



FUNDAÇÕES SOBRE SOLOS MOLES: ESTUDO DE CASO DE UMA EDIFICAÇÃO EXECUTADA SOBRE SOLO MOLE NA CIDADE DE SOCORRO - SP

PEREIRA, Henrique dos Santos¹; ROZANTE, Mateus Romano²;

Orientador: Prof. Me. Ricardo Simões – Universidade São Francisco)

henrique.santos.pereira@mail.usf.edu.br; mateus.rozante@mail.usf.edu.br

RESUMO. Este trabalho consiste no desenvolvimento de um estudo de caso de um empreendimento assente sobre solo mole na cidade de Socorro – SP, onde a solução de fundação adotada foram estacas escavadas pelo método de Hélice Contínua Monitorada. As sondagens SPT executadas na região do empreendimento alcançaram baixa profundidade, apresentaram solos de baixa consistência e apontaram a presença matações e de lençol freático sob o terreno. Qualquer obra cuja implantação esteja sobre depósito de solo mole representa um desafio de maior complexidade ao engenheiro geotécnico. Visto que esse material apresenta comportamentos particulares e exigem soluções mais arrojadas em razão da baixa capacidade de carga apresentada, em geral eles demandam soluções de fundações profundas que por sua vez demandam equipamentos maiores e com mais tecnologia. O solo, por sua vez, é o material que está presente em todas as construções absorvendo os esforços oriundos da superestrutura e oferecendo suporte para as cargas que estão aplicadas sobre si. Portanto, nem o solo e nem os elementos de fundação podem ser analisados separadamente, faz-se necessário a avaliação comportamental do solo e sua interação com a estrutura como parte de um sistema.

Palavras-chave: Fundações, solos moles, estacas hélice contínua.

ABSTRACT. This work consists in the development of a case study of a project based on soft soil in the city of Socorro - SP, where the foundation solution adopted were piles excavated by the Continuous Helix Monitored method. The SPT surveys carried out in the region of the project reached low depth, presented soils of low consistency and indicated the presence of boulders and water table under the ground. Any work whose implementation is on a soft soil deposit represents a more complex challenge to the geotechnical engineer. Since this material presents particular behaviors and requires bolder solutions due to the low load capacity presented, in general they demand deep foundation solutions which in turn demand larger equipment and with more technology. The soil, in turn, is the material that is present in all constructions, absorbing the efforts arising from the superstructure and offering support for the loads that are applied to it. Therefore, neither the soil nor the foundation elements can be analyzed separately, it is necessary to evaluate the behavior of the soil and its interaction with the structure as part of a system.

Keywords: Foundations, soft soils, continuous helix piles.

INTRODUÇÃO

Caracterização do Subsolo

Sabe-se que independente do porte de qualquer construção o solo está presente como material de suporte às cargas da edificação. Por isso Santos & Daibert (2014) afirmam a importância de estudos que visam caracterizar os solos presentes em cada empreendimento.

Nesse sentido, caracterizar e classificar os solos de forma correta permite que este material seja empregado adequadamente a uma obra. Do ponto de vista da engenharia, utilizam-se os conhecimentos de mecânica dos solos para obter os parâmetros que definem os comportamentos característicos de cada tipo de solo em função da utilização. Ou seja, tendo em vista que o solo é um material de comportamento não linear é importante analisar a tipologia das construções para definir o quantitativo de estudos demandados para se obter os parâmetros inerentes ao empreendimento.

De acordo com Santos e Daibert (2014) a complexidade que rodeia os comportamentos apresentados pelo solo frente às mais diversas situações de uso se dá principalmente pela pedogênese, por isso, é indispensável a aplicação da ciência geotécnica e dos conhecimentos advindos da mecânica dos solos na definição dos ensaios a serem utilizados em cada situação. Conforme explicado por Santos e Daibert (2014) “pedogênese ou formação de solos é o processo pelo qual determinado solo é formado, assim como suas características e sua evolução na paisagem.” (SANTOS E DAIBERT, 2014, P. 17). E os autores enfatizam que “Quanto maior a atuação da pedogênese no solo, mais esta se tornará um corpo individual, com características próprias.” (SANTOS E DAIBERT, 2014, P. 17).

Em se tratando de fundações as prospecções geotécnicas constituem um item indispensáveis ao projeto. No Brasil, o método de prospecção do subsolo que é mais difundido e amplamente utilizado é o ensaio de sondagem a percussão tipo SPT (Satandart Penetration Test), por apresentar ótima relação custo benefício. De acordo com Albuquerque (2020, p. 46), apesar do ensaio utilizar equipamento simples e de baixa complexidade “permite a determinação da compacidade de solos granulares e a identificação da consistência de solos coesivos e até mesmo de rochas brandas”. De acordo com Santos e Daibert (2014) as sondagens permitem identificar o perfil e a natureza do solo local e a partir dos resultados nos ensaios é possível estabelecer correlações com as suas propriedades mecânicas para determinar a sua resistência a compressão, por exemplo. Para cada situação existe um método que se mostra mais adequado e capaz de fornecer informações mais completas, conforme ressaltado por Queiroz (2016, p. 130) “é preciso munir-se do maior número possível de informações sobre o terreno e a futura obra a ser executada, para que sejam indicados os métodos de sondagem adequados para aquela finalidade”. No entanto, somente os dados dos ensaios não são suficientes para qualquer decisão, é necessário que esses dados sejam analisados levando em conta as características da obra ou empreendimento.

Tipos de Solo

A natureza e a classificação das partículas de solo quanto a sua formação dependem do seu formato, tamanho e dos minerais que a compõem. Para Barnes (2016) “A natureza de cada partícula do solo é derivada dos minerais nele contidos, do seu tamanho e de sua forma”. Segundo os autores Santos e Daibert (2014) o principal agente na formação dos solos é o intemperismo. Assim, de acordo com tais afirmações, podemos admitir que o processo de formação dos solos é um processo de milhões de anos da ação da natureza sobre uma rocha matriz que com o passar do tempo vai se transformando em partículas de minerais cada vez menores.

De acordo com Santos e Daibert (2014) a classificação dos solos de acordo com a sua formação se divide principalmente em solos sedimentares e solos residuais. Em se tratando de solos naturais, os principais agentes naturais transportadores desse material são a água, o vento e também o gelo.

Os solos transportados não apresentam ligação com a rocha matriz devido a ação natural de serem depositados em locais distintos do local de sua origem. Para Santos e Daibert (2014) “nesse tipo de solo há grande quantidade de matéria orgânica em sua composição”. Por isso, os autores afirmam que em solos transportados observa-se maior concentração de matéria orgânica e heterogeneidade, o que lhes conferem maior permeabilidade e menor resistência com relação aos mesmos parâmetros apresentados por solos residuais, que por permanecer no mesmo local de sua origem preservam a estrutura mineralógica da rocha mãe. (SANTOS E DAIBERT, 2014, P. 21).

Quanto á granulometria das partículas de minério dos quais um solo é formado Barnes (2016) afirma que podem variar entre granulares duras, granulares moles, minerais de argila e turfas e que a interação entre os grânulos e o comportamento por eles apresentados definem as propriedades mecânicas do solo, como: resistência, consistência, compressibilidade, coesão e plasticidade. Barnes (2016) denomina esse conjunto de comportamento de estrutura do solo. Segundo o autor, os solos argilosos são mais plásticos e mais coesos devido a formação estrutural dos minerais de argila, já os solos granulares, que são formados por siltes e areias, constituídos por partículas minerais maiores, mais lisas e com dimensões próximas, esses fatores particulares conferem outras propriedades a este solo. Através dos conhecimentos da mecânica dos solos é possível entender as propriedades de um solo de acordo com as suas características e distinguir um solo granular de um solo argiloso. A aplicação da ciência geotécnica é indispensável em qualquer obra civil, visto que, na engenharia a ausência de tais informações acarreta em projetos inconsistentes com a realidade podendo levar uma estrutura à falha.

Solos Naturais

De acordo com Barnes (2016), sob a ótica da engenharia, os solos podem ter origens naturais ou artificiais sendo diferenciado das rochas pelo arranjo de suas partículas ou estrutura do solo. Segundo o autor os solos naturais que permanecem no seu local de formação se apresentam como rochas decompostas e/ou turfas se dividindo em três subcategorias de acordo com a sua granulometria e diante dessa premissa podem ser categorizados como solos muito grossos, grossos ou finos. (BARNES, 2014, p. 1).

Barnes (2016) considera a distribuição granulométrica fundamental para a classificação de solos com características minerais atribuindo termos específicos a cada intervalo de graduação granulométrica.

Solos Orgânicos

Dentre os solos orgânicos temos as turfas, que segundo Barnes (2016) derivam principalmente da decomposição de plantas. Para Barnes (2016) a distinção entre um solo

orgânico e um solo inorgânico se dá principalmente pela coloração e pelo odor. De acordo com o autor “Quando uma quantidade significativa de partículas inorgânicas está presente, os solos são denominados solos orgânicos, em vez de turfás. ” Barnes (2016) traz uma breve e simplificada definição de turfa como sendo porções de solo “facilmente distinguidas por sua coloração marrom-escuro a preta, alto teor orgânico, alto teor de umidade e natureza leve, especialmente quando seca. ”

Solos Grossos e Solos Finos

Barnes (2016) afirma que de acordo com a BS EN ISO 14688-2:2004 a distinção entre os solos grossos e finos é feita pela forma com que o material se comporta na presença de umidade, sendo que os solos grossos umedecidos não se agrupam, ou seja, não apresentam comportamento coesivo, enquanto que com os solos finos ocorre o contrário, ou seja, podemos admitir que os solos finos são coesivos. De acordo com Barnes (2016) os solos grossos são compostos principalmente por areias e cascalhos apesar de poderem conter uma proporção de partículas finas. A fração de finos de um solo de acordo com Barnes (2016) é composta por partículas granulares de até 63 μm (micrometro) e compreendem siltes e argilas.

Os solos finos normalmente apresentam coesão quando umedecidos segundo Barnes (2016), no entanto as argilas possuem propriedades diferentes dos siltes, apesar dos dois serem compreendidos como solos finos, ou seja, os dois materiais não se distinguem pela distribuição granulométrica, mas sim por outras propriedades que são determinadas com base em características observadas no material contido na fração de finos, como coesão e plasticidade, por exemplo.

Barnes (2016) destaca que os siltes podem ser plásticos ou não plásticos diferenciando-se entre si principalmente pela dilatância. Segundo o autor enquanto o silte não plástico apresenta alto grau de dilatância os siltes plásticos apresentam dilatância inibida e alguma coesão. Já as argilas, segundo Barnes (2016), apresentam coesão, plasticidade, baixa permeabilidade, alta resistência seca e não respondem ao ensaio de dilatância.

