos seus trabalhos: (i) Aoki e Velloso (1975), utilizam o fator de segurança normatizado, no valor de 2,0 e (ii) Décourt e Quaresma (1978), adotam fatores de segurança diferentes para as parcelas de resistência de ponta e de atrito lateral, sendo respectivamente os valores de 4,0 e 1,3 e (iii) Teixeira (1996) adota o valor de 4 e 1,5 para F_1 e F_2 respectivamente.

2.6.1 Carga de Catálogo

Pode-se definir carga de catálogo (P_e) como sendo a carga suportada pelo elemento estrutural (estaca), não levando em consideração o aspecto geotécnico. O valor da carga é baseado na tensão admissível do material (σ_e) e a área transversal do fuste. Sendo assim, conhecendo-se os dois valores (Pa e Pe), deve-se adotar o menor deles, a fim de garantir segurança ao elemento mais fraco, podendo ser o elemento geotécnico ou elemento estrutural (estaca). Na prática de projetos, geralmente a carga de catálogo é definida primeiro, visto que ela passa a representar o limite superior para a carga admissível da fundação, como mostra a Equação 17. Na Tabela 7 estão evidenciados alguns valores de carga de catálogo em relação ao diâmetro da estaca (NAVES, 2017).

$$Pa \leq Pe \quad (17)$$

Tabela 7- Carga de Catálogo Estaca Tipo Hélice Contínua

Diâmetro	Carga de Catálogo P_e (KN)
Ø 27,5	350
Ø 30,0	450
Ø 35,0	600
Ø 40,0	800
Ø 42,5	900
Ø 50,0	1250
Ø 60,0	1800
Ø 70,0	2450
Ø 80,0	3200
Ø 90,0	4000
Ø100,0	5000

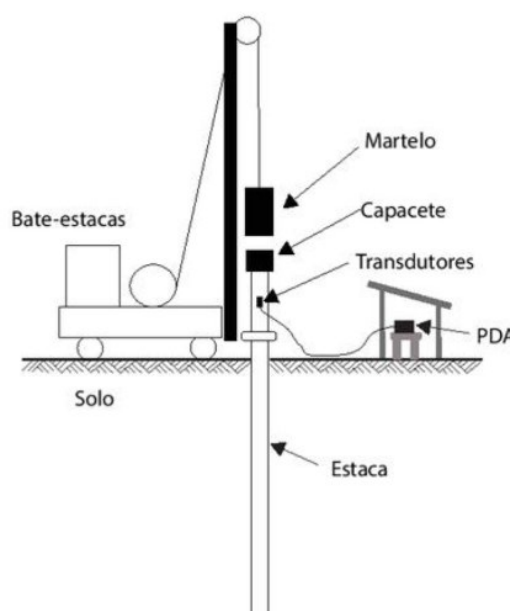
Fonte: Cintra; Aoki (2010).

2.7 Ensaio de Carregamento Dinâmico

A avaliação da capacidade de carga de uma estaca através da análise da cravação é uma técnica utilizada no Brasil desde a década de 1980. O Ensaio de carregamento dinâmico também conhecido como *Pile Drive Analyzer* (PDA), trata-se de uma ferramenta de controle de qualidade das fundações profundas, cujo o objetivo principal é a determinação da capacidade de ruptura da interação estaca-solo. Primordialmente esse tipo de ensaio era utilizado apenas em fundações de estacas pré-moldadas e atualmente é empregado também para estacas moldadas “in loco” como é o caso da hélice contínua (CINTRA et al., 2014).

A NBR 13208 (ABNT, 2007), normatiza que para a execução da prova de carga dinâmica em estacas moldadas in loco, é necessário respeitar o prazo de no mínimo sete dias da sua execução, além de executar um bloco de coroamento na cabeça da estaca, para que os golpes não danifiquem sua estrutura.

Figura 4- Representação da prova de carga dinâmica



Fonte: Cintra (2010).

Segundo Cintra et al. (2014) o ensaio consiste em um método de avaliação de propagação de ondas unidimensional, é realizado através da aplicação dinâmica de golpes por um bate estaca. As cargas são aplicadas de forma crescente, onde é variada a altura de queda do martelo de forma controlada, para que a carga sempre atinja a estaca de forma centralizada. Os sensores de medição são instalados no topo do fuste, em uma seção situada a pelo menos dois diâmetros abaixo do topo da estaca e transmitem em tempo real os dados referentes a aceleração e a força de aplicação de carga na estaca. O equipamento, denominado *PDA*, recebe esses sinais, e calcula resultados de força de impacto (FMX), energia do golpe (EMX),

resistência estática mobilizada (RMX), deslocamento máximo da estaca durante os impactos (DMX), integridade da estaca e tensões máximas, além das parcelas de resistência lateral e de ponta.

O sinal de cada um dos transdutores de deformação é multiplicado pelo módulo de elasticidade do material da estaca e pela área de seção na região dos sensores, obtendo a evolução da força em relação ao tempo. A velocidade é obtida a partir da integração do sinal dos acelerômetros. O programa lê os dados digitalizados dos sensores, e obtém a média dos dois sinais de força e de velocidade. É a partir destes dois sinais que o PDA efetua os cálculos utilizando o método CASE (desenvolvido no Case Institute of Technology). Conforme preconiza a NBR 13208 (ABNT, 2007), as estacas ensaiadas com o PDA deverão ser posteriormente analisadas utilizando-se o programa CAPWAP (*case pile wave analysis program*), um programa de computador que utiliza os registros de força e velocidade obtidos pelo PDA para realizar uma modelagem solo-estaca baseada na equação da onda. Assim torna-se possível confirmar os resultados do método CASE obtidos em campo (CINTRA et al., 2014).

A NBR 6122 (ABNT, 2019) padroniza que nas obras com fundações tipo hélice que possuam mais de 100 estacas com carga de trabalho acima de 3000 kN, é recomendado a execução de pelo menos uma prova de carga, de preferência em uma estaca instrumentada. Quando a quantidade ultrapassar o especificado, obedece-se a regra do ensaio em no mínimo 1% da quantidade total. A Figura 4 mostra o esquema executivo do ensaio de prova de carga dinâmica.

Figura 5- Ensaio de Prova de Carga Dinâmica na região de estudo



Fonte: Autores (2023).

3. MATERIAS E MÉTODOS

Todas as informações apresentadas daqui em diante, tais como as características do empreendimento, informações geotécnicas do solo, ensaio PDA e outras, foram retiradas do banco de dados disponibilizado por uma construtora. No entanto, por motivos de segurança e da proteção de informações, não serão divulgadas as referências da empresa neste documento. Sendo assim, o nome da construtora será modificado para “Empresa X”.

A obra em estudo está situada na área centro-oeste da cidade de Campinas- SP, no qual um novo bairro condomínio está sendo construído. A obra em questão, caracteriza-se como um edifício multifamiliar composto por 03 torres, bloco garagem, área social comum contendo: playground, churrasqueiras, quadras e piscina; 02 torres com 15 pavimentos, e a terceira (objeto do estudo) com 14 pavimentos. Um total de 352 unidades compõe o empreendimento. A Figura 5, apresenta uma imagem de satélite, indicando o local onde encontra-se o complexo de condomínios em construção.

Figura 6-Imagem via satélite do local do empreendimento



Fonte: Autores (2023).

