

UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAIBA CENTRO DE TECNOLOGIA CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

RICARDO FILHO BRITO FRANCO DE ARAÚJO

OS BENEFÍCIOS DA INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA EM OBRAS DE PEQUENO A MÉDIO PORTE

JOÃO PESSOA

RICARDO FILHO BRITO FRANCO DE ARAÚJO

OS BENEFÍCIOS DA INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA EM OBRAS DE PEQUENO A MÉDIO PORTE

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Graduação em Engenharia Civil do Centro de Tecnologia da Universidade Federal da Paraiba, como requisito parcial à obtenção do grau de bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Fábio Lopes Soares

Catalogação na publicação Seção de Catalogação e Classificação

A663b Araújo, Ricardo Filho Brito Franco de. Os benefícios da investigação geotécnica em obras de pequeno a médio porte / Ricardo Filho Brito Franco de Araújo. - João Pessoa, 2023. 81 f.: il.

Orientação: Fábio Lopes Soares. TCC (Graduação) - UFPB/CT.

1. Construção civil. 2. Investigações geotécnicas. 3. Fundação. 4. Construções de portes reduzidos. 5. Benefícios. 6. Negligência. I. Soares, Fábio Lopes. II. Título.

UFPB/CT/BSCT

CDU 624(043.2)

FOLHA DE APROVAÇÃO

RICARDO FILHO BRITO FRANCO DE ARAÚJO

OS BENEFÍCIOS DA INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA EM OBRAS DE PEQUENO A MÉDIO PORTE

Trabalho de Conclusão de Curso em 09/11/2023 perante a seguinte Comissão Julgadora:

SOUTES Prof. Dr. Fábio Lopes Soares Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

APROVADO

Prof. Dr. Claudino Lins Nóbrega Júnior

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

Prof. Dr. Eni do Tales Ferreira
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

AGRADECIMENTOS

Agradeço do fundo do meu coração a todas as pessoas que desempenharam papéis cruciais na minha jornada acadêmica e na elaboração deste Trabalho de Conclusão de Curso. É impossível expressar a minha gratidão por cada um de vocês, mas tentarei fazer justiça a todos que tornaram essa jornada possível.

Primeiramente, gostaria de expressar minha gratidão aos meus pais, Ricardo e Romina, e aos meus irmãos, Rafael e Renato. O apoio incondicional que vocês me proporcionaram em todos os momentos da minha vida escolar e acadêmica foi fundamental.

À minha namorada, Thalita, meu mais sincero agradecimento, pois seu companheirismo, apoio constante e amor foram minha âncora nos momentos mais desafiadores deste caminho. Sua presença tornou tudo mais significativo e especial. Que seja o início de mais uma etapa feliz nas nossas vidas.

Aos amigos que encontrei durante minha jornada na faculdade, Caio Borges, Diego Souza, José Júlio, José Matheus, Lucas Fernandes e Yussef Harun, quero expressar minha gratidão por tornarem esses 5 anos de curso mais leves e agradáveis. Foram inúmeras risadas, desafios superados juntos e memórias que levarei eternamente em minha vida.

Ao meu orientador, Fábio Lopes Soares, agradeço pela atenção, paciência e orientação dedicadas, pois, de fato, elas deram embasamento ao trabalho. Além disso, um agradecimento por todos os ensinamentos passados durante o curso.

Aos professores, Claudino Lins Nóbrega Júnior e Enildo Tales Ferreira, meu muito obrigado pela disponibilidade em avaliar o trabalho e, não menos importante, pelas aulas ministradas em minha jornada acadêmica.

Por fim, a todos que, de uma forma ou de outra, contribuíram para a realização deste trabalho e para minha formação acadêmica, quero expressar minha sincera gratidão. Este é um marco em minha jornada, e sei que cada um de vocês teve um papel importante em meu sucesso.

"Qualquer medida de prevenção, a princípio, pode parecer insignificante, até que uma tragédia, que poderia ser evitada, ocorra."

(Luiz Gustavo C. Gonçalves)

RESUMO

No âmbito da construção civil, as investigações geotécnicas são uma série de práticas que capacitam os projetistas no entendimento do subsolo de um terreno. Decerto, empreendimentos de grande porte dificilmente não serão respaldados pelos resultados de um dos métodos investigativos, principalmente, pelo impacto que uma intercorrência no funcionamento das fundações causa no orçamento e na estabilidade da edificação. Entretanto, atualmente, ainda existem construções de portes reduzidos que sofrem com a negligência dessa prática, muitas vezes, embasadas por uma falsa economia ou por ignorância dos responsáveis. Dessa forma, o trabalho objetiva demonstrar os benefícios que essa prática fornece às obras de pequeno a médio porte, levantando dados bibliográficos a respeito dos temas que englobam as investigações geotécnicas, além de expor alguns casos que exaltam a importância dessa prática. Por fim, será feita uma análise dos casos, seguida por uma conclusão que ilustra os pontos positivos que o trabalho propôs e um adendo para possíveis trabalhos futuros.