Barnes (2016) descreve a dilatância como sendo um fenômeno que ocorre principalmente com amostras de areias e siltes úmidos que dilatam sobre pressão e puxam a água intersticial para dentro da amostra à medida que ela se expande, com isso, a superfície da amostra fica com aparência fosca e maior resistência. O inverso acontece quando a mesma amostra é agitada, ou seja, o material se contrai expulsando a água de seu interior apresentando superfície brilhante e pouca resistência.

Na engenharia, pode-se classificar os solos com o auxílio de diversos ensaios de laboratório. Para Barnes (2016) os principais ensaios classificam os solos com relação a natureza de suas partículas e quanto a relação do material com a água. Diante disso, o autor afirma que as informações geotécnicas levantadas no local de qualquer empreendimento devem ser descritas com precisão de detalhadamente para que possam ser feitas avaliações de possíveis problemas construtivos frente ao comportamento do solo local.

Prospecção Geotécnica

Queiroz (2016) afirma que as investigações do subsolo têm por finalidade caracterizar os tipos de solos e rochas quanto às suas características geológicas e geotécnicas. Os ensaios empregados para a pesquisa do subsolo fornecem dados importantes, tanto para os projetos quanto para as construções. Os métodos indiretos resultam em informações menos detalhadas por não apresentarem coleta de amostras. Segundo Queiroz (2016, p. 130) “os resultados dessas pesquisas devem ser complementados com estudo direto por meio de sondagens e coleta de amostras para análise mais detalhada e quantificação dos esforços a serem transmitidos”. Para cada situação existe um método que se mostra mais adequado e capaz de fornecer informações mais completas, conforme ressaltado por Queiroz (2016) “é preciso munir-se do maior número possível de informações sobre o terreno e a futura obra a ser executada, para que sejam indicados os métodos de sondagem adequados para aquela finalidade”.

O método de investigação do subsolo mais difundido e amplamente utilizado no Brasil é o ensaio de simples reconhecimento. Segundo Queiroz (2016) o SPT é método utilizado em cerca de 90% das obras no Brasil subsidiando os projetos geotécnicos e de fundações devido à ótima relação custo benefício e pela baixa complexidade de execução. Albuquerque (2020) relata que apesar do ensaio utilizar equipamento simples e de baixa complexidade “permite a determinação da compactação de solos granulares e a identificação da consistência de solos coesivos e até mesmo de rochas brandas”.

A metodologia de sondagem a percussão tipo SPT é preconizada pela ABNT NBR 6484 que prescreve os procedimentos do ensaio e os parâmetros de classificação das amostras de solo coletadas quanto ao tipo, coloração, compactação de solos argilosos e consistência de solos siltosos e arenosos. A classificação quanto ao tipo e coloração é dada por análise tátil-visual e a classificação de compactação e consistência é obtida pela correlação entre o número de golpes necessário para a cravação do amostrador no trecho e o tipo de material, conforme mostra a seguir a tabela 1, adaptada da ABNT NBR 6484:

Tabela 1 - Estado de Compactação e Consistência

| SOLO | ÍNDICE DE RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO | CONSISTÊNCIA / COMPACTAÇÃO |
|----------------------------|------------------------------------|----------------------------|
| Areias e Siltes Arenosos | ≤ 4 | Fofo(a) |
| | 5 a 8 | Pouco Compacto(a) |
| | 9 a 18 | Medianamente Compacto(a) |
| | 19 a 40 | Compacto(a) |
| | > 40 | Muito Compacto(a) |
| Argilas e Siltes Argilosos | ≤ 2 | Muito Mole |
| | 3 a 5 | Mole |
| | 6 a 10 | Média(o) |
| | 11 a 19 | Rija(o) |
| | 20 a 30 | Muito Rija(o) |
| | > 30 | Dura(o) |

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6484 (2020, p. 28)

A ABNT NBR 8036 define critérios técnicos para a programação de sondagens tipo SPT. Seu principal apontamento é quanto à quantidade de pontos de sondagens a serem feitas

e a sua localização em relação ao projeto. As diretrizes da ABNT NBR 8036 para definição da quantidade de pontos de sondagem é em função da área de projeção da construção em planta. A tabela 2, adaptada de Albuquerque (2020, p. 53) mostra a quantidade de furos de sondagens devem ser executados em função da área construída em observância a norma.

Tabela 2 - Quantidade de Sondagens Especificadas pela NBR 8036

| ÁREA DE PROJEÇÃO DA CONSTRUÇÃO (m ²) | QUANTIDADE MÍNIMA DE PERFURAÇÕES (ENSAIOS) |
|--|--|
| < 200 | 2 |
| 200 a 400 | 3 |
| 400 a 600 | 3 |
| 600 a 800 | 4 |
| 800 a 1000 | 5 |
| 1000 a 1200 | 6 |
| 1200 a 1600 | 7 |
| 1600 a 2000 | 8 |
| 2000 a 2400 | 9 |
| > 2400 | A critério do projetista |

Fonte: Adaptado de Albuquerque (2020, p. 53)

De acordo com Schnaid e Odebrecht (2012) a campanha de sondagem depende da complexidade da obra bem como os riscos envolvidos no projeto. Nas palavras dos autores: “No que se refere à complexidade da obra, consideram-se aspectos como: tamanho das cargas, topografia, escavações, rebaixamento do nível freático, obras vizinhas, canalizações etc”, e com relação aos aspectos geológicos-geotécnicos os autores apontam a presença de solos moles, colapsíveis ou expansivos como um dos fatores que corroboram para o aumento da complexidade de um empreendimento. (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012, p. 14). Para Lopes e Velloso (2016) uma investigação de subsolo adequada deve alcançar resultados objetivos e informações que contemplem o projeto de forma global, podendo o programa de sondagens contemplar uma ou mais etapas. Almeida e Marques (2010) definem investigação preliminar como um programa de sondagens para identificar a estratigrafia do solo, as espessuras das camadas e o nível do lençol freático, para isso, de acordo com Schnaid e Odebrecht (2012) utiliza-se majoritariamente o ensaio SPT de simples reconhecimento, tanto por pela simplicidade do método como pela viabilidade econômica.

No entanto, o ensaio SPT só fornece informações primárias, para o caso de obras rotineiras esses resultados são suficientes, porém, na ocorrência da presença de solos compressíveis e de baixa capacidade de carga é recomendado que se executem outros ensaios específicos de campo ou de laboratório além do SPT para que se possa caracterizar o solo mais detalhadamente. Neste caso, o SPT seria uma campanha de sondagem preliminar e os outros ensaios seriam complementares. Para Almeida e Marques (2010), em tal situação a principal informação a ser obtida é espessura das camadas moles, sendo o Vane Test e o piezocone os ensaios de campo complementares mais recomendados de serem executados para uma caracterização mais detalhada do subsolo. De acordo com o autor ainda é possível aplicar outros tipos de ensaio de campo existentes, como por exemplo: ensaio dilatométrico e o ensaio Tbar. (ALMEIDA e MARQUES, 2010, p. 58).

O ensaio de palheta, conhecido também como Vane Test, é um dos ensaios de campo mais utilizado em solos moles para conhecer sua resistência não drenada ao cisalhamento segundo Almeida e Marques (2014) e Queiroz (2016). Albuquerque (2020) afirma que este ensaio foi desenvolvido com a finalidade específica de utilização em solos moles, especificamente em argilas. O ensaio de palheta in situ é preconizado pela ABNT NBR 10905 de 1989, esta norma define os critérios e descreve o procedimento e os equipamentos necessários. De acordo com Almeida e Marques (2014) existem fatores que influenciam diretamente no resultado deste ensaio, dentre eles as características das palhetas, a plasticidade da argila e a velocidade de rotação da haste ao executar o estudo. Por isso, ressaltam a importância de certos cuidados e total observância a NBR.

Os ensaios CPT e CPT'u são ensaios de campo semiestáticos comumente utilizados em investigações preliminares, mas também são muito utilizados como o método de sondagem principal, porém, Albuquerque (2020) recomenda que o ensaio seja utilizado em conjunto com o ensaio SPT para que se evite danos à ponta do cone. Para Lopes e Velloso (2016) “Em nosso país, onde o custo da sondagem é relativamente baixo, o ensaio CPT deve ser associado àquela investigação para melhor caracterização dos solos atravessados.”. De acordo com Albuquerque (2020) o CPT foi desenvolvido com o objetivo de simular a cravação de estacas e Caputo (2020) afirma que esses ensaios “vêm se caracterizando internacionalmente como uma das mais importantes ferramentas de prospecção geotécnica”. Caputo (2020) relata que os dados obtidos no CPT e CPT'u podem ser utilizados principalmente em argilas moles para a definição de parâmetros e propriedades como estratigrafia e capacidade de carga. Segundo Queiroz (2016) esses parâmetros são obtidos com base na resistência de ponta e resistência lateral registradas no momento da prospecção e possibilitam correlacionar esses resultados diretamente com o comportamento de estacas de fundação. Almeida e Marques (2014) afirmam que a utilização do piezocone têm visado principalmente “a classificação dos solos, estimativa do comportamento típico dos solos, definição da estratigrafia do depósito de solo mole, definição do perfil contínuo de resistência não drenada e obtenção dos coeficientes de adensamento do solo...”

Tipos de Fundações

As fundações são o conjunto de elementos responsáveis por suportar as cargas existentes de um edifício e transmiti-las diretamente para o solo, sendo uma subestrutura. Caputo (2022) define fundação como “parte de uma estrutura que transmite ao terreno subjacente a carga da obra.”

Segundo CAPUTO (2022) para a execução de qualquer tipo de fundação há a necessidade de fazer estudos técnicos previamente a qualquer escolha executiva. No início do projeto de fundação, obrigatoriamente precisa-se ter em mãos os projetos de cargas da edificação e os laudos das prospecções geotécnicas do terreno, para que se possa escolher a melhor opção de subestrutura que vai atender todos os requisitos da obra, como: a competência do solo em relação as cargas existentes, abalos em estruturas vizinhas e custo benefício.

De acordo com Guimarães (2003) as fundações profundas são elementos que melhor se aplicam em caso de solos moles devido as suas características executivas e dificuldades

impostas pelo terreno. As fundações profundas são executadas buscando a resistência necessária em camadas de solo mais profundas, esse nicho é dividido principalmente entre estacas e tubulões, para os quais são utilizados equipamentos robustos para escavar ou cravar os elementos.

Estacas Pré-Moldadas

Segundo descreve a NBR 6122 da ABNT estacas pré-moldadas são peças feitas de metal, concreto armado ou protendido, podendo apresentar diferentes formatos do seu corpo. O formato mais comum é o cilíndrico devido a facilidade de emenda em relação aos outros formatos existentes.

Segundo Paula (2018) essa estaca é executada através de cravação mecânica com equipamento bate-estaca. Na execução devem ser observados alguns fatores, como a ocorrência de material rochoso apontado pelo laudo de sondagem e o estudo de impacto de vizinhança avaliando as construções vizinhas e analisando se as próprias resistirão às vibrações causadas pelo equipamento.