3.1 Características Geotécnicas Do Solo

Para a caracterização do perfil geológico-geotécnico da área em estudo foi utilizada nesse trabalho duas sondagens a percussão com SPT, SP09 (ANEXO A) e SP11 (ANEXO B). Em todos os casos, foram determinados o valor dos índices de resistência à penetração (N_{SPT}) das camadas do subsolo. As sondagens representam o solo dentro da área de solicitação do carregamento da superestrutura da torre 01 que está sendo analisada, como demonstrada na Figura 6.

As sondagens mostram a presença de solo argiloso amarelo e foram interrompidas respectivamente a uma profundidade de 20,45 m e 26,45 m, quando o equipamento de sondagem encontrou solo impenetrável.

Figura 7 -Localização das sondagens no local em análise



Fonte: Autores (2023).

3.2 Execução da Fundação por estacas tipo Hélice Contínua

A fundação do tipo hélice contínua foi escolhida para ser aplicada ao empreendimento. Para a escolha desse tipo de fundação levou-se em consideração a elevada solicitação de cargas, a baixa emissão de ruído e pequenas vibrações durante a execução, além da relação custo-benefício de acordo com a viabilidade do empreendimento. As estacas foram executadas por uma empresa especializada, com supervisão da equipe técnica da construtora, do projetista e dos engenheiros responsáveis pela execução da obra.

O mapa de cargas da superestrutura da torre 1 está situada no Anexo C. A Tabela 8, apresenta os valores das cargas solicitantes nos pilares onde foi realizado a prova de carga.

Tabela 8 - Cargas solicitantes

PILAR	Carga Solicitante (kN)
P04	1431,76
P13	1657,32
P28	1520,02

Fonte: Empresa X (2023).

3.3 Escolha das características da estaca

Segundo Cintra e Aoki (2010) após a avaliação do tipo de estaca a ser executado, tem-se que definir os parâmetros de diâmetro e comprimento de cada estaca do estaqueamento. Esse dimensionamento leva em consideração as características geotécnicas do terreno, obtidos através da sondagem, que dependendo da resistência, pode fazer com que ocorra a parada do equipamento, dessa forma é definido um intervalo de valores de N_{SPT} que não afetam a execução das estacas. Avalia-se também o comprimento máximo exequível, limitado pela hélice, e a carga de catálogo para o tipo de estaca escolhido.

Cintra e Aoki (2010) propuseram três metodologias de projeto, as quais serão abordadas para a resolução dos cálculos deste trabalho. Nas três serão consideradas a prática usual de trabalhar com a sondagem média.

1ª Metodologia

Após a escolha do tipo de estaca, diâmetro ou seção transversal do fuste, é possível obter a carga de catálogo que é igualada a carga admissível, desta forma, encontra-se o comprimento L correspondente. A partir daí é verificado se o valor encontrado de N_{SPT} está dentro da faixa indicada e é menor do que o comprimento máximo exequível, como é evidenciado através da Equação 18.

$$P_a = P_e \rightarrow R = P_a \times F_s \rightarrow L \quad (18)$$

2ª Metodologia

Dependendo do tipo do empreendimento pode se haver uma limitação oriunda do equipamento contratado para executar a estaca, desta forma, pode ocorrer de antes mesmo de qualquer pressuposto para dimensionamento, seja necessário adotar um comprimento máximo ($L_{m\acute{a}x}$) exequível para a estaca. Da mesma forma, a posição do nível d'água pode caracterizar uma profundidade máxima. Assim parte-se do pressuposto de que o comprimento da estaca vai ser o máximo possível e calcula-se a capacidade de carga por um dos métodos semiempíricos, a partir daí. Ao aplicar o fator de segurança é possível obter a carga admissível, através da Equação 19.

$$L = L_{m\acute{a}x} \rightarrow R \rightarrow P_a = \frac{R}{F_s} \quad (19)$$

3ª Metodologia

Cada tipo de estaca, tem um valor máximo referente a características geotécnicas, definido por uma faixa limite de valores N_{SPT} , já que valores superiores causariam problemas devido a rigidez do solo, e provocariam a parada da estaca devido a ineficiência do equipamento e valores menores interfeririam na resistência esperada para o elemento de fundação. Assim, é necessário que os valores adotados para o comprimento da estaca contemplem os valores que estão dentro dos limites de N_{SPT} (N_{lim}), que são valores tabelados que indicam as prováveis cotas de parada da estaca de acordo com o tipo de estaca que será executada e decorrente desses valores é possível encontrar o provável comprimento (L) da estaca. Para o caso de estaca Hélice contínua, tem-se como limite inferior um N_{SPT} de 20 e como limite superior um valor de N_{SPT} menor ou igual a 45, (CINTRA; AOKI, 2010).

Para cada um desses comprimentos calcula-se a capacidade e a carga admissível através da Equação 20.

$$N_{lim} \rightarrow L \rightarrow R \rightarrow P_a = \frac{R}{F_s} \quad (20)$$

3.3.1 Interdependência das metodologias

Os dois Autores da obra a qual essa metodologia se baseia Cintra e Aoki (2010), defendem que as três metodologias de projeto apresentadas são interdependentes, sendo assim, ao optar pela escolha de uma delas não garantirá que a mesma seja seguida até o final. Em qualquer situação deve-se verificar as outras duas, caso seja necessário, é preciso mudar a metodologia e avaliar novamente, o Quadro 2 apresenta um esquema de interdependência entre as metodologias propostas.

Quadro 2: Interdependência das metodologias

1^a	$P_a = P_e \rightarrow L$	$\left\{ \begin{array}{l} L \leq L_{m\acute{a}x} \text{ e } N_{SPT} \leq N_{lim} \rightarrow ok! \\ L > L_{m\acute{a}x} \rightarrow \mathbf{2^a} \\ N_{SPT} > N_{lim} \rightarrow \mathbf{3^a} \end{array} \right.$
2^a	$L = L_{m\acute{a}x} \rightarrow R \rightarrow P_a$	$\left\{ \begin{array}{l} P_a \leq P_e \text{ e } N_{SPT} \leq N_{lim} \rightarrow ok! \\ P_a > P_e \rightarrow \mathbf{1^a} \\ N_{SPT} > N_{lim} \rightarrow \mathbf{3^a} \end{array} \right.$
3^a	$N_{lim} \rightarrow L \rightarrow R \rightarrow P_a$	$\left\{ \begin{array}{l} P_a \leq P_e \text{ e } L \leq L_{m\acute{a}x} \rightarrow ok! \\ P_a > P_e \rightarrow \mathbf{1^a} \\ L > L_{m\acute{a}x} \rightarrow \mathbf{2^a} \end{array} \right.$

Fonte: Cintra; Aoki (2010).

3.4 Ensaio PDA

Após 28 dias das concretagens das estacas, e posterior tempo de cura do bloco de ensaio, foi realizado o ensaio PDA nas estacas da fundação em análise. Três estacas da torre 1 foram ensaiadas, e obteve-se a capacidade de carga. As estacas em análise possuem seção circular e maciça, com diâmetro nominal de 70 e 80 cm, e foram prolongadas para a execução dos ensaios por meio de concretagem de um bloco cilíndrico do mesmo diâmetro da estaca e respectivas alturas de 165 cm e 180 cm, para garantir a integridade da cabeça das estacas.

Em seguida foi realizado o ensaio PDA, empregando-se a metodologia de aplicação de uma série de golpes do martelo a gravidade com altura de queda crescente, de 20, 50, 100, 150 e 200 cm, para as estacas T1-P04 e T1-P13 e alturas 20, 50, 100 e 150 cm para a estaca T1-P28.