Palavras-chave: Construção civil; Investigações geotécnicas; Fundação; Construções de portes reduzidos; Benefícios; Negligência.

ABSTRACT

In the field of civil construction, geotechnical investigations are a series of practices that empower designers to understand the subsurface of a site. Certainly, large-scale projects are seldom undertaken without the support of the findings from one of the investigative methods, primarily due to the impact that any issues with the foundations can have on the budget and the stability of the structure. However, even today, there are still small to medium-sized constructions that suffer from the neglect of this practice, often driven by false economy or ignorance on the part of those responsible. Thus, this work aims to demonstrate the benefits that this practice provides to small to medium-sized construction projects, by collecting bibliographic data on topics related to geotechnical investigations and highlighting cases that emphasize the importance of this practice. Finally, a case analysis will be conducted, followed by a conclusion that illustrates the positive points presented in the work, along with an addition regarding potential future endeavors.

Keywords: Civil construction; Geotechnical investigations; Foundations; Small-scale constructions; Benefits; Neglect.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

rigura 1 – Curva granulometrica	19
Figura 2 – Variação da consistência dos solos com a umidade	20
Figura 3 – Riscos de uma investigação insuficiente	24
Figura 4 – Equipamento para ensaio de percussão e medição do SPT de subsolo	26
Figura 5 – Tipos de fundações rasas	30
Figura 6 – Tipos de fundações profundas comparadas com uma sapata	34
Figura 7 – Fachadas do edifício do Caso Jardim São Paulo	41
Figura 8 – Cortes do edifício do Caso Jardim São Paulo	42
Figura 9 – Posicionamento dos furos de sondagem SPT do Caso Jardim São Paulo	42
Figura 10 – Relatório dos furos de sondagem SPT do Caso Jardim São Paulo	43
Figura 11 – Planta de fundação do edifício do Caso Jardim São Paulo	44
Figura 12 – Fachadas da casa do Caso Cabo Branco	45
Figura 13 – Cortes da casa do Caso Cabo Branco	45
Figura 14 – Posicionamento dos furos de sondagem SPT do Caso Cabo Branco	46
Figura 15 – Relatório dos furos de sondagem SPT do Caso Cabo Branco	46
Figura 16 – Planta de fundação do Caso Cabo Branco	48
Figura 17 – Edificação do Caso Paratibe	49
Figura 18 – Patologias encontradas	50
Figura 19 – Posicionamento e dos furos de sondagem SPT do Caso Paratibe	51
Figura 20 – Relatório dos furos de sondagem SPT do Caso Paratibe	51
Figura 21 – Recorte do perfil geotécnico	52
Figura 22 – Situação inicial	52
Figura 23 – Planta baixa da solução escolhida	53
Figura 24 – Método de complemento de fundação com concreto ciclópico	54
Figura 25 – Método da concretagem de estacas e vigas de apoio	54
Figura 26 – Execução da solução escolhida	55
Figura 27 – Localização dos furos de sondagem SPT da 1ª e 2ª campanhas	56
Figura 28 – Perfil geotécnico AA baseado na 1ª campanha de sondagem	57
Figura 29 – Projeto de fundação desenvolvido para a obra	57
Figura 30 – Perfil geotécnico BB baseado na 2ª campanha de sondagem	58
Figura 31 – Resultado da prova de carga em placa	59

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Aberturas das peneiras	18
Tabela 2 – Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS)	22
Tabela 3 – Estados de compacidade e de consistência dos solos	27
Tabela 4 – Custo médio de um ensaio SPT	27
Tabela 5 – Fatores de capacidade de carga	32
Tabela 6 – Fatores de carga	32
Tabela 7 – Coeficientes K e α	36
Tabela 8 – Valores do coeficiente K em função do tipo de solo	37
Tabela 9 – Valores dos coeficientes α e β em função do tipo de estaca e do tipo do solo	38
Tabela 10 – Problemas típicos decorrentes de ausência de investigação geotécnica	38
Tabela 11 – Classificação do porte dos empreendimentos	40

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ASTM American Society for Testing and Materials