Estacas Hélice Contínua Monitorada

Segundo Almeida (2002) Hélice Contínua Monitorada é uma fundação profunda executada in loco através de equipamentos mecânicos capazes de alcançar profundidades elevadas e executar escavações com diâmetros variados, podendo ser empregada independentemente do nível d'água. Seu processo é semelhante a outros métodos de escavação com trados mecanizados, porém, seu diferencial está em injetar concreto através do trado logo após a perfuração ter alcançado a profundidade de projeto, permitindo a escavação do terreno abaixo do nível d'água. Almeida (2002) afirma que "A execução das estacas hélice contínua pode ser dividida em 3 etapas: perfuração, concretagem simultânea a extração da hélice do terreno, e colocação da armadura."

Almeida (2002) afirma que as características desse maquinário garantem estacas esbeltas e com perfeição devido a perfuração e a concretagem serem processos concomitantes, evitando possíveis desmoronamentos de solo no interior da estaca. Segundo Almeida (2002) toda a perfuração é executada pela cravação do trado no solo por rotação até que se atinja a profundidade projetada.

Conforme a NBR 6122 da ABNT, após a perfuração atingir a profundidade estipulada inicia-se a retirada do trado e a concretagem da estaca, tendo que ser executada de forma contínua e ininterrupta bombeando o concreto para o interior da estaca através do eixo do trado, Almeida (2002) ressalta que a pressão de injeção do concreto nas estacas Hélice Contínua Monitorada varia entre 50 e 100 KPa. Na concretagem o trado deve ser retirado lentamente e sem giro algum para não ocasionar desmoronamento de solo, utilizando a pressão do concreto bombeado como auxílio na retirada uniforme do trado.

Segundo Almeida (2002) devido a colocação ser feita após o lançamento do concreto a inserção da armadura é um procedimento de difícil execução, havendo a necessidade de contar com a ajuda de equipamentos para inseri-las. Almeida (2002) relata que para introduzir as

armaduras com mais facilidade elas devem ser projetadas de modo que seu peso seja compatível ao seu comprimento além de apresentar mais rigidez que as convencionais.

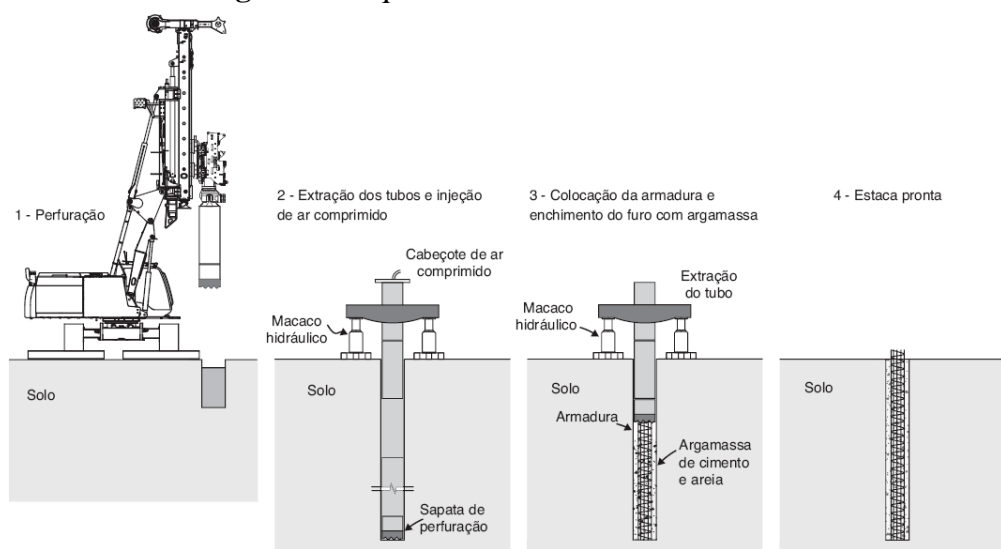
Estacas Raiz

Quanto a execução, Danziger (2021) explica que a perfuração pode ser rotativa ou rotopercussiva, a depender das características apresentadas pelo solo a ser escavado e da cota de apoio da estaca. Quando a perfuração é em solo utiliza-se a perfuração rotativa e revestimentos metálicos, quando se tem a necessidade de embutir parte de estaca em rocha utiliza-se a perfuração rotopercussiva revestindo somente o trecho de solo escavado.

Albuquerque (2020) destaca a variada aplicabilidade das estacas raízes em obras geotécnicas em função do desempenho que elas apresentam. Danziger (2021) ressalta que esse tipo de estaca deve ser armado integralmente ao longo de seu comprimento e destaca a pouca produção de ruídos e vibrações como uma das vantagens de sua utilização. Além disso, segundo Danziger (2021) “estacas com pequenos diâmetros podem ser executadas por equipamentos de pequeno porte, o que possibilita o trabalho em ambientes restritos”. Por outro lado, Albuquerque (2020) afirma que em casos de perfuração rotopercussiva para embutimento em rocha a produtividade também é afetada e a vantagem de baixa produção de ruídos e vibrações apontada por Danziger (2021) não são verificadas.

Danziger (2021) descreve passos para a execução: perfuração, armação e injeção da argamassa. Conforme descrito pela autora, a perfuração é a primeira parte do processo e consiste em escavar o solo com circulação de água e colocação de revestimentos metálicos para suporte do material remanescente. A colocação das armaduras deve ser feita após a limpeza prévia do furo, elas devem ser contínuas e abranger todo o comprimento da estaca. A injeção de argamassa é feita por bombeamento sob pressão constante, fazendo-se a retirada dos revestimentos a medida que o furo é preenchido pela argamassa. (DANZIGER, 2021, p. 31).

Figura 1: Esquema Executivo de Estaca Raiz



Fonte: Albuquerque (2020, p. 211)

Atrito Negativo

Segundo a definição de Alonso (2012) atrito negativo é um esforço adicional às estacas quando elas são executadas em terrenos que apresentam camadas de solos compressíveis, e esses esforços têm origem devido aos recalques sofridos por esta camada de solo. Danziger (2021) também afirma que o atrito negativo não sobrecarrega a estaca e não contribui para a capacidade de carga, podendo levar o elemento a ruptura estrutural por compressão ou flambagem.

De acordo com Danziger (2021) os casos mais típicos da ocorrência de atrito negativo estão ligados a construções sobre solos em processo de consolidação e ao alívio da poro-pressão, que leva o solo mole ao processo de adensamento. Portanto, a ocorrência do fenômeno de atrito negativo está ligada ao processo de adensamento das camadas de solo mole.

Compressibilidade e Adensamento

De acordo com Caputo *et al.* (2015) compressibilidade é um comportamento apresentado por um maciço de solo quando submetido a uma sobrecarga de compressão fazendo com que o maciço sofra a diminuição do seu volume devido a ação dessa sobrecarga. Normalmente os solos compressíveis têm grande concentração de vazios que em solos saturados são ocupados pela água. Caputo *et al.* afirmam que “Tal situação condiciona os chamados recalques por adensamento, que alguns autores preferem denominar recalques por consolidação.”

Barnes (2016) define adensamento como “a redução gradual do volume de um solo totalmente saturado, em função do tempo, à medida que a água é expulsa dos espaços intersticiais sob uma poro-pressão induzida ou excedente. Ou seja, o volume de solo varia conforme o alívio da poro-pressão e dos carregamentos externos. Para Barnes (2016) a principal distinção entre compressibilidade e adensamento está relacionada ao tempo envolvido no processo de adensamento, que por sua vez está relacionado aos parâmetros de permeabilidade.

METODOLOGIA

Para o desenvolvimento deste estudo de caso foi feita a revisão de literatura, bem como o levantamento de informações sobre a área e o empreendimento, através de documentos técnicos cedidos pela própria construtora. Com base nas informações obtidas e auferidas dos documentos através de análise e interpretação prosseguiu-se com o estudo.

Os documentos obtidos junto aos responsáveis foram: laudo de investigação geotécnica, laudo de ensaio de integridade de baixa deformação em estacas (ensaio PIT), planta de cargas do edifício e o relatório de perfuração das estacas.

Com base em tais documentos foi possível estimar o perfil estratigráfico da área, analisar a capacidade de carga estrutural e geotécnica da fundação escolhida através de uma planilha de cálculo e diagnosticar as possíveis causas de problemas patológicos causados nas residências vizinhas.

RESULTADOS E DISCUSSÃO

Caracterização do Empreendimento

O empreendimento da qual a fundação é objeto deste estudo de caso encontra-se situado na cidade de Socorro, município do interior de São Paulo.

A edificação destina-se ao uso residencial multifamiliar e está sendo implantada em um terreno de área igual a 265,0 m². O projeto arquitetônico prevê a construção de um edifício de 08 pavimentos, sendo os pavimentos do subsolo e do térreo destinados a estacionamento e o restante destinados a apartamentos residenciais. O perímetro de projeção da edificação ocupa a área do terreno em sua totalidade e apresenta 1.118,63 m² de área construída distribuída entre todos os pavimentos.

Para a realização do empreendimento foi adotado o sistema de fundação profunda, sendo executadas 40 estacas escavadas tipo Hélice Contínua Monitorada com diâmetro de 60 cm e profundidade média de 8,70 m.

Investigações Geotécnicas

Neste empreendimento, na fase de investigações geotécnicas, foi realizada apenas uma campanha de sondagem tipo SPT, na qual a empresa executora apresentou o relatório contendo os perfis litológicos dos dois pontos de sondagem que foram executados no terreno.

Em ambos os perfis de sondagem apresentados no relatório acusam o nível do lençol freático próximo a superfície, camadas de aterro aparentemente sem controle com espessuras variando de 2,5 m a 3,0 m, camadas de solo mole sob as camadas de aterro e baixa profundidade alcançada pelo ensaio devido a presença de material rochoso. Os perfis de sondagem 01 e 02, alcançaram a profundidade de 7,9 m e 10,85 m respectivamente. Nos dois casos a sondagem foi paralisada e teve seu limite definido pela incapacidade de penetração por percussão do amostrador devido ao apontamento de “rocha ou matacão”. Logo abaixo, na tabela 3 pode-se observar um breve resumo de dados importantes retirados dos perfis de sondagem.