O último golpe aplicado nas estacas ensaiadas corresponde aos golpes aplicados com a máxima energia potencial, onde ocorre a máxima mobilização de resistência. A Tabela 9, apresenta os resultados obtidos nos ensaios de PDA das estacas T1-P04, T1-P13 e T1-P28, onde

DH representa a altura de queda do martelo em cada golpe, EMX e DMX representa respectivamente a energia máxima transmitida e o deslocamento vertical máximo em cada estaca durante o golpe, e por fim RMX representa a capacidade de carga mobilizada.

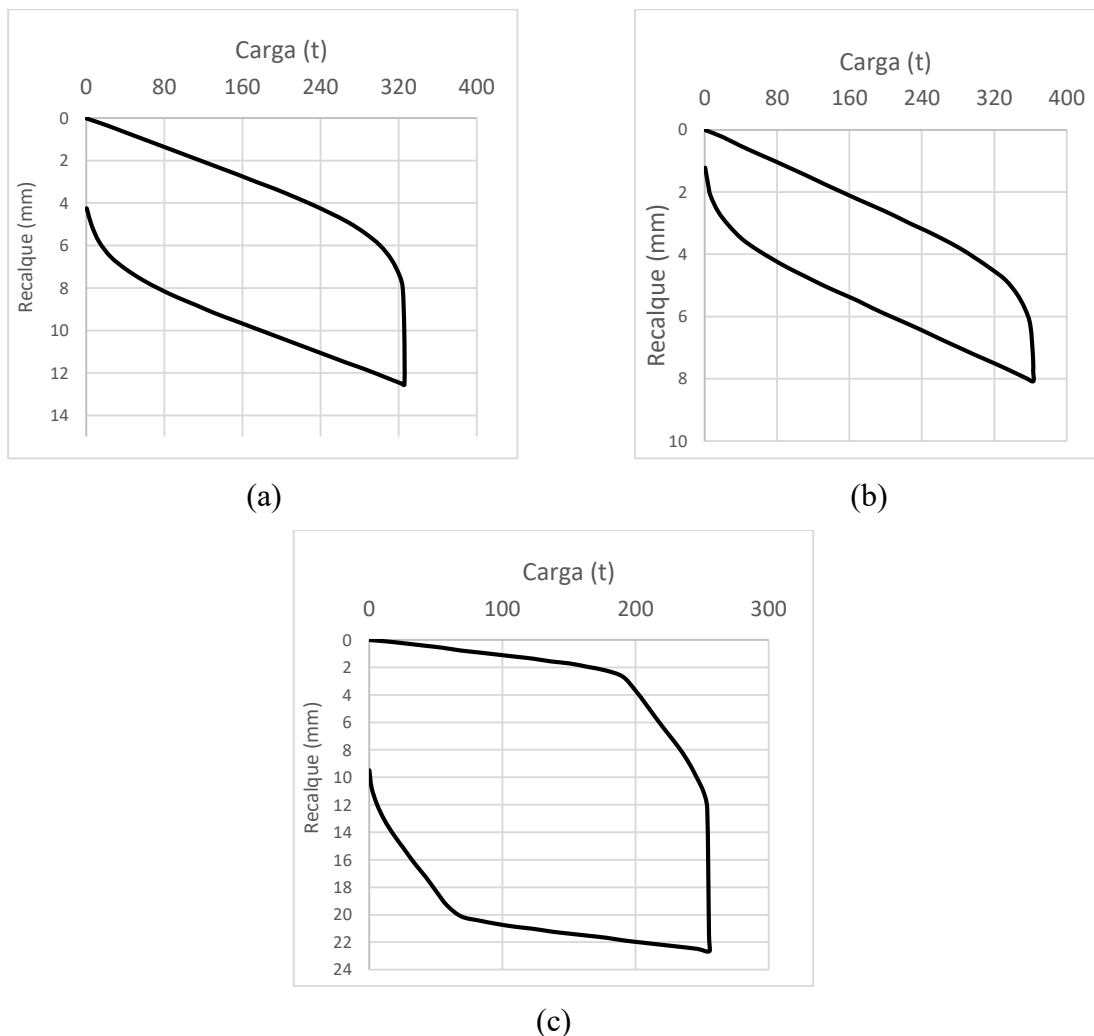
Tabela 9 – Resultados PDA

Estaca	BN nº do golpe	DH (m)	EMX (t × m)	DMX (mm)	RMX (t)
T1- P04	5	2	4,01	6,08	325,8
T1- P13	5	2	3,66	12,41	254,9
T1- P28	4	1,5	2,13	5,13	362,7

Fonte: Empresa X (2023).

O principal resultado que podemos extrair do ensaio é a denominada curva carga-recalque que mostra o comportamento da fundação sob os carregamentos crescentes. A curva está representada na Figura 7, onde é possível verificar o valor da máxima capacidade de carga, e o recalque no último golpe com carga máxima em cada estaca.

Gráfico 1 - Curvas carga-recalque: (a) T1 P04 (b) T1 P28 (c) T1 P13



Fonte: Empresa X (2023).

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Com as formulações de Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978) e Teixeira (1996), apresentadas anteriormente, foi possível realizar o dimensionamento das fundações. Destaca-se que as sondagens utilizadas como parâmetro para os cálculos foram as de número SP09 e SP11, devido ao seu posicionamento no local do estaqueamento de interesse. O comprimento máximo adotado foi de 16 metros na região da sondagem SP09 e 17 metros onde a sondagem de referência foi a SP11, essa diferença entre os comprimentos das estacas é decorrente dos resultados das sondagens, que apresentaram menores valores de N_{SPT} , na região da sondagem SP11.

O dimensionamento do estaqueamento foi realizado para os três, métodos, com a possibilidade de aplicação de estacas de 70 e 80 cm de diâmetro, o que tornou possível a escolha da melhor distribuição de acordo com a carga solicitante da superestrutura na estaca. Foi avaliado também qual dos métodos apresentou resultados de capacidade de carga mais próximos dos resultados obtidos em campo através do ensaio de PDA, que considera na sua formulação a interação estaca-solo no estaqueamento em estudo, o que gera maior confiabilidade nos resultados, já que avalia a interação e o comportamento do elemento de fundação, considerando os parâmetros do solo na região da obra, e as características, da estaca já executada no local. As formulações semiempíricas, em contrapartida, utilizam de informações de ensaios realizados em outros locais. A avaliação considerou os resultados obtidos para as estacas P04, P013 e P28, através dos três dimensionamentos e da prova de carga, considerando estacas nas mesmas condições de diâmetro e profundidade das estacas ensaiadas.

Duas variáveis estão presentes nos três métodos apresentados, a área e o perímetro da estaca, que foram calculados de acordo com o diâmetro da estaca. Para as estacas de 70 cm de diâmetro a área e o perímetro calculado são respectivamente, $0,38\text{m}^2$ e 2,20 m. Já para as estacas de 80 cm de diâmetro a área e o perímetro calculado foram de $0,50\text{m}^2$ e 2,51 m, respectivamente.

O dimensionamento considerou como N_{SPT} limite, os valores adotados por Cintra e Aoki (2010), com mínimo de 20, e máximo de 45 golpes, para que o solo possua resistência suficiente de suporte, e de perfuração da hélice. A carga de catálogo variou entre 2450 kN e 3200 kN para estacas de 70 e 80 cm, respectivamente.

4.1 Carga admissível

Nas Tabelas 10, 11 e 12 estão apresentados os valores encontrados para a carga admissível das estacas de diâmetro 70 e 80 cm ao longo da profundidade possível do terreno.