CPT Cone Penetration Test

CPTU Ensaio de piezocone

IP Índice de Plasticidade

LC Limite de Contração

LL Limite de Liquidez

LP Limite de Plasticidade

SPT Standard Penetration Test

SPT-T Sondagem a Percussão com Torque

SUCS Sistema Unificado de Classificação de Solos

LISTA DE SÍMBOLOS

B Base

 N_{SPT} Índice de resistência do solo

L Lado

RN Referência de nível

 σ_a Tensão admissível do solo

 σ_f Tensão de ruptura do solo

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
1.1	OBJETIVOS	15
1.1.1	Objetivos gerais	15
1.1.2	Objetivos específicos	15
1.2	DELIMITAÇÕES	15
2	METODOLOGIA	16
3	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	17
3.1	CLASSIFICAÇÃO DO SOLO	17
3.1.1	Análise granulométrica	17
3.1.2	Limites de Atterberg	20
3.1.3	Sistemas de classificação do solo	21
3.2	INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA	22
3.2.1	Investigação preliminar - Sondagem a percussão (SPT)	23
3.2.1.1	Quantidade e locação de furos	23
3.2.1.2	Critérios de paralisação	24
3.2.1.3	Método de ensaio	25
3.2.1.4	Resultados	26
3.2.1.5	Custo	27
3.2.2	Investigações complementares	28
3.3	FUNDAÇÕES	29
3.3.1	Fundações rasas	29
3.3.1.1	Tensão admissível do solo (σ_a)	31
3.3.2	Fundações profundas	33
3.3.2.1	Capacidade de carga de estaca (Q_u)	35
3.3.3	Patologias das fundações	38
4	ESTUDOS DE CASOS	40
4.1	CONSIDERAÇÕES	40
4.2	CASOS DE INFLUÊNCIA DA INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA	41
4.2.1	Caso Jardim São Paulo	41
4.2.1.1	Caracterização do empreendimento	41
4.2.1.2	Influência do ensaio SPT	42

4.2.2	Caso Cabo Branco	45
4.2.2.1	Caracterização do empreendimento	45
4.2.2.2	Influência do ensaio SPT	45
4.3	CASOS DE NEGLIGÊNCIA DA INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA	49
4.3.1	Caso Paratibe	49
4.3.1.1	Caracterização do empreendimento	49
4.3.1.2	Influência do ensaio SPT	50
4.3.2	Caso Centro	56
4.3.2.1	Caracterização do empreendimento	56
4.3.2.2	Influência do ensaio SPT	56
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES	61
6	CONCLUSÃO	63
6.1	CONSIDERAÇÕES FINAIS	63
6.2	TRABALHOS FUTUROS	63
	REFERÊNCIAS	64
	ANEXOS	66
	ANEXO A – Caso Jardim São Paulo	67
	ANEXO B – Caso Cabo Branco	71
	ANEXO C – Caso Paratibe	75

1 INTRODUÇÃO

Segundo Schnaid (2017), 6% das patologias que afetam as construções no país estão associadas às fundações, destacando que essa estatística, apesar de parecer baixa, é alarmante em virtude da severidade que esse problema causa nas edificações.

Por sua vez, Milititsky, Consoli e Schnaid (2015, p. 28) afirmam que "a investigação do subsolo é a causa mais frequente de problemas nas fundações". No entanto, atualmente, em muitas obras de pequeno a médio porte, esses métodos investigativos ainda são frequentemente negligenciados, seja devido a sua ausência ou a sua má execução.

Milititsky, Consoli e Schnaid (2015 apud Logeais, 1982) ainda levantam que "em mais de 80% dos casos de mau desempenho das fundações de obras pequenas e médias, a ausência completa de investigação é o motivo da adoção de solução inadequada", a qual se divide em duas vertentes de prejuízos para o empreendimento, os relativos ao superdimensionamento da infraestrutura e os condicionados pela correção das patologias na construção.

Com isso, a APL Engenharia (2018) alerta que "os erros construtivos são ainda mais custosos que as fundações superestimadas". Portanto, o possível subdimensionamento causado pelo descumprimento dessa prática faz-se mais prejudicial para o empreendimento, pois, além de arriscar a estabilidade da edificação, produz um gasto mais impactante.

Em um estudo de caso onde não houve campanha de investigação, Costa (2022) destacou que "a origem dos problemas consistiu na busca de uma economia relativa a 0,31% do custo previsto do empreendimento". Mostrando que, de fato, o investimento inicial de uma investigação geotécnica possui um retorno técnico considerável em relação ao custo da obra.

Certamente, essa porcentagem é alterada quando são parametrizados valores de uma edificação de porte reduzido, no entanto, a aparição de patologias nunca esteve ligada a essa característica.