Tabela 3 - Quadro Resumo dos Perfis de Sondagem

| RESUMO DOS PERFIS | | |
|--------------------------|--------------------------------|------------------|
| PERFIL | 1 | 2 |
| Cota Altimétrica do Furo | 98,80 | 98,63 |
| Camada de Aterro | ≈ 2,5 m | ≈ 3,0 m |
| Camada de Solo Mole | ≈ 1,5 m | ≈ 2,0 m |
| Nível D'água | 2,0 m | 1,65 m |
| NSPT Cam. Aterro | 3 a 4 (mole) | < 2 (muito mole) |
| NSPT Cam. Solo Mole | < 2 a 5 (muito mole a mole) | 4 a 5 (mole) |
| Limite da Prospecção | 10,85 m | 7,92 m |

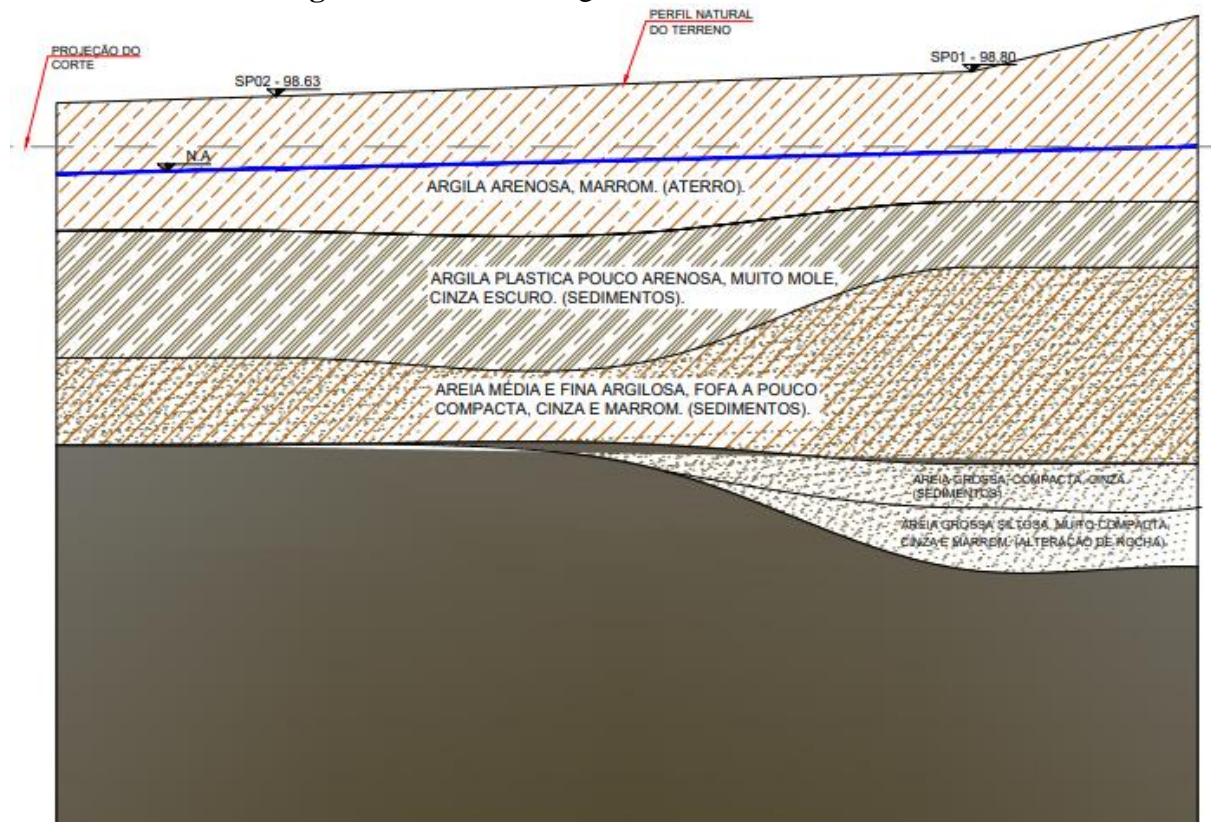
Fonte: Os Autores

Nota-se que em função da área de projeção da edificação e da área do terreno, em conformidade com a NBR 8036 haveria a necessidade de executar pelo menos 03 pontos de sondagem como subsídio mínimo de reconhecimento da estratigrafia do local. Entretanto, esta condicionante normativa não foi observada e procedeu-se a execução de apenas dois furos de sondagem SPT. Nota-se também que a coloração descrita e designada para as camadas de argila mole indica que esta seja uma camada de argila orgânica.

Tendo em vista a amplitude dimensional do projeto e as características que se observam nos perfis de sondagem apresentados, esta prerrogativa deveria não só ter sido respeitada como também poderiam ter sido feitos pontos de sondagens complementares para melhor identificar a estratigrafia do solo que será responsável por absorver as cargas dessa construção. Visto que foi identificada uma camada de solo mole no local, o mais indicado nesta situação seria a realização de investigações complementares com métodos de sondagem mais sofisticados, como o CPTu, por exemplo, para uma melhor análise deste solo, tanto da capacidade portante como das poro-pressões.

Com base nas camadas de solo descritas nos perfis de sondagem foi elaborado um perfil estratigráfico estimado do solo no local do empreendimento que pode ser observado na figura 2 abaixo.

Figura 2: Perfil Estratigráfico Estimado do Terreno




Fonte: Os Autores

Intervalo de Cargas

O Intervalo de cargas é uma prática que visa otimizar o dimensionamento dos elementos de fundação através da uniformização dos elementos de acordo com as cargas solicitantes da estrutura. Essa prática incide diretamente sobre a redução de custos nesta etapa da obra, pois, dependendo dos intervalos de cargas observados e definidos pelo projetista é possível que hajam estacas com profundidades e diâmetros distintos em diferentes regiões da área de implantação do empreendimento em função da tensão admissível do solo em tal região. Normalmente essas regiões são definidas em projeto de acordo principalmente com o resultado das sondagens e cargas solicitantes. Em alguns casos, é possível até que sejam consideradas soluções de fundação diferentes num mesmo empreendimento.

No entanto, neste trabalho observamos que a solução adotada considerou apenas a tensão admissível máxima do solo para a, portanto, não há intervalo de cargas. Ou seja, todas as estacas foram especificadas com o mesmo diâmetro e profundidade levando em conta somente a capacidade de carga das estacas. Conforme pode ser observado na figura 3, retirada do projeto de fundação.

Figura 3: Quadro de Especificação das Estacas

| Estacas | | | | |
|---|------|--------|------------|-----------------------|
| Simbologia | Nome | d (cm) | Quantidade | Profundidade Estimada |
|  | E60 | 60.00 | 40 | 15 m |

Fonte: Os Autores

Nota-se que mesmo o subsolo apresentando material rochoso, indicado a 10,85 m de profundidade pelo perfil 01 da sondagem, o projetista definiu a profundidade de 15 m para todas as estacas.

Escolha da Fundação

A fundação escolhida pelo projetista foi a execução de estacas escavadas do tipo Hélice Contínua Monitorada. Foram executadas 40 estacas com diâmetro de 60 cm e profundidade média de 8,70 m, de acordo o relatório apresentado pela empresa executora, apesar do projetista ter estimado 15,0 m de profundidade para todas as estacas e de a sondagem apontar o topo rochoso em profundidade inferior à média perfurada em um de seus perfis.

Inicialmente, o projeto de fundações previa que as estacas fossem perfuradas com diâmetro de 30 cm, porém, o engenheiro projetista optou por aumentar o diâmetro das perfurações no início da execução, em face das profundidades alcançadas serem inferiores à especificação de projeto e das características do solo que foram melhor observadas durante as escavações. A profundidade média atingida pelo trado na escavação das estacas é decorrente da camada de solo rochoso indicado pela sondagem, na qual o equipamento não tem capacidade de perfuração em razão da natureza resistente do material.

Dada a interferência do nível d'água, algumas estacas tiveram alguns problemas durante a execução e em razão disso, após a cura do concreto, foram executados ensaios de integridade de baixa deformação, conhecido popularmente no Brasil como ensaio PIT, para atestar a integridade dessas estacas. O ensaio PIT permite avaliar a integridade física e estrutural da estaca e traçar comparativos com outros ensaios geotécnicos, sendo assim, a estratégia mais correta perante resultados negativos seria a realização de ensaios de prova de carga.

Ao todo, 10 estacas do empreendimento que passaram pelo ensaio PIT foram: E5, E6, E7, E8, P24, P25, P28, P30, P33 e P34. Todas as estacas ensaiadas apresentaram resultados positivos no ensaio e tiveram integridade atestada pela empresa encarregada do serviço. Ou seja, não apresentaram sinais de danos físicos, estruturais ou anomalias. As anomalias, caso apontadas, seriam referentes a possíveis variações de diâmetro excessivas, tanto de estrangulamento como de alargamento do fuste, porém, nenhum desses casos foram observados nos gráficos de concretagem presente no relatório de estacas.

Em todas as estacas ensaiadas os sinais de onda indicaram ponta apoiadas em solo, nenhuma ocorrência de ponta apoiada em rocha. Levando em conta o perfil de sondagem 01, a média das estacas e o nivelamento do terreno em razão do corte na cota do subsolo, as pontas em geral estão apoiadas numa camada de areia grossa siltosa, conforme descrito no perfil, portanto, converge com o ensaio.

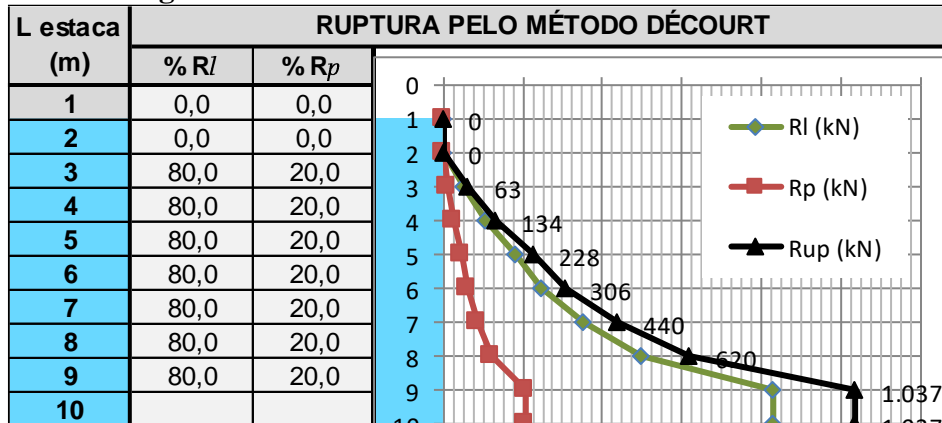
Capacidade de Carga

Analisamos neste trabalho as capacidades de carga das estacas empregando o método semiempírico para desenvolvido por Décourt e Quaresma em 1978, que posteriormente foi revisado por Décourt em 1996. A revisão feita pelo autor visou a extensão de aplicação do método aos mais variados tipos de estacas, visto que este foi desenvolvido primeiramente para determinar a capacidade de carga de estacas pré-moldadas.

Tal análise foi feita com o auxílio de uma planilha Excel para realização dos cálculos. Os cálculos foram realizados com base nos dados extraídos da sondagem SPT e considera o NSPT de cada camada de solo limitados entre 3 e 50, os coeficientes designados a cada tipo de solo, fator de segurança global igual a 2,0 e resistência lateral e de ponta limitados em 80% e 20% respectivamente.