Aoki e Velloso (1975) adotaram o fator de segurança global normalizado de 2, dessa forma o valor referente a carga admissível é a metade da soma entre as contribuições de resistência de ponta e resistência lateral de cada estaca.

Tabela 10 – Carga Admissível Aoki e Velloso (1975)

Cota (m)	Carga admissível	Carga admissível	Carga admissível	Carga admissível
	Pa (kN) Ø70	Pa (kN) Ø80	Pa (kN) Ø70	Pa (kN) Ø80
	SP11		SP09	
1	35,98	46,62	35,98	46,62
2	38,29	49,26	38,29	49,26
3	76,58	98,52	40,60	51,90
4	114,88	147,78	78,89	101,16
5	155,48	199,68	184,53	238,38
6	502,39	649,56	292,48	378,25
7	464,45	596,78	273,79	350,60
8	368,79	468,60	524,49	674,81
9	330,86	415,82	664,68	853,88
10	528,78	670,29	398,26	503,53
11	668,97	849,36	563,36	716,41
12	634,72	802,36	981,49	1259,15
13	718,23	908,80	665,53	843,08
14	667,05	839,31	924,34	1177,34
15	514,84	637,87	949,74	1206,37
16	903,73	1142,79	960,02	1214,67
17	1092,88	1386,45	972,72	1225,72
18	1115,97	1412,84	1030,18	1294,84
19	843,14	1048,41	1111,21	1394,36
20	1532,56	1940,00	1215,84	1524,30
21	997,3	1236,53	1259,38	1574,06
22	1110,99	1380,29	-	-
23	1184,77	1471,52	-	-
24	1282,14	1593,16	-	-
25	1212,59	1496,40	-	-
26	1462,96	1817,10	-	-

Fonte: Autores (2023).

Decourt e Quaresma (1978) adotaram o fator de segurança global de forma diferenciadas, adotando para a soma somente 25% da resistência de ponta e aproximadamente 77% da resistência lateral.

Tabela 11 – Carga Admissível Décourt e Quaresma (1978)

Cota (m)	Carga admissível Pa (kN) Ø70	Carga admissível Pa (kN) Ø80	Carga admissível Pa (kN) Ø70	Carga admissível Pa (kN) Ø80
	SP11		SP09	
1	37,3	23,86	20,38	23,86
2	74,59	86,38	71,13	81,86
3	108,42	125,05	108,42	125,05
4	145,72	168,23	145,72	168,23
5	214,67	248,17	214,67	248,17
6	317,65	376,22	291,44	336,47
7	396,59	466,44	396,59	466,44
8	430,15	502,91	453,24	533,07
9	475,26	554,47	583,74	687,86
10	531,92	621,1	615,83	712,29
11	673,69	788,78	751,56	870,24
12	654,01	754,79	884,72	1022,98
13	784,99	905,62	1025,69	1184,09
14	913,4	1051,23	1174,47	1353,56
15	982,35	1131,17	1358,77	1567,59
16	1144,99	1318,73	1547,43	1785,46
17	1329,29	1532,76	1747,36	2016,21
18	1388,74	1598,44	1948,18	2246,29
19	1600,59	1863,17	2163,74	2493,77
20	1798,21	2090,92	2499,89	2878,51
21	1869,73	2152,1	2671,96	3075,72
22	2095,68	2413,16	-	-
23	2325,98	2678,05	-	-
24	2557,17	2942,27	-	-
25	2665,59	3067,32	-	-
26	2919,47	3359,91	-	-

Fonte: Autores (2023).

Teixeira (1996) adota o fator de segurança global normalizado de 2, dessa forma o valor referente a carga admissível é a metade da soma entre as contribuições de resistência de ponta e resistência lateral de cada estaca

Tabela 12 – Carga Admissível Teixeira (1996)

Cota (m)	Carga admissível Pa - (kN) Ø70	Carga admissível Pa - (kN) Ø80	Carga admissível Pa - (kN) Ø70	Carga admissível Pa - (kN) Ø80
	SP11		SP09	
1	18,37	23,04	18,37	23,04
2	36,74	233,73	24,24	29,74
3	60,20	334,27	42,61	52,78
4	84,44	424,32	84,44	86,29
5	150,50	550,83	108,67	132,37
6	256,20	713,77	168,09	185,98
7	279,65	807,60	346,04	391,23
8	303,11	847,81	395,47	451,97
9	326,57	934,94	497,69	606,96
10	427,91	1047,20	486,55	552,92
11	495,72	1184,59	624,73	717,12
12	572,32	1241,56	870,99	1001,54
13	708,76	1361,36	948,78	1110,87
14	749,81	1448,48	1083,66	1281,35
15	803,36	1551,95	1267,79	1497,91
16	963,26	1671,75	1489,17	1720,76
17	1147,39	1807,88	1693,96	1959,52
18	1305,72	2015,65	1920,10	2211,68
19	1499,06	2285,40	2129,11	2489,82
20	1694,23	2404,37	2349,85	2743,66
21	1575,94	2259,43	2524,25	2931,99
22	1827,19	2428,66	-	-
23	2070,92	2726,90	-	-
24	2297,53	2840,00	-	-
25	2555,10	3145,78	-	-
26	2795,53	3253,01	-	-

Fonte: Autores (2023).

4.2 Escolha do comprimento da estaca

A escolha do comprimento da estaca foi feita a partir da avaliação das três metodologias de projeto, conforme apresentado no Quadro 2. Para isso, levou-se em consideração os limites exequíveis de N_{spt} , e os valores de comprimento máximo definido para a estaca. Dessa forma, para que todos os métodos pudessem ser avaliados e comparados, foi adotado para um estaqueamento na mesma região de sondagem a mesma profundidade, independente de se tratar de estacas com diâmetro de 70 ou 80 centímetros.

A primeira metodologia, que adota a carga admissível (P_a) como sendo a própria carga de catálogo (P_e), resulta em um valor de P_a igual a 2450 kN para estacas de $\varnothing 70$ cm e 3200 kN para estacas de $\varnothing 80$ cm, o que corresponde a uma profundidade (L) muito alta, acima da profundidade limite da sondagem para a formulação de Aoki para ambos os diâmetros. Nos cálculos de Décourt e Teixeira essa metodologia resultou em profundidades entre 20 e 26 metros, bem acima da profundidade máxima adotada de 16 metros e 17 metros.

Já a terceira metodologia adota o comprimento da estaca como sendo o valor máximo possível, para que não ocorra a parada da estaca, a profundidade correspondente ao N_{spt} limite de 45 golpes para o caso de hélice contínua, o que também não é razoável, já que resultaria em uma profundidade bastante elevada, e geraria um custo extravagante e desnecessário quando analisado perante as cargas solicitantes, além disso no caso desse terreno, a sondagem não alcançou os valores máximos tabelados para hélice contínua de 45 golpes.

A segunda metodologia, apresenta que o valor do comprimento da estaca deve começar sendo testado com o valor de $L_{máx}$ que para esse projeto foi adotado como 17 metros para a região do SP11 e 16 metros para a região do SP09. Valores escolhidos após estudo das sondagens, e que apresentam resistência dentro dos limites estabelecidos, valores de carga admissível menores que os valores catalogados e N_{spt} dentro dos valores limites. Desta forma, a segunda metodologia atende os critérios para dimensionamento do estaqueamento.