Além dos custos relativos às investigações, Magalhães, Segre e Urban (2020) afirmam que "o principal motivo para não realizar os ensaios geotécnicos é a falta de conhecimento técnico do proprietário da obra", tornando a exposição do tema ainda mais urgente.

Nesse contexto, ainda faz-se crucial observar que existem instruções normativas que recomendam a execução dessas investigações, independentemente do porte da obra. Por isso, o surgimento de patologias empregadas pela ausência de investigação geotécnica pode resultar em sérios problemas que, se desejado, levam o caso a litígios legais. Portanto, a pergunta óbvia é: por que correr esse risco?

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivos gerais

Dessa forma, este trabalho tem como objetivo analisar os benefícios das investigações geotécnicas em obras de pequeno e médio porte.

1.1.2 Objetivos específicos

Para isso, serão prosseguidos os seguintes objetivos específicos:

- Revisar dados normativos e bibliográficos a respeito das investigações geotécnicas, nesses tipos de empreendimento;
- Traduzir o que são as fundações, os seus tipos e as grandezas principais para seu dimensionamento;
- Demonstrar a influência dos resultados da investigação geotécnica para o projeto de fundações;
- Ilustrar situações em que a realização da investigação geotécnica foi determinante no sucesso do empreendimento, bem como casos de negligência desta prática, resultando em patologias e prejuízos financeiros.

1.2 DELIMITAÇÕES

Destaca-se que o ensaio de maior destaque nas diretrizes do trabalho será o *Standard Penetration Test* (SPT), a sondagem a percussão, visto que ele é caracterizado pela NBR 6122 da ABNT (2019) como um método de investigação mínimo para qualquer porte obras, além de ser o mais usado, no Brasil.

Outra delimitação deu-se pela captação de casos exclusivos da cidade de João Pessoa, mas que ilustram situações possíveis em qualquer localidade.

2 METODOLOGIA

Inicialmente, foi realizada uma revisão bibliográfica abrangente, que abordou tópicos como as características e classificações do solo, a variedade de métodos investigativos e suas aplicações, bem como os tipos de fundações, seus critérios de seleção e métodos de dimensionamento.

No levantamento efetuado sobre as classificações dos solos, explorou-se os métodos de identificação do material e suas características relevantes para análise do terreno. Além disso, explicou-se o sistema de classificação mais abordado pela literatura. Com isso, essa questão ganhou relevância no contexto do trabalho, tendo em vista que uma classificação apropriada do material encontrado no terreno é essencial na elaboração de um relatório investigativo.

No que diz respeito às investigações geotécnicas, foram demonstrados os mais variados métodos investigativos encontrados no cotidiano brasileiro, dividindo-os em preliminares e complementares. Dessa forma, destacou-se o método básico determinado pela NBR 6122 da ABNT (2019), a sondagem a percussão (SPT), descrevendo todo o seu processo, sua metodologia, seus resultados e um levantamento médio de custos.

No tópico referente às fundações, o objetivo claro foi desmembrar todo o elemento estrutural, descrevendo seus tipos e expondo as grandezas fundamentais utilizadas nos métodos de dimensionamento, entretanto, focando nas metodologias diretamente relacionadas às investigações geotécnicas.

Posteriormente, foram apresentados estudos de dois casos que exemplificaram situações em que a investigação geotécnica foi fundamental para a economia, para o planejamento de empreendimentos e para a escolha de soluções de engenharia adequadas.

Além disso, foram destacados dois estudos de casos que evidenciaram os impactos negativos que a negligência da investigação geotécnica carrega, onde um deles resultou em patologias na edificação que afetaram os envolvidos na construção e na compra do imóvel, e o outro demonstrou o impacto de uma investigação ineficiente no andamento de uma obra.

Por fim, foi conduzida uma análise aprofundada dos casos, seguida de discussões sobre seus pontos-chave, culminando em uma conclusão que afirmou os benefícios da investigação geotécnica e forneceu orientações para futuras pesquisas nessa área.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Tendo em vista a disposição de estudos de casos, faz-se necessária uma parametrização efetiva de pesquisa que dê embasamento aos tópicos abordados pela problemática. Dessa forma, tenta-se encontrar na literatura informações dos mais variados autores a respeito das investigações geotécnicas e de todo o âmbito no qual essa prática está inserida, como a classificação dos solos, os tipos de investigação geotécnica e as fundações.

3.1 CLASSIFICAÇÃO DO SOLO

Segundo Yazigi (2021), a identificação de um solo encontrado na natureza passa por uma série de características morfológicas, táteis e comportamentais. Dentre elas, encontram-se como características principais a textura, a composição granulométrica, a plasticidade e a compacidade, e como características complementares, o formato das partículas, a cor, o cheiro, a friabilidade e a homogeneidade.