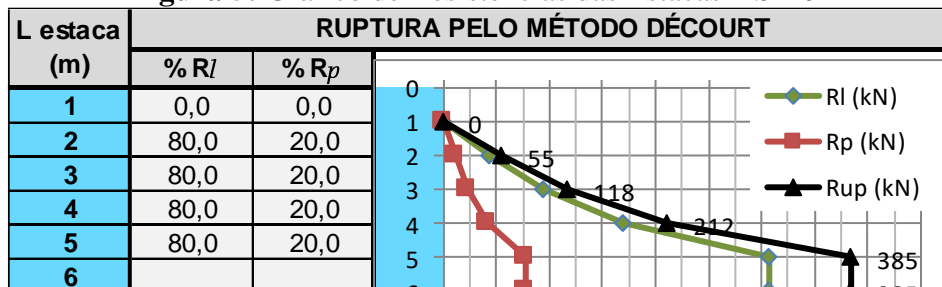
Abaixo, nas figuras 4 e 5 podem ser observados os gráficos de resistência considerando a solução de fundação executada e com base nos perfis de sondagem 01 e 02 respectivamente.

Figura 4: Gráfico de Resistências das Estacas – SP-01



Fonte: Os Autores

Figura 5: Gráfico de Resistências das Estacas – SP-02



Fonte: Os Autores

Nota-se que em função da maior profundidade a carga máxima admissível correspondente à estratigrafia do furo 01 é de 1.037 kN ou 103,7 tf, enquanto a do furo 02 é de 385 kN ou 38,5 tf.

Na figura 6 logo abaixo, observa-se a carga máxima de compressão admissível das estacas em tf em cada camada quando aplicado o fator de segurança global e considera o nivelamento correspondente ao corte que foi realizado no terreno.

Figura 6: Quadro de Cargas Máximas de Compressão Admissíveis

| COMPRESSÃO DÉCOURT (Ø 0,60 m) | | | | | |
|--------------------------------------|--------------|------------------|--------------|------------------|---------------|
| Sondagem | SP-1 | | SP-2 | | SP |
| Δ terra (m) | -1 | | -2 | | Δ (m) |
| Tipo de Δ | Corte | | Corte | | Tipo Δ |
| Local | Torre | | Torre | | Local |
| Nível de água | 1,0 m | | 0,0 m | | N.A. |
| Profundidade (m) | Nspt | + Fz (tf) | Nspt | + Fz (tf) | L (m) |
| 1 | - | 0,0 | - | 0,0 | 1 |
| 2 | 0 | 0,0 | 4 | 2,7 | 2 |
| 3 | 5 | 3,1 | 5 | 5,9 | 3 |
| 4 | 6 | 6,7 | 9 | 10,6 | 4 |
| 5 | 9 | 11,4 | 19 | 19,2 | 5 |
| 6 | 7 | 15,3 | 19 | 19,2 | 6 |
| 7 | 14 | 22,0 | | | 7 |
| 8 | 20 | 31,0 | | | 8 |
| 9 | 66 | 51,8 | | | 9 |
| 10 | 66 | 51,8 | | | 10 |

Fonte: Os Autores

Utilizou-se a mesma planilha para traçar uma linha de comparação das cargas admissíveis do solo entre a solução adotada, estacas pré-moldadas de concreto circular vazado Ø 60 cm, estacas Raiz Ø 41 cm e estacas de perfil metálico HP-250x62 simulando a utilização dos dois últimos métodos descritos considerando os mesmos critérios de dimensionamento. A figura 7 mostra o comparativo realizado.

A capacidade de carga geotécnica calculada pelo método de Décourt para as estacas de concreto pré-moldadas é praticamente igual à capacidade de carga auferida nas estacas hélice que foram adotadas no empreendimento. Nas estacas Raiz, mesmo com diâmetro de perfuração menor a capacidade de carga é superior ao que se observa nas estacas hélice, enquanto que as estacas de perfil metálico demonstraram capacidade de carga ligeiramente superior a metade da capacidade de carga observadas para as estacas de concreto. Entretanto, isso não caracteriza impedimento para sua utilização, uma vez que há a possibilidade de se trabalhar com grupos de estacas. No que diz respeito a capacidade de carga estrutural das estacas, ou seja, limite de carregamento suportado pelo elemento sem que haja ruptura ou falha do mesmo é respectivamente 130 tf, 128 tf, 150 tf e 114 tf.

Figura 7: Quadro Comparativo de Cargas Admissíveis para Diferentes Métodos

| COMPRESSÃO DÉCOURT (Ø 0,60 m) | | | | | | Ben. 60(35,6) - CIRCULAR VAZ | | | | | |
|-------------------------------|-------|-----------|-------|-----------|--------|------------------------------|-------|-----------|-------|-----------|--------|
| Sondagem | SP-1 | | SP-2 | | SP | Sondagem | SP-1 | | SP-2 | | SP |
| Δ terra (m) | -1 | | -2 | | Δ (m) | Δ terra (m) | -1 | | -2 | | Δ (m) |
| Tipo de Δ | Corte | | Corte | | Tipo Δ | Tipo de Δ | Corte | | Corte | | Tipo Δ |
| Local | Torre | | Torre | | Local | Local | Torre | | Torre | | Local |
| Nível de água | 1,0 m | | 0,0 m | | N.A. | Nível de água | 1,0 m | | 0,0 m | | N.A. |
| Profundidade (m) | Nspt | + Fz (tf) | Nspt | + Fz (tf) | L (m) | Profundidade (m) | Nspt | + Fz (tf) | Nspt | + Fz (tf) | L (m) |
| 1 | - | 0,0 | - | 0,0 | 1 | 1 | - | 0,0 | - | 0,0 | 1 |
| 2 | 0 | 0,0 | 4 | 2,7 | 2 | 2 | 0 | 0,0 | 4 | 2,7 | 2 |
| 3 | 5 | 3,1 | 5 | 5,9 | 3 | 3 | 5 | 3,1 | 5 | 5,9 | 3 |
| 4 | 6 | 6,7 | 9 | 10,6 | 4 | 4 | 6 | 6,7 | 9 | 10,6 | 4 |
| 5 | 9 | 11,4 | 19 | 19,2 | 5 | 5 | 9 | 11,4 | 19 | 19,2 | 5 |
| 6 | 7 | 15,3 | 19 | 19,2 | 6 | 6 | 7 | 15,3 | 19 | 19,2 | 6 |
| 7 | 14 | 22,0 | | | 7 | 7 | 14 | 21,9 | | | 7 |
| 8 | 20 | 31,0 | | | 8 | 8 | 20 | 30,9 | | | 8 |
| 9 | 66 | 51,8 | | | 9 | 9 | 66 | 51,7 | | | 9 |
| 10 | 66 | 51,8 | | | 10 | 10 | 66 | 51,7 | | | 10 |

| COMPRESSÃO DÉCOURT (Ø 0,41 m) | | | | | | HP 250x62 | | | | | |
|-------------------------------|-------|-----------|-------|-----------|--------|------------------|-------|-----------|-------|-----------|--------|
| Sondagem | SP-1 | | SP-2 | | SP | Sondagem | SP-1 | | SP-2 | | SP |
| Δ terra (m) | -1 | | -2 | | Δ (m) | Δ terra (m) | -1 | | -2 | | Δ (m) |
| Tipo de Δ | Corte | | Corte | | Tipo Δ | Tipo de Δ | Corte | | Corte | | Tipo Δ |
| Local | Torre | | Torre | | Local | Local | Torre | | Torre | | Local |
| Nível de água | 1,0 m | | 0,0 m | | N.A. | Nível de água | 1,0 m | | 0,0 m | | N.A. |
| Profundidade (m) | Nspt | + Fz (tf) | Nspt | + Fz (tf) | L (m) | Profundidade (m) | Nspt | + Fz (tf) | Nspt | + Fz (tf) | L (m) |
| 1 | - | 0,0 | - | 0,0 | 1 | 1 | - | 0,0 | - | 0,0 | 1 |
| 2 | 0 | 0,0 | 4 | 2,8 | 2 | 2 | 0 | 0,0 | 4 | 1,5 | 2 |
| 3 | 5 | 3,2 | 5 | 6,0 | 3 | 3 | 5 | 1,7 | 5 | 3,1 | 3 |
| 4 | 6 | 6,8 | 9 | 10,9 | 4 | 4 | 6 | 3,5 | 9 | 5,6 | 4 |
| 5 | 9 | 11,7 | 19 | 19,7 | 5 | 5 | 9 | 6,0 | 19 | 10,2 | 5 |
| 6 | 7 | 15,7 | 19 | 19,7 | 6 | 6 | 7 | 8,1 | 19 | 10,2 | 6 |
| 7 | 14 | 22,5 | | | 7 | 7 | 14 | 11,6 | | | 7 |
| 8 | 20 | 31,8 | | | 8 | 8 | 20 | 16,4 | | | 8 |
| 9 | 66 | 53,1 | | | 9 | 9 | 66 | 27,4 | | | 9 |
| 10 | 66 | 53,1 | | | 10 | 10 | 66 | 27,4 | | | 10 |

Fonte: Os Autores

Impactos na Vizinhança

Devido ao alívio das poro-pressões originado pelas escavações no terreno ocorreram recalques por adensamento da camada de solo mole no perímetro do empreendimento.

A expulsão da água intersticial provocou o adensamento imediato do solo compressível e o rearranjo estrutural do solo amolgado perante as perfurações das estacas.

Em decorrência do recalque por adensamento tiveram origem trincas e rachaduras nas edificações existentes em volta do empreendimento. As residências afetadas são construções muito antigas nas quais foram empregados sistemas de fundações diretas, o que corroborou com os efeitos gerados pelo adensamento acelerado do solo.

Neste caso, a escolha do tipo de fundação inadequado ocasionou danos de ordem econômica para a construtora, estéticos e de segurança para as residências afetadas e transtornos emocionais para todos os envolvidos, visto o estresse gerado por tais eventualidades.

CONCLUSÃO

As etapas iniciais de toda obra exigem que se tome conhecimento do maior número de informações possíveis através de estudos ou meios informais, para que se possa conhecer o histórico da área do empreendimento e também prever possíveis problemas ainda na fase de

planejamento. A importância dessa está ligada diretamente ao porte da construção, especialmente em empreendimentos nos quais são alocados quantidade significativa de recursos.

Neste estudo de caso podemos notar que essa prática não foi explorada como deveria, pois não foram elaborados estudos de viabilidade e impacto de vizinhança, além da campanha de sondagem de solo pouco eficiente e com discordâncias com as NBR's 8036 e 6484 que ditam critérios de programação e procedimentos executivos mínimos, como quantidade de pontos executados e forma de apresentação dos perfis que compõe o relatório. Dada a dimensão da edificação e com base nos perfis de sondagem, seria aconselhável a realização de sondagens complementares para possibilitar um melhor mapeamento da estratigrafia do solo local. Tendo em vista que nos dois perfis foi apontado a presença do topo rochoso, poderiam ter sido realizadas campanhas complementares de sondagens mistas rotativas, esse método não só possibilitaria o mapeamento mais detalhado acerca das cotas de transição entre solo e rocha como também identificaria a espessura e a sanidade do maciço rochoso. Outro ensaio geotécnico mais sofisticado que deveria ter sido realizado de forma complementar é o ensaio de Piezocone (CPTu), uma vez que as sondagens realizadas apontaram a ocorrência de solo mole e nível do lençol freático elevado.