4.3 Escolha do método para dimensionamento

Para que as condições do dimensionamento do estaqueamento se aproximassem das condições de campo, onde as estacas foram ensaiadas, foi realizada a verificação da resistência encontrada nas mesmas profundidades das estacas ensaiadas no carregamento dinâmico, pelos três métodos, foi considerado também os mesmos diâmetros, para que as estacas tivessem nas mesmas condições e o efeito de comparação pudesse ser válido. Na Tabela 12 e no Gráfico 2, é possível observar os resultados da carga admissível calculados pelos três métodos, o valor da

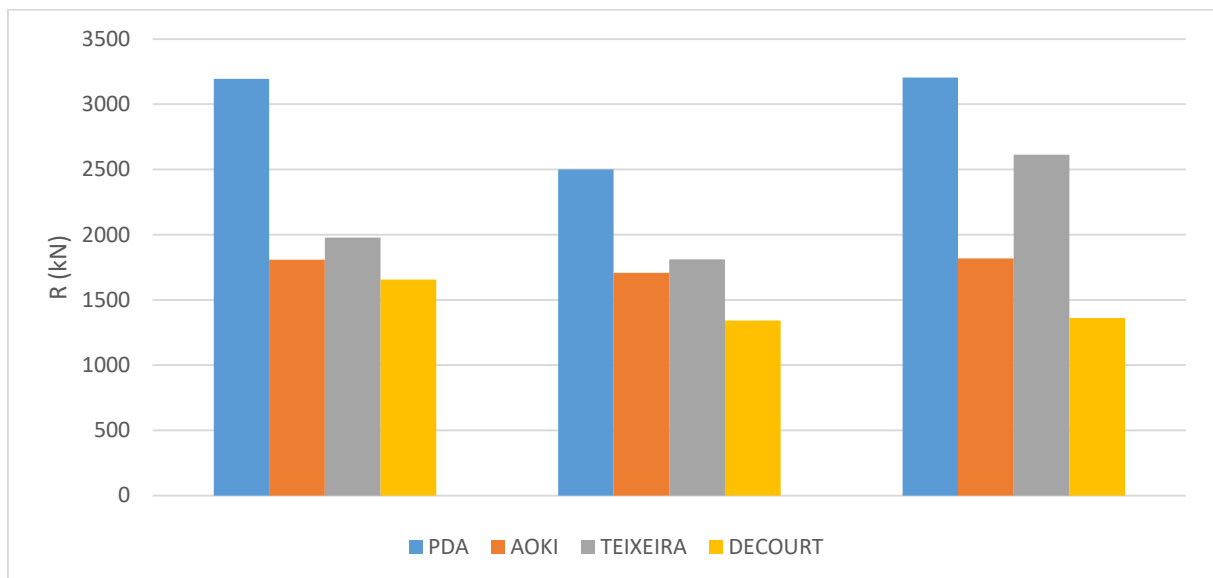
solicitação do pilar na estaca, e os valores da carga admissível obtidos pela prova de carga dinâmica.

Tabela 13 – Resultados de Carga Admissível(kN)

Estaca	Carga Solicitante (kN)	L (m)	D (cm)	PDA (kN)	Aoki (kN)	Teixeira (kN)	Décourt (kN)
T1 P04	1431,76	16,04	Ø70	3194,78	1807,45	1976,45	1656,81
T1013	1657,32	8,96	Ø80	2499,55	1707,77	1809,56	1342,09
T1 P28	1520,02	12,83	Ø80	3203,62	1817,60	2613,81	1360,52

Fonte: Autores (2023).

Gráfico 2- Resultados de Capacidade de Carga para as estacas: T1 P04, T1 P013 e T1 P28, respectivamente



Fonte: Autores (2023)

Ao analisar o Gráfico 2 e a Tabela 13 é possível observar que todos os três métodos apresentaram resultados abaixo da capacidade de carga da estaca encontrada pelo ensaio de prova de carga. Desta forma, através do estudo comparativo apresentado por esse trabalho, é possível avaliar que o método que apresentou resultados mais próximos dos resultados obtidos pelo PDA foi o método de Teixeira (1996) que apresentou resultados pouco mais elevados que os demais, e cerca de 71% do resultado estimado pelo ensaio de prova de carga desse estaqueamento. Em contrapartida a formulação de Aoki previu 68% da capacidade de carga para a região da sondagem SP09 e 57% para a região da sondagem SP11. Já a formulação de Décourt apresentou previsão de capacidade de carga de 42% a 54% da capacidade total encontrada pelo ensaio de prova de carga dinâmica.

Após a escolha do método mais eficiente, foi possível determinar a distribuição dos diâmetros das estacas no estaqueamento, afim de garantir a distribuição mais econômica, levando em consideração as cargas solicitantes da superestrutura. Foi definido pelos autores que as estacas terão diâmetros de 70 cm e 80 cm e em cada bloco de coroamento será adotado uma ou duas estacas, para que a resistência do conjunto seja suficiente para atender a carga solicitante dos pilares.

A escolha do diâmetro que será empregado em cada estaca, foi realizada considerando a capacidade de carga admissível da estaca pelo método de Teixeira, para ambos os diâmetros e a carga solicitante da superestrutura.

O quociente da divisão entre a carga solicitante do pilar (P) e a carga admissível da estaca (Pa) quando resulta em um valor menor ou igual a 1, garante que apenas uma estaca é suficiente para receber a carga descarregada pelo pilar no bloco, quando maior que 1, indica que se faz necessário o emprego de duas estacas no bloco. A Tabela 14, toma como exemplo o dimensionamento da estaca P2 da região da sondagem SP11. A avaliação para o restante dos pilares está disponível no Anexo D desse trabalho.

Tabela 14- Escolha do diâmetro da estaca

Estaca	Carga do Pilar- P (kN)	Carga admissível Pa (kN)	P/Pa	Nº de estaca por bloco	Carga admissível Pa(kN)	P/Pa	Nº de estaca por bloco
P2	1451,38	Ø70			Ø80		
		1147,39	1,26	2	1807,88	0,8	1

Fonte: Autores (2023).

Dessa forma, há três possibilidades para o dimensionamento do estaqueamento da região em análise: (i) adotar todas as estacas com diâmetro igual a 80 cm, totalizando um menor número de estacas; (ii) adotar todas as estacas com diâmetro igual a 70 cm, o que resultaria em um número maior de estacas com 10 cm a menos de diâmetro em cada estaca, comparado com a primeira opção, ou (iii) fazer um dimensionamento misto, adotando estacas de 70 cm ou 80 cm de acordo com a solicitação demandada, quando o resultado da avaliação indicar a necessidade de duas estacas de 70 cm será avaliado a possibilidade do emprego de apenas uma estaca de 80 cm, afim de garantir o menor consumo possível de concreto.

A tabela 15 evidencia essas três alternativas e apresenta como resultado o volume total estimado de concreto que seria empregado em cada caso.

Tabela 15- Volume total *versus* diâmetros das estacas.

Diâmetro (m)	Sondagem	Nº de estacas	Nº total de estacas	L (m)	Área da ponta da estaca(m²)	Volume das estacas (m³)	Volume Total (m³)
0,8	SP11	43	83	17	0,503	367,44	689,14
	SP09	40		16		321,70	
0,7	SP11	62	104	17	0,385	405,63	664,24
0,7	SP09	42		16		258,62	
0,7	SP11	24	83	17	0,385	157,02	569,45
0,8		19		17		162,36	
0,7	SP09	38	2	16	0,385	233,99	
0,8		2		16		16,08	

Fonte: Autores (2023).