O principal problema ocorrido na obra derivado da escolha do tipo de fundação inadequado em função da caracterização do subsolo foram os impactos causados na vizinhança devido aos recalques ocorridos pelo processo de adensamento.

Sabe-se que solos compressíveis em geral possuem baixa resistência a cortes e à compressibilidade devido ao baixo grau de ligação entre suas partículas e alto grau de saturação, essas características conferem aos solos compressíveis alta capacidade de deformações plásticas quando solicitados, essas deformações podem acarretar em danos estruturais de gravidade variada podendo até ser irreversíveis. Tendo isso em vista, é aconselhável manter o grau de saturação do solo para prevenir os recalques por adensamento.

Devido ao método executivo da solução de fundação escolhida e permeabilidade do solo, durante as escavações houve o alívio da pressão neutra e expulsão da água intersticial provocando o processo de adensamento acelerado do solo em razão da baixa consistência, quantidade de vazios e sobrecarga das residências vizinhas. Ao aumentar o diâmetro de escavação das estacas de $\varnothing 30$ cm para $\varnothing 60$ cm aumentou a velocidade de percolação da água para os espaços de solo desconfinado acelerando ainda mais o adensamento. O fato das residências no entorno do empreendimento serem construções antigas apoiadas sobre fundações diretas contribuiu para a manifestação de patologias como trincas e rachaduras ocasionadas por recalques totais e diferenciais prejudicando aos moradores e gerando custos adicionais para os responsáveis pelo empreendimento. Ou seja, a escolha do tipo de fundação inadequado causou danos materiais, econômicos e emocionais para os envolvidos.

Observa-se neste estudo de caso que mesmo tendo sido indicado rochedo em ambos os perfis de sondagem na profundidade máxima de 10,85 m, o projetista definiu em discordância com sondagem a profundidade de 15 m para todas as estacas. No entanto, a profundidade média atingida pelas estacas é da ordem de 8,70 m, sendo a menor e a maior profundidade 7,0 m e 11,0 m respectivamente. A profundidade mínima e máxima atingida pelo trado na escavação das estacas é decorrente da camada de solo rochoso indicado pela sondagem, na qual o

equipamento não tem capacidade de perfuração em razão da natureza resistente do material. A profundidade média das estacas remete que elas estão apoiadas na camada de solo descrita na sondagem. Levando em conta o perfil de sondagem 01, a média das estacas e o nivelamento do terreno em razão do corte na cota do subsolo, as pontas em geral estão apoiadas numa camada de areia grossa siltosa, conforme descrito no perfil, portanto, converge com o ensaio. Algumas das estacas executadas foram submetidas ao ensaio de integridade de baixa deformação, em todas as estacas ensaiadas os sinais de onda indicaram ponta apoiadas em solo, nenhuma ocorrência de ponta apoiada em rocha.

De acordo com as capacidades de carga calculadas pelo método de Décourt, comparou-se o desempenho entre os tipos de fundações profundas alternativas ao executado que poderiam ter sido adotadas no empreendimento. A comparação compreende estaca pré-moldada vazada de concreto $\phi 60$ cm, perfil metálico e estacas raiz $\phi 41$ cm. Entre as estacas de concreto e estaca raiz a capacidade de carga geotécnica calculada mostrou paridade entre elas já que apresentaram pouca diferença entre si, enquanto que as estacas de perfil metálico demonstraram capacidade de carga ligeiramente superior a metade da capacidade de carga observadas nos outros métodos comparados. A carga admissível média das estacas de concreto na camada de 9,0 m é da ordem de 52 tf, enquanto na estaca de perfil metálico a carga admissível na mesma camada é da ordem de 27 tf.

Com base nessas informações podemos concluir que mesmo com uma seção menor, a estaca tipo raiz com a mesma cota de apoio alcançaria o mesmo desempenho que a estaca hélice de $\phi 60$, e neste caso não haveria problemas com vibrações durante a execução por não se tratar de perfuração em rocha, portanto, não seria necessário a utilização da perfuração roto-percussiva. No entanto, levando em consideração que este método, assim como o adotado, consiste de perfuração, também não seria aconselhável seu emprego, pois também ocasionaria percolação da água subterrânea aliviando a poro-pressão e conseqüentemente causando recalques por adensamento, como fora observado na solução adotada.

Dito isso, entre as soluções comparadas as estacas metálicas são as que melhor se aplicariam ao empreendimento mesmo que sua utilização demandasse trabalhar com grupos de estacas em alguns pontos. Os fatores que apontam para este método são tanto o quesito executivo quanto as características do solo local, bem como os problemas gerados pela escavação do terreno. Visto que o método executivo das estacas metálicas consiste na cravação dos perfis não haveria escavação do terreno e, portanto, não ocorreriam os recalques por adensamento originários do alívio das poro-pressões. Levando em conta a geometria das peças e baixa consistência do solo, os perfis seriam cravados sem excesso de vibrações, o que não ocorreria com a estaca pré-molda de concreto vazada $\phi 60$ cm em razão da geometria, diâmetro elevado e rugosidade do concreto. Portanto, dentre os métodos analisados neste estudo de caso, a solução de fundação mais adequada em função das características do solo é a estaca de perfil metálico.

REFERÊNCIAS

ALBUQUERQUE, Paulo José Rocha D. **Engenharia de Fundações**. Rio de Janeiro, RJ. Grupo GEN, 2020. 9788521636977. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788521636977/>. Acesso em: 28 mai. 2022.



ALMEIDA NETO, José Albuquerque de. **Análise do desempenho de estacas hélice contínua e ômega: aspectos executivos**. 2002. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo. Disponível em: <https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3145/tde-27012003-180424/publico/dissertacao.pdf>. Acesso em: 28 mai 2022.

ALONSO, Urbano R. **Dimensionamento de fundações profundas**. São Paulo, SP. Editora Blucher, 2012. E-book. ISBN 9788521206620. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788521206620/>. Acesso em: 01 nov. 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 10905: **Solo – Ensaio de Palheta in situ**. Rio de Janeiro, 1989.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484: **Solo – Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT – Método de Ensaio**. Rio de Janeiro, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8036: **Programação de Simples Reconhecimento dos Solos para Fundações de Edifícios**. Rio de Janeiro, 1983.

BARNES, Graham. **Mecânica dos Solos - Princípios e Práticas**. Rio de Janeiro – RJ. Grupo GEN, 2016. 9788595155084. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788595155084/>. Acesso em: 29 mar. 2022.

CAPUTO, Homero P.; CAPUTO, Armando N.; RODRIGUES, J. Martinho de A. **Mecânica dos Solos e suas Aplicações - Fundamentos - Vol. 1, 7ª edição**. Rio de Janeiro, RJ. Grupo GEN, 2015. E-book. ISBN 978-85-216-3005-0. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/978-85-216-3005-0/>. Acesso em: 01 nov. 2022.

CAPUTO, Homero P.; CAPUTO, Armando N. **Mecânica dos Solos: Obras de Terra e Fundações**. Rio de Janeiro, RJ. Grupo GEN, 2022. 9788521638018. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788521638018/>. Acesso em: 22 mai. 2022.

DANZIGER, Bernadete R. **Fundações em Estacas**. Rio de Janeiro, RJ. Grupo GEN, 2021. 9788595158122. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788595158122/>. Acesso em: 29 mai. 2022.

DOS SANTOS, Palloma Ribeiro Cuba; DAIBERT, João D. **Análise dos Solos**. São Paulo – SP. Editora Saraiva, 2014. 9788536518589. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788536518589/>. Acesso em: 29 mar. 2022.

GUIMARÃES, GUSTAVO SMARI. **Fundações em Presença de Solos Moles – Análise de Caso**. São Paulo, SP. Universidade Anhembi Morumbi, 2003. Disponível em: https://scholar.google.com.br/scholar?hl=pt-BR&as_sdt=0%2C5&q=Funda%3%A7%C3%B5es+em+Presen%C3%A7a+de+Solos+Moles%2%80%93An%C3%A1lise+de+Caso.+&btnG=. Acesso em: 22 mai 2022.



LOPES, Francisco R.; VELLOSO, Dirceu A. **Fundações-Volume único**. Oficina de Textos, 2016.

MÁRCIO DE SOUZA, S. Almeida; MARQUES, Maria Esther Soares. **Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho**. Oficina de Textos, 2014.

PAULA, Charles Feliciano de Charles Feliciano de; FERRAZ, Micaella Corrêa; SANTOS, Pablo Delmonte dos. **ESTUDO COMPARATIVO DOS RISCOS NA EXECUÇÃO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS: TUBULÕES, ESTACAS CRAVADAS E ESTACAS ESCAVADAS**. 2018. Disponível em: <https://dspace.doctum.edu.br/handle/123456789/1901>. Acesso em: 28 mai 2022.

QUEIROZ, R. C. **Geologia e Geotecnia Básica para Engenharia Civil**. São Paulo, SP: Editora Blucher, 2016. 9788521209584. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788521209584/>. Acesso em: 29 mai. 2022.

SCHNAID, Fernando; ODEBRECHT, Edgar. **Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações: 2ª edição**. Oficina de Textos, 2012.