Para efeito de projeto, a terceira solução apresentada é a mais viável economicamente, e será adotada, já que apresenta o menor número de estacas possível e um consumo 15% menor que as outras soluções disponíveis. Sendo assim, o dimensionamento do estaqueamento será realizado conforme tabela 16.

Tabela 16- Dimensionamento do estaqueamento calculado pelo método de Teixeira

PILAR	Nº de estacas	Ø	PILAR	Nº de estacas	Ø	PILAR	Nº de estacas	Ø	PILAR	Nº de estacas	Ø
P1	1	70	P22	1	70	P43	1	70	P64	1	70
P2	1	80	P23	1	70	P44	1	70	P65	1	70
P3	1	70	P24	1	70	P45	1	70	P66	1	70
P4	1	80	P25	1	70	P46	1	70	P67	1	70
P5	1	80	P26	1	80	P47	1	70	P68	1	70
P6	1	70	P27	1	80	P48	1	70	P69	1	70
P7	1	70	P28	1	80	P49	1	70	P70	1	70
P8	1	70	P29	1	70	P50	1	70	P71	1	80
P9	1	70	P30	1	70	P51	1	70	P72	1	70
P10	1	70	P31	1	70	P52	1	70	P73	1	80
P11	1	80	P32	1	70	P53	1	70	P74	1	80
P12	1	80	P33	1	80	P54	1	70	P75	1	70
P13	1	80	P34	1	70	P55	1	70	P76	1	80
P14	1	80	P35	1	70	P56	1	80	P77	1	70
P15	1	70	P36	1	70	P57	1	80	P78	1	70
P16	1	70	P37	1	70	P58	1	70	P79	1	70
P17	1	80	P38	1	70	P59	1	80	P80	1	70
P18	1	70	P39	1	70	P60	1	70	P81	1	70
P19	1	70	P40	1	70	P61	1	70	P82	1	70
P20	1	70	P41	1	70	P62	1	80	P83	1	70
P21	1	70	P42	1	80	P63	1	70			

Fonte: Autores (2023).

5. CONCLUSÃO

As análises realizadas com base nos métodos de Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma e Teixeira e nos resultados obtidos na prova de carga, possibilitou uma avaliação comparativa para a escolha de uma das formulações para o dimensionamento do estaqueamento em estudo.

Com base nos resultados obtidos, pode-se verificar que o dimensionamento com resultados de capacidade de carga mais próximo do resultado do carregamento dinâmico foi o de Teixeira, tal resultado pode ser decorrente da origem da formulação, que é baseada em diversas soluções, como as apresentadas por Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma e outros. E apresenta uma espécie de equação unificada, em função dos parâmetros α , relativo a resistência de ponta e β relativo a resistência lateral e em função do tipo de estaca. O método de Teixeira apresentou também valores mais elevados para a resistência de ponta devido ao parâmetro α que traz um valor que relaciona o tipo de estaca e o tipo de solo. Apesar de ser o método mais recente apresentou resultados razoáveis na avaliação proposta nesse trabalho.

Para o método de Aoki-Velloso, que ficou muito próximo dos resultados obtidos com a formulação de Teixeira, obteve-se como resultado valores mais elevados de resistência de Ponta do que resistência de atrito lateral, o que pode ser consequência do diâmetro e profundidade adotados pela estaca, fazendo com que ela seja uma estaca robusta, e se comporte como uma estaca de ponta, o que não é o ideal já que as estacas são dimensionadas para absorverem a maior parte do carregamento pelo atrito fuste-solo. Entretanto para efeito desse trabalho não foi utilizado correlações atualizadas de K e α de acordo com a região, o que segundo o Alonso (1998), é a maneira ideal de obter um resultado mais preciso quando se emprega essa metodologia.

O método de Décourt-Quaresma (1978) foi o método que apresentou resultados mais conservadores, apresentou um valor de resistência lateral bem mais elevado do que os valores de resistência de ponta, o que é fisicamente bem mais próximo do esperado, já que, apesar da mobilização da ponta ocorrer desde o início do carregamento juntamente com o atrito lateral, geralmente a mobilização da ponta só é significativa quando se esgota toda a capacidade lateral da estaca.

Também é necessário frisar que a discrepância entre os valores de capacidade de carga encontrados pelas formulações semiempíricas e os valores obtidos com o ensaio de carregamento dinâmico pode ser justificada pela variabilidade do solo em diferentes regiões da mesma sondagem e/ou pelas imperfeições ainda existentes nos métodos de capacidade de carga, onde se faz necessário a adequação dos parâmetros regionais, para que se alcance resultados

mais próximos do real. Além disso a avaliação de uma só estaca de cada região de sondagem, pode resultar em dados não representativos estatisticamente.

A escolha do método de Teixeira para o dimensionamento do estaqueamento, se fez a partir da metodologia comparativa, baseadas no resultado de prova de carga de 3 estacas anteriormente ensaiadas, e a solução proposta empregou o menor número de estacas e volume de concreto possível, visando resultados economicamente viáveis. O estudo viabilizou a economia de até 300 m³ de concreto, levando em consideração que sem estudo prévio o estaqueamento poderia ter sido dimensionado pelo método mais usual, e com diâmetros gerais para toda a região em análise.

REFERÊNCIAS

- ALMEIDA NETO, J. A. **Análise do Desempenho de Estacas hélice contínua e ômega: aspectos executivos**. Dissertação de Mestrado, p. 187. Escola Politécnica da USP. São Paulo, 2002.
- ALONSO, U. R. **Prova de carga horizontal em estaca hélice contínua**. Revista Solos e Rochas, v.21, n.1, p.51-57. São Paulo, 1998.
- ALONSO, U. R. **Cuidado com as provas de cargas dinâmicas!** In: V SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS .SEFE, São Paulo, 2004.
- AMANN, K.A.P. **Metodologia Semiempírica Unificada para Estimativa da Capacidade de Carga de Estacas**. Escola politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2010 .
- ANDRZEJEWSKI, I. A. **Estudo e Dimensionamento de Fundações Profundas por Estacas Tipo Raiz**. 2015. 125 f. Trabalho de Conclusão de Curso Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico. Florianópolis, 2015.
- ANTUNES, W. R.; CABRAL, D. A. **Capacidade de Carga de Estacas Hélice Contínua**. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA – SEFE III. São Paulo. p.105- 110. São Paulo, 1996.
- AOKI, N.; VELLOSO, D. A. *An Approximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles*. In: V CONGRESO PANAMERICANO DE MECANICA DESUELOS Y CIMENTACIONES – PASSMFE. Buenos Aires. Buenos Aires: SAMSIF, 1975. V5, p. 367-374.
- ARAUJO, W.S. Et al. **Análise e dimensionamento de fundações profundas, visando a viabilidade econômica e segurança estrutural**. Revista Científica Multidisciplinar Núcleo do Conhecimento. Ano 03, Ed. 12, Vol. 08, pp. 119-143, Dezembro de 2018.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) NBR 8036: **programa de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações e edifícios**. Rio de Janeiro. 1983
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6122: **Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) NBR 13208: **Ensaio de carregamento dinâmico**. Rio de Janeiro, 2007.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) NBR 6484: **Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2020.
- BRITO, L. V. **Fundação em Estaca Hélice Contínua: estudo de caso em obra de edifício residencial de seis pavimentos em Balsas - MA**. Universidade Federal do Maranhão. MA, 2018.
- CAPUTO, A. N.; TAROZZO, H.; ALONSO, U. R.; ANTUNES, W.R. **Estacas hélice contínua: projeto, execução e controle**. São Paulo: ABMS, 1997.

CINTRA, JOSÉ CARLOS A.; AOKI, NELSON. **Fundações por estacas projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de texto, 2010.

CINTRA, JOSÉ CARLOS A.; AOKI, NELSON; TSUHA, CRISTINA DE H.C.; GIACHETI, HERALDO LUIZ. **Fundações ensaios estáticos e dinâmicos**. São Paulo: Oficina de texto, 2014.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. **Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 6. vol. 1. Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro: ABMS, 1978.

HACHICH, W. et al. (Ed.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.

LAURENTINO, B. O. **Estudo de caso comparativo de projeto de fundação por estaca pré-moldada e hélice contínua**. Universidade Federal de Santa Catarina: Centro Tecnológico. Engenharia Civil. SC (2018)

LOBO, B. de O. **Método de Previsão de Capacidade de Carga de Estacas: Aplicação dos Conceitos de Energia do Ensaio SPT**. Dissertação (Mestrado em Engenharia): Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2005.

MAGALHÃES, P. H. L. **Avaliação dos métodos de capacidade de carga e recalque de estacas hélice contínua via provas de carga**. 2005. 270 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia)-Universidade de Brasília. Brasília, 2005.

MEDRANO, M. L. de Oliveira. **Avaliação de métodos dinâmicos baseados em nega e repique elástico: estudo de caso**. 2014. 240 f. Dissertação (Mestrado em Geotécnica) – Programa de Pós-Graduação e Área de Concentração em Geotécnica. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

NAVES, L. A. V. **Análise comparativa técnico-econômica entre fundações tipo estaca escavada e hélice contínua monitorada para um projeto de edificação situado na orla 14 em Palmas –To. Palmas, 2017**

PENNA, A. S. D. et al. **Estaca Hélice-Contínua: Experiência Atual**. São Paulo: ABMS/ABEF, 1999. UENF Rio de Janeiro, 2020.

POVÓA, L. M. **Modelagem física da cravação do trado da estaca hélice contínua em maciços arenosos utilizando solo transparente**. Universidade Estadual do Norte Fluminense - UENF – Rio de Janeiro, 2020.

SILVA, J. K. da. **Análise comparativa de fundações profundas: estaca hélice contínua e estaca raiz**. Revista Interdisciplinar do Pensamento Científico, v. 06, n. 3. Itaperuna, 2021.

SILVA, J. L. **Metodologia de Projeto de Fundações por Estacas incluindo Probabilidade de Ruína**. Universidade de São Paulo. São Carlos, 2006.

SOUZA, L. H. **Redimensionamento de fundação profunda após análise da carga admissível obtida em ensaio de carregamento dinâmico (PDA)**. Revista de Engenharia e Tecnologia, ISSN 2176-7270. Universidade de Uberaba. Uberaba-MG (2014)

SOUZA.M.M. **Contribuição ao estudo da capacidade de carga de ponta de estacas hélice contínua** Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro (2018)

TAVARES, L. S. N. **Reforço estrutural de fundações e sua importância para a reabilitação e conservação do patrimônio histórico.** Universidade Federal de Santa Catarina. Santa Catarina, 2014.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. **Análise, projeto e execução de fundações rasas.** In: HACHICH, W. et al. (Ed.). **Fundações: teoria e prática.** São Paulo: Pini, 1996.

VELLOSO, D. A. de et al., **Investigações geotécnicas.** In: HACHICH, W.; FALCONI, F.F.; SAES, J.L.; FROTA, R.G.Q.; CARVALHO, C.S.; NIYAMA, S. (Org.). **Fundações: teoria e prática.** 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 163-196.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Resende. **Fundações: Critérios de Projeto - Investigação de Subsolo - Fundações Superficiais-Fundações Profundas.** Universidade Federal do Rio de Janeiro São Paulo: Oficina de Textos, São Paulo 2010, ed. 2, Vol. 1.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Resende. **Fundações: - Fundações Profundas.** São Paulo: Oficina de Textos, São Paulo, 2011, ed. 2, Vol. 2.

ANEXOS

ANEXO A – Sondagem SP-09

SONDAGEM A PERCUSSÃO SP-09		
COTA (m)	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO SPT	DESCRIÇÃO DO MATERIAL
1	1	Argila arenosa, pouco siltosa, muito mole, cor marrom escuro
2	1	Argila arenosa, pouco siltosa, muito mole, cor amarelo claro
3	1	
4	2	
5	5	
6	8	Argila arenosa, pouco siltosa, mole a média, cor amarelo e cinza
7	4	
8	8	Areia fina, argilosa, fofa a pouco compacta cor amarelo e cinza
9	10	
10	14	Argila Siltosa, pouco arenosa, média a rija, cor amarelo e cinza
11	21	
12	25	
13	15	Argila arenosa, pouco siltosa, dura, cor amarelo e cinza
14	22	
15	22	
16	34	Argila siltosa, pouco arenosa, dura, cor amarelo e cinza
17	33	
18	34	
19	36	
20	39	
20,45	39	

Fonte: Empresa X (2023).

ANEXO B – Sondagem SP-11

SONDAGEM A PERCUSSÃO SP-11		
COTA (m)	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO SPT	DESCRIÇÃO DO MATERIAL
1	1	Argila arenosa, pouco siltosa, muito mole, cor marrom escuro
2	1	Argila arenosa, pouco siltosa, muito mole, cor marrom e amarelo.
3	2	Argila arenosa, pouco siltosa, muito mole, cor amarelo vermelho
4	3	
5	4	
6	8	Areia fina, argilosa, pouco siltosa, pouco compacta a medianamente compacta cor amarelo e cinza
7	7	
8	5	
9	4	
10	7	
11	9	Argila arenosa, pouco siltosa, rija a média, cor cinza claro e amarelo
12	14	
13	16	
14	14	
15	9	Argila arenosa, pouco siltosa, média a dura, cor amarelo e cinza
16	20	
17	25	
18	25	Areia fina, argilosa, medianamente compacta a compacta cor amarelo e cinza
19	9	
20	20	Argila Siltosa, pouco arenosa, dura, cor amarelo e cinza
21	28	
22	32	
23	34	
24	37	Argila Siltosa, pouco arenosa, dura, cor amarelo claro e cinza
25	32	
26	42	

Fonte: Empresa X (2023).

ANEXO C- Mapa de Cargas

CARGAS MÁXIMAS - TORRE 1							
Pilar	Carga - KN	Pilar	Carga - KN	Pilar	Carga - KN	Pilar	Carga - KN
P1	970,85	P22	1206,21	P43	941,43	P64	608,01
P2	1451,38	P23	686,46	P44	666,85	P65	608,01
P3	1068,92	P24	862,98	P45	529,56	P66	951,24
P4	1431,76	P25	1225,83	P46	921,82	P67	1216,02
P5	1176,79	P26	1520,02	P47	353,04	P68	833,56
P6	1176,79	P27	1412,15	P48	353,04	P69	882,59
P7	1431,76	P28	1520,02	P49	921,82	P70	1225,83
P8	1068,92	P29	657,04	P50	529,56	P71	1578,86
P9	1451,38	P30	951,24	P51	666,85	P72	1382,73
P10	970,85	P31	755,11	P52	961,05	P73	1578,86
P11	1657,32	P32	696,27	P53	745,30	P74	970,85
P12	1451,38	P33	1431,76	P54	745,30	P75	1461,18
P13	1657,32	P34	706,08	P55	961,05	P76	1068,92
P14	1225,83	P35	706,08	P56	1176,79	P77	1333,70
P15	862,98	P36	1431,76	P57	1421,96	P78	1166,99
P16	686,46	P37	696,27	P58	1176,79	P79	1166,99
P17	1206,21	P38	755,11	P59	1225,83	P80	1333,70
P18	980,66	P39	951,24	P60	882,59	P81	1068,92
P19	215,75	P40	657,04	P61	833,56	P82	1461,18

Fonte: Empresa X (2023).