ANEXOS

ANEXO I

Perfil de Sondagem SPT

Figura 08: Perfil de Sondagem SPT – SP01

| N.A. épõe 24 hs | ENSAIO PENETROMÉTRICO | | | Profun- didade. (M) | Gráfico: nº golpes / 30cm SPT 10 20 30 40 50 | SPT 30 FINAIS | PERFIL GEOL | CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL | |
|---|--------------------------|----------|----------|-------------------------------|---|------------------|--------------------------------|--|---|
| | 02 15 | 02 15 | 02 15 | | | | | | |
| 2.00 | 02 15 | 02 15 | 02 15 | 1,00 | | 04 | | Argila arenosa, marrom.(aterro) | |
| | 02 15 | 02 15 | 01 15 | 2,00 | | 03 | | | |
| | 01 16 | 01 16 | 01 16 | 3,00 | | 02/32 | | Argila plastica pouco arenosa, muito mole, cinza escuro à preta.(sedimentos) | |
| | 02 15 | 02 15 | 03 15 | 4,00 | | 05 | | | |
| | 02 17 | 03 15 | 03 15 | 5,00 | | 06 | | | |
| | | 03 15 | 04 15 | 05 15 | 6,00 | | 09 | | Areia média e fina argilosa fofa a pouco compacta, cinza e marrom.(sedimentos) |
| | | 04 15 | 03 15 | 04 15 | 7,00 | | 07 | | |
| | | 03 15 | 06 15 | 08 15 | 8,00 | | 14 | | |
| | | 07 15 | 08 15 | 12 15 | 9,00 | | 20 | | |
| | | 18 15 | 33 15 | — | 10,00 | | 33/15 | | Areia grossa compacta, cinza.(sedimentos) |
| | — | — | — | 11,00 | | | | | |
| | — | — | — | 12,00 | | | | Obs. Sondagem impenetrável, rocha ou matacão. Limite da sondagem - 10.85 | |
| | — | — | — | 13,00 | | | | | |
| | — | — | — | 14,00 | | | | | |
| | — | — | — | 15,00 | | | | | |
| | — | — | — | 16,00 | | | | | |
| | — | — | — | 17,00 | | | | | |
| | — | — | — | 18,00 | | | | | |
| | — | — | — | 19,00 | | | | | |
| | — | — | — | 20,00 | | | | | |
| Profundidade do nível d'água: INICIAL: 2.12 FINAL: 2.00 | | | | Lavagem por tempo: 30 minutos | | | | | Método avançado: |
| ----- SPT últimos 30 cm | | | | 10min. 10.81 10.84 | | | Avanço à trado : 0.00 A 2.00 | | |
| ----- SPT estimado | | | | 10min. 10.84 10.85 | | | Avanço à lavagem: 2.00 A 10.85 | | |
| | | | | 10min. 10.85 10.85 | | | Prof. do revestimento: 7.00 | | |

ANEXO II

Perfil de Sondagem SPT

Figura 09: Perfil de Sondagem SPT – SP02

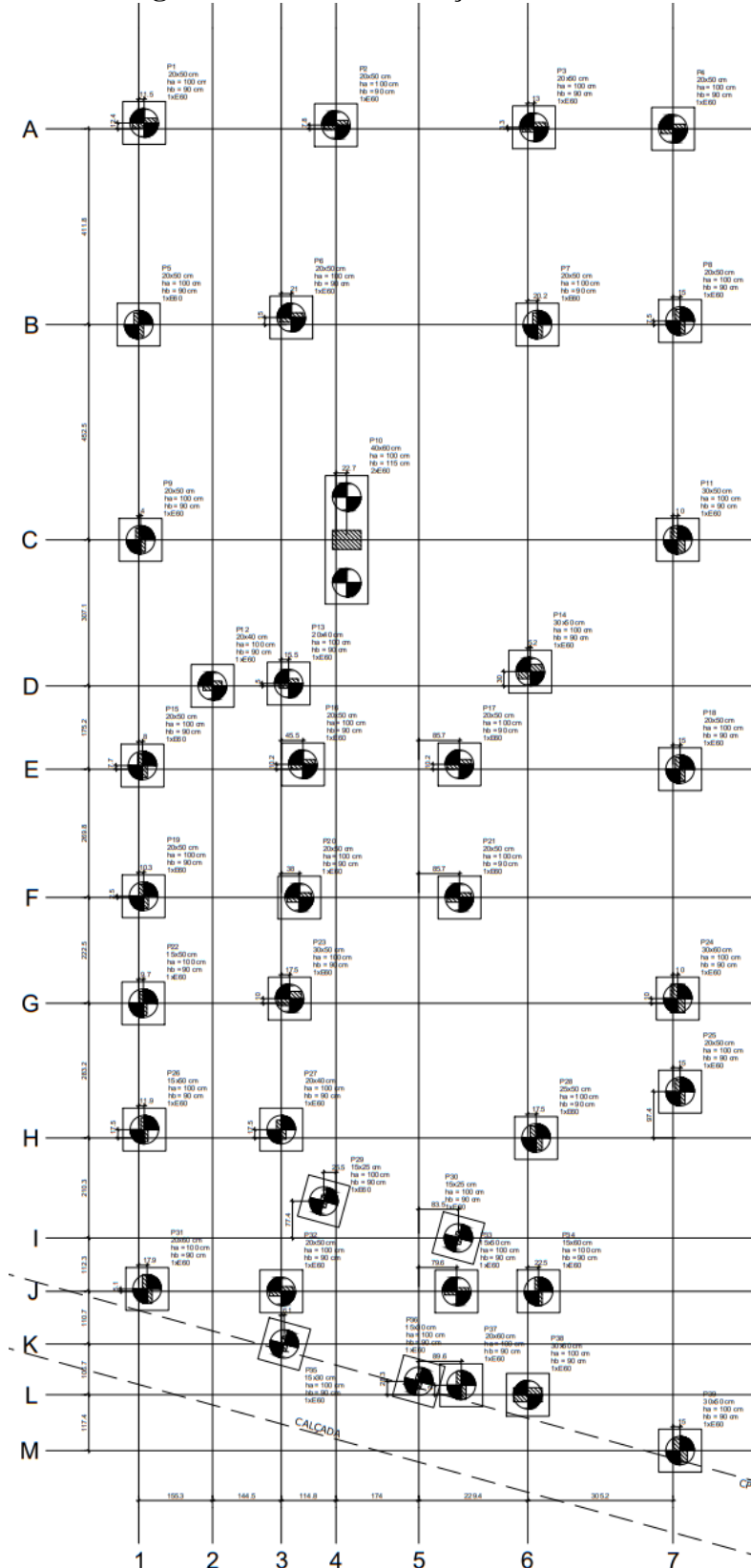
| N.A. após 24 hs | ENSAIO PENETROMÉTRICO | | | Profun- didade (M) | Gráfico: nº golpes / 30cm SPT | | | | | SPT 30 FINAIS | PERFIL GEOL | CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL | |
|---|--------------------------|----------|----------|-------------------------------|-------------------------------------|----|----|----|----|-------------------------------|----------------|---|--|
| | 02 15 | 01 15 | 01 15 | | 10 | 20 | 30 | 40 | 50 | | | | |
| 1.65 | 02 15 | 01 15 | 01 15 | 1,00 | | | | | | | 02 | Argila arenosa, marrom.(aterro) | |
| | 01 18 | 01 18 | 01 18 | 2,00 | | | | | | | 02/36 | | |
| | 01 16 | 01 15 | 01 16 | 3,00 | | | | | | | 02/31 | | |
| | 02 15 | 02 15 | 02 15 | 4,00 | | | | | | | 04 | Argila plastica pouco arenosa, muito mole, cinza escuro.(sedimentos) | |
| | 02 15 | 02 15 | 03 15 | 5,00 | | | | | | | 05 | | |
| | 03 15 | 04 15 | 05 15 | 6,00 | | | | | | | 09 | Areia média e fina argilosa fofa a pouco compacta, cinza e marrom.(sedimentos) | |
| | 08 15 | 09 15 | 10 15 | 7,00 | | | | | | | 19 | | |
| — | — | — | 8,00 | | | | | | | | | | |
| — | — | — | 9,00 | | | | | | | | | | |
| — | — | — | 10,00 | | | | | | | | | | |
| — | — | — | 11,00 | | | | | | | | | | |
| — | — | — | 12,00 | | | | | | | | | | |
| — | — | — | 13,00 | | | | | | | | | | |
| — | — | — | 14,00 | | | | | | | | | | |
| — | — | — | 15,00 | | | | | | | | | | |
| — | — | — | 16,00 | | | | | | | | | | |
| — | — | — | 17,00 | | | | | | | | | | |
| — | — | — | 18,00 | | | | | | | | | | |
| — | — | — | 19,00 | | | | | | | | | | |
| — | — | — | 20,00 | | | | | | | | | | |
| Profundidade do nível d'água: INICIAL: 2,00 FINAL: 1,65 | | | | Lavagem por tempo: 30 minutos | | | | | | Método avançado: | | | |
| ----- SPT últimos 30 cm | | | | 10min. 7.90 7.90 | | | | | | Avanço à trado : 0.00 A 2.00 | | | |
| ----- SPT estimado | | | | 10min. 7.90 7.90 | | | | | | Avanço à lavagem: 2.00 A 7.92 | | | |
| | | | | 10min. 7.92 7.92 | | | | | | Prof. do revestimento: 7.80 | | | |

Obs. Sondagem impenetrável, rocha ou matacão.
Limite da sondagem - 7.92

ANEXO III

Planta de Locação das Estacas

Figura 10: Planta de Locação das Estacas



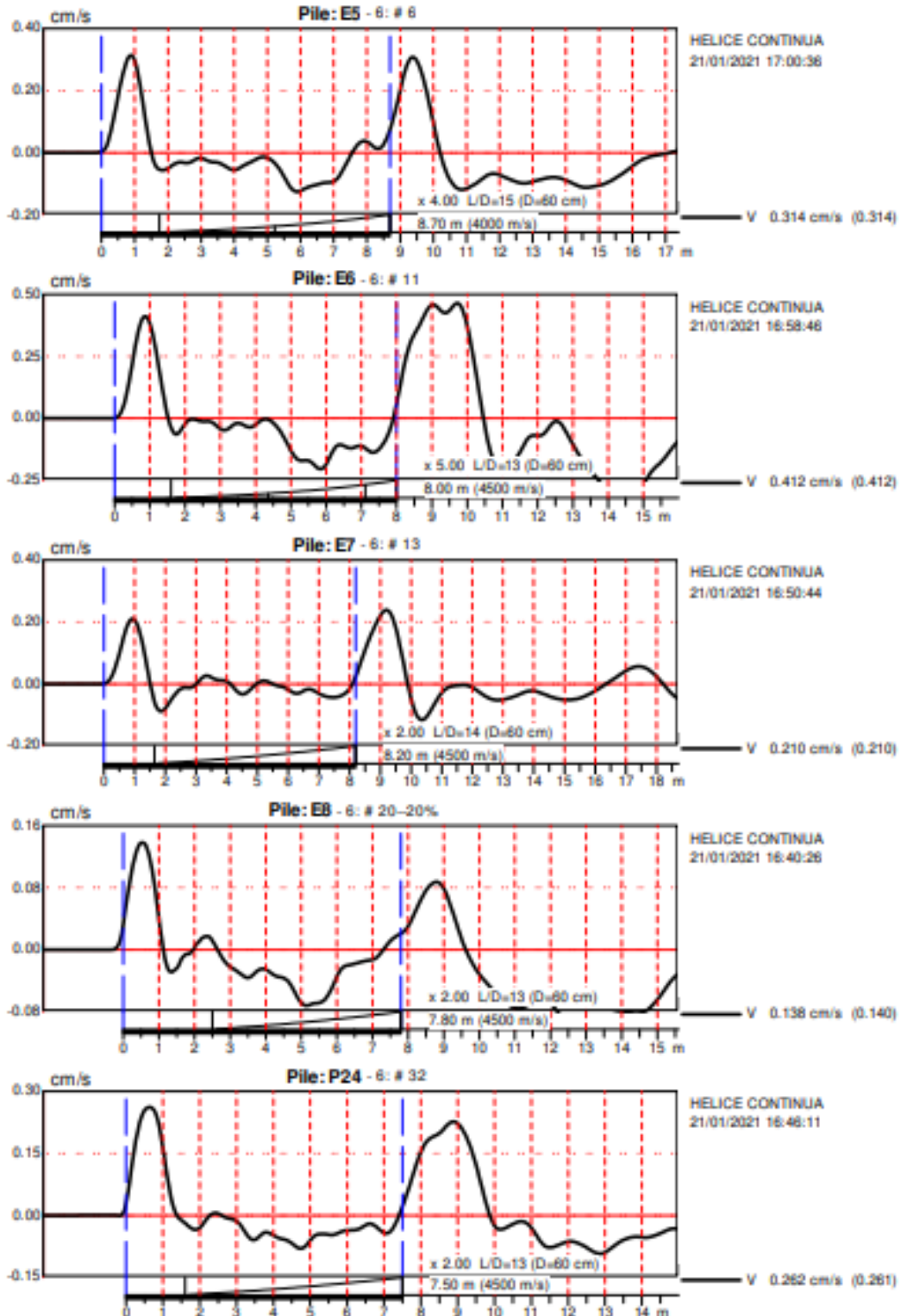
ANEXO IV

Sinais Obtidos no Ensaio PIT

Figura 11: Sinais Obtidos nas Estacas: E5, E6, E7, E8 e P24

Fundação Projeto e Ensaios Geotécnicos
UPTEC SOCORRO SP D1
...EnsaiosUPTEC SOCORRO SP D1.PIT