ANEXO D- Escolha do Diâmetro da estaca (continua)

PILAR	Carga do Pilar – P (KN)	Carga admissível Pa (KN)	P/Pa	Nº de estaca por bloco	Carga admissível Pa (KN)		
					P/Pa		Nº de estaca por bloco
					ø70	ø80	
P1	970,85	1147,39	0,85	1	1807,88	0,54	1
P2	1451,38	1147,39	1,26	2	1807,88	0,80	1
P3	1068,92	1147,39	0,93	1	1807,88	0,59	1
P4	1431,76	1147,39	1,25	2	1807,88	0,79	1
P5	1176,79	1147,39	1,03	2	1807,88	0,65	1
P6	1176,79	1489,17	0,79	1	1720,76	0,68	1
P7	1431,76	1489,17	0,96	1	1720,76	0,83	1
P8	1068,92	1489,17	0,72	1	1720,76	0,62	1
P9	1451,38	1489,17	0,97	1	1720,76	0,84	1
P10	970,85	1489,17	0,65	1	1720,76	0,56	1
P11	1657,32	1147,39	1,44	2	1807,88	0,92	1
P12	1451,38	1147,39	1,26	2	1807,88	0,80	1
P13	1657,32	1489,17	1,11	2	1720,76	0,96	1
P14	1225,83	1147,39	1,07	2	1807,88	0,68	1
P15	862,98	1147,39	0,75	1	1807,88	0,48	1
P16	686,46	1147,39	0,60	1	1807,88	0,38	1
P17	1206,21	1147,39	1,05	2	1807,88	0,67	1
P18	980,66	1147,39	0,85	1	1807,88	0,54	1
P19	215,75	1147,39	0,19	1	1807,88	0,12	1
P20	215,75	1489,17	0,14	1	1720,76	0,13	1
P21	980,66	1489,17	0,66	1	1720,76	0,57	1
P22	1206,21	1489,17	0,81	1	1720,76	0,70	1
P23	686,46	1489,17	0,46	1	1720,76	0,40	1
P24	862,98	1489,17	0,58	1	1720,76	0,50	1
P25	1225,83	1489,17	0,82	1	1720,76	0,71	1
P26	1520,02	1147,39	1,32	2	1807,88	0,84	1
P27	1412,15	1147,39	1,23	2	1807,88	0,78	1
P28	1520,02	1147,39	1,32	2	1807,88	0,84	1
P29	657,04	1147,39	0,57	1	1807,88	0,36	1
P30	951,24	1147,39	0,83	1	1807,88	0,53	1
P31	755,11	1147,39	0,66	1	1807,88	0,42	1
P32	696,27	1147,39	0,61	1	1807,88	0,39	1
P33	1431,76	1147,39	1,25	2	1807,88	0,79	1
P34	706,08	1147,39	0,62	1	1807,88	0,39	1
P35	706,08	1489,17	0,47	1	1720,76	0,41	1
P36	1431,76	1489,17	0,96	1	1720,76	0,83	1
P37	696,27	1489,17	0,47	1	1720,76	0,40	1
P38	755,11	1489,17	0,51	1	1720,76	0,44	1
P39	951,24	1489,17	0,64	1	1720,76	0,55	1
P40	657,04	1489,17	0,44	1	1720,76	0,38	1

ANEXO D- Escolha do Diâmetro da estaca (continua)

PILAR	Carga do Pilar - P (KN)	Carga admissível Pa (KN)	P/Pa	Nº de estaca por bloco	Carga admissível Pa (KN)		Nº de estaca por bloco
					ø70	ø80	
P41	941,43	1147,39	0,82	1	1807,88	0,52	1
P42	1166,99	1147,39	1,02	2	1807,88	0,65	1
P43	941,43	1489,17	0,63	1	1720,76	0,55	1
P44	666,85	1147,39	0,58	1	1807,88	0,37	1
P45	529,56	1147,39	0,46	1	1807,88	0,29	1
P46	921,82	1147,39	0,80	1	1807,88	0,51	1
P47	353,04	1147,39	0,31	1	1807,88	0,20	1
P48	353,04	1489,17	0,24	1	1720,76	0,21	1
P49	921,82	1489,17	0,62	1	1720,76	0,54	1
P50	529,56	1489,17	0,36	1	1720,76	0,31	1
P51	666,85	1489,17	0,45	1	1720,76	0,39	1
P52	961,05	1147,39	0,84	1	1807,88	0,53	1
P53	745,30	1147,39	0,65	1	1807,88	0,41	1
P54	745,30	1489,17	0,50	1	1720,76	0,43	1
P55	961,05	1489,17	0,65	1	1720,76	0,56	1
P56	1176,79	1147,39	1,03	2	1807,88	0,65	1
P57	1421,96	1147,39	1,24	2	1807,88	0,79	1
P58	1176,79	1489,17	0,79	1	1720,76	0,68	1
P59	1225,83	1147,39	1,07	2	1807,88	0,68	1
P60	882,59	1147,39	0,77	1	1807,88	0,49	1
P61	833,56	1147,39	0,73	1	1807,88	0,46	1
P62	1216,02	1147,39	1,06	2	1807,88	0,67	1
P63	951,24	1147,39	0,83	1	1807,88	0,53	1
P64	608,01	1147,39	0,53	1	1807,88	0,34	1
P65	608,01	1489,17	0,41	1	1720,76	0,35	1
P66	951,24	1489,17	0,64	1	1720,76	0,55	1
P67	1216,02	1489,17	0,82	1	1720,76	0,71	1
P68	833,56	1489,17	0,56	1	1720,76	0,48	1
P69	882,59	1489,17	0,59	1	1720,76	0,51	1
P70	1225,83	1489,17	0,82	1	1720,76	0,71	1
P71	1578,86	1147,39	1,38	2	1807,88	0,87	1
P72	1382,73	1489,17	0,93	1	1720,76	0,80	1
P73	1578,86	1489,17	1,06	2	1720,76	0,92	1
P74	1382,73	1147,39	1,21	2	1807,88	0,76	1
P75	970,85	1147,39	0,85	1	1807,88	0,54	1
P76	1461,18	1147,39	1,27	2	1807,88	0,81	1
P77	1068,92	1147,39	0,93	1	1807,88	0,59	1
P78	1166,99	1489,17	0,78	1	1720,76	0,68	1
P79	1166,99	1489,17	0,78	1	1720,76	0,68	1

ANEXO D- Escolha do Diâmetro da estaca (conclusão)

PILAR	Carga do Pilar - P (KN)	Carga admissível Pa (KN)	P/Pa	Nº de estaca por bloco	Carga admissível Pa (KN)		
					Pa (KN)	P/Pa	Nº de estaca por bloco
					ø70		ø80
P80	1333,70	1489,17	0,90	1	1720,76	0,78	1
P81	1068,92	1489,17	0,72	1	1720,76	0,62	1
P82	1461,18	1489,17	0,98	1	1720,76	0,85	1
P83	970,85	1489,17	0,65	1	1720,76	0,56	1

Fonte: Autores (2023).