22/01/2021
PIT-W 2009-2

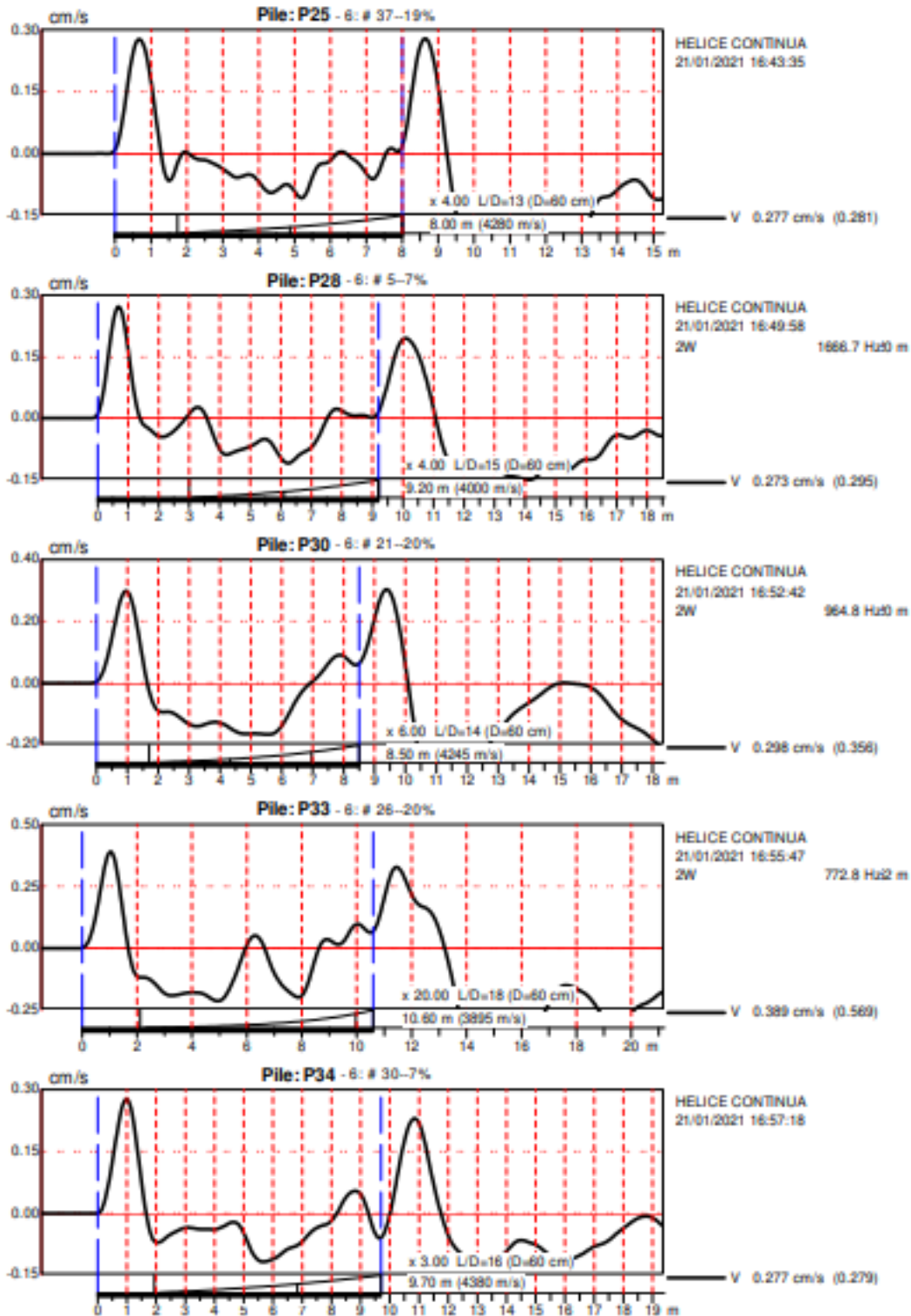


ANEXO V

Sinais Obtidos no Ensaio PIT

Figura 12: Sinais Obtidos nas Estacas: P25, P28, P30, P33 e P34

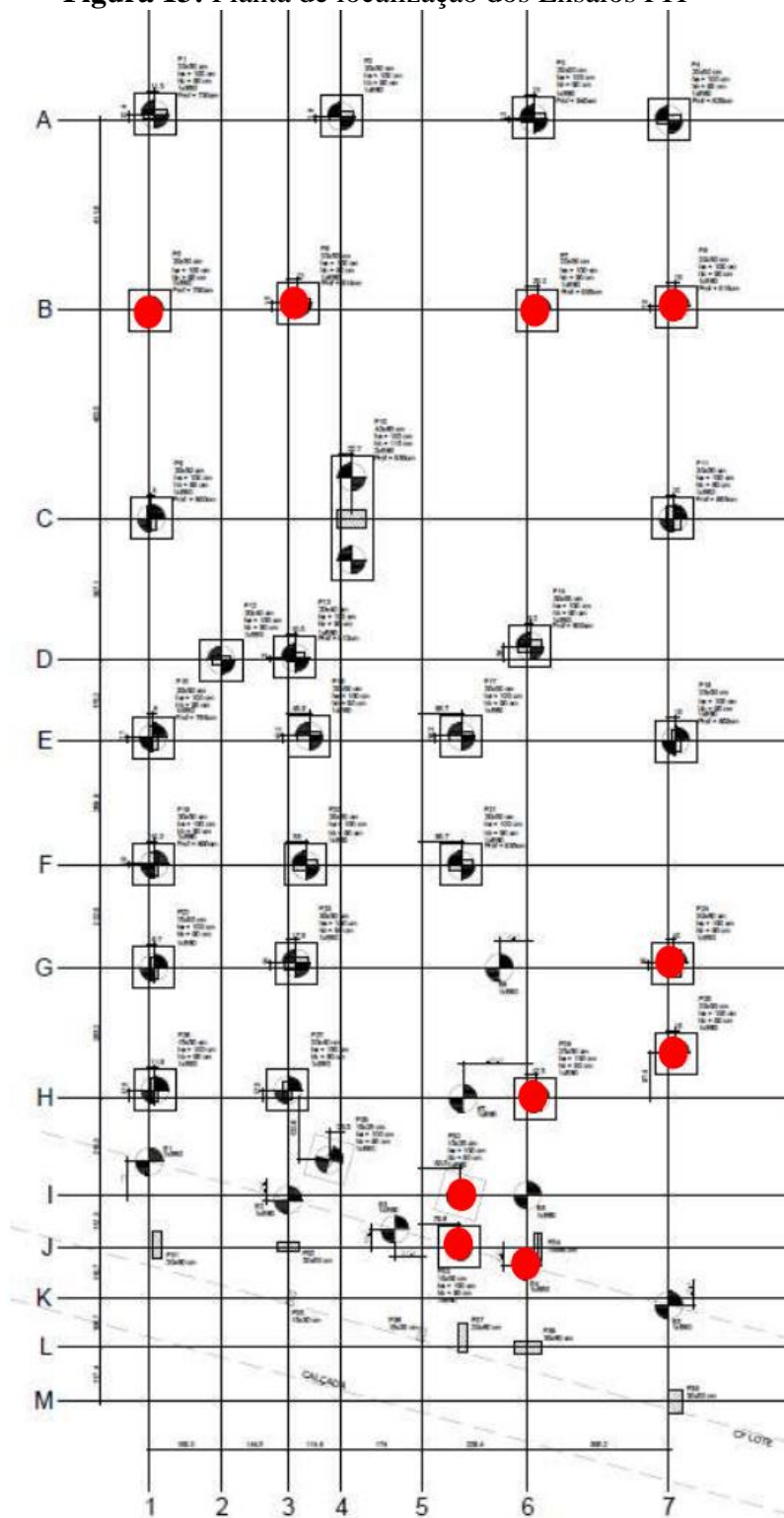
Fundestat Projetos e Ensaio Geotécnicos **22/01/2021**
UPTEC SOCORRO SP D1
L...|Ensaio|UPTEC SOCORRO SP D1.PIT **PIT-W 2009-2**



ANEXO VI

Planta de Localização do Ensaio PIT

Figura 13: Planta de localização dos Ensaios PIT



● - Estacas ensaiadas (PIT)

ANEXO VII

Resultado do Ensaio PIT

Figura 14: Resultado das Estacas Ensaaiadas

1ª Campanha de ensaios - 21/01/2021

Fundatest Projetos e Ensaios Geotécnicos
UPTEC SOCORRO SP D1
\\...\\Ensaios\\UPTEC SOCORRO SP D1.PIT

22/01/2021

PIT-W 2009-2

Summary of Records

| Pile | Pile Length m | Comments |
|------|------------------|------------------|
| E5 | 8.70 | INTEGRA - 6.1(A) |
| E6 | 8.00 | INTEGRA - 6.1(A) |
| E7 | 8.20 | INTEGRA - 6.1(A) |
| E8 | 7.80 | INTEGRA - 6.1(A) |
| P24 | 7.50 | INTEGRA - 6.1(A) |
| P25 | 8.00 | INTEGRA - 6.1(A) |
| P28 | 9.20 | INTEGRA - 6.1(A) |
| P30 | 8.50 | INTEGRA - 6.1(A) |
| P33 | 10.60 | INTEGRA - 6.1(A) |
| P34 | 9.70 | INTEGRA - 6.1(A) |