Desse modo, de acordo com Pinto (2019), foram criados diversos sistemas de classificação dos solos com o objetivo de agrupar os diferentes materiais encontrados na superfície terrestre em categorias divididas por características relevantes para a engenharia, porém, sem determinar parâmetros inexoráveis para cada um deles, visto que existe o temor pela generalização e prejulgamento do comportamento de determinado tipo de solo.

Dito isso, Pinto (2019, p. 61) afirma que: "os sistemas de classificação se baseiam no tamanho dos grãos e nas características dos argilominerais", onde o primeiro é determinado diretamente pelo resultado da análise granulométrica de uma amostra, e o segundo pelo comportamento do solo na presença de água, medido pelos limites de Atterberg.

3.1.1 Análise granulométrica

Por definição de Caputo e Caputo (2022), a análise granulométrica é a determinação das dimensões das partículas do solo amostrado e das proporções relativas em que elas se encontram, sendo representada graficamente pela curva granulométrica.

Orientada pela NBR 7181 da ABNT (2016), a análise granulométrica se divide em duas técnicas, onde a utilização de cada uma delas é baseada no valor do diâmetro equivalente das partículas do solo, sendo os superiores a 0,074 mm (peneira nº 200 da *American Society for Testing and Materials* - ASTM), analisadas a partir do processo de peneiramento, enquanto os

inferiores, unicamente, pelo processo de sedimentação.

Segundo a NBR 6502 da ABNT (2022), o ensaio de peneiramento consiste na vibração do material de solo em uma estrutura formada por uma série de peneiras padronizadas, que reterão as partículas cujo diâmetro seja superior à dimensão da abertura da suas malhas (Tabela 1). Dessa forma, Caputo e Caputo (2022) dizem que, após isso, a massa retida em cada uma dessas peneiras será levada a uma balança de precisão para que sejam determinadas as "porcentagens acumuladas retidas"e as "porcentagens acumuladas que passam", de acordo com o peso encontrado.

 N^{o} Nº Abertura (mm) Nº Abertura (mm) Abertura (mm) 200 0,074 45 0,350 14 1,41 140 0,105 40 0,420 12 1,68 0.500 120 0.125 35 10 2.00 30 0,590 8 100 0,149 2,38 80 0,177 25 0,710 7 2,83 0,210 0,840 70 20 6 3,36 5 0,250 18 1,00 4,00 60 50 0,297 16 1,19 4 4,76

Tabela 1 – Aberturas das peneiras

Fonte: Adaptado de Caputo e Caputo (2022, p. 23)

No que lhe concerne, o processo de sedimentação, segundo relatado na a NBR 6502 da ABNT (2022) e citado por Pinto (2019, p. 61) "baseia-se na Lei de Stokes, segundo a qual a velocidade de queda de partículas esféricas num meio viscoso é proporcional ao quadrado do diâmetro da esfera", como pode ser visto na Equação 3.1.

$$d = \sqrt{\frac{1800 \cdot \mu \cdot \nu}{\rho_s - \rho_{md}}} \tag{3.1}$$

Onde, de acordo com Caputo e Caputo (2022), d representa o "diâmetro equivalente" da partícula, que corresponde ao diâmetro de uma esfera com peso específico semelhante e que se sedimenta à mesma velocidade, medido em milímetros (mm); μ representa o coeficiente de viscosidade do meio dispersor, em $g \cdot s/cm^2$, à temperatura do ensaio; v é a velocidade de sedimentação da esfera; ρ_s é o peso específico das partículas do solo, em g/cm^3 , e ρ_{md} é o peso específico do meio dispersor, também medido em g/cm^3 .

O procedimento, por sua vez, é descrito por Pinto (2019, p. 61) da seguinte forma:

Medindo-se a densidade de uma suspensão de solo em água, no decorrer do tempo, calcula-se a porcentagem de partículas que ainda não sedimentaram, porcentagem esta que é associada ao tamanho das partículas que, pela Lei de Stokes, ainda estão em suspensão.

Com isso, as porcentagens para os materiais mais finos podem ser determinadas, agrupando dados para uma análise mais assertiva.

Após obtenção dos valores nos processos de peneiramento e sedimentação, traça-se a curva granulométrica (Figura 1), onde a determinação da composição do material presente na amostra faz-se possível a partir das seguintes categorias descritas na NBR 6502 da ABNT (2022):

- a) Argila: Solo de granulação fina constituído por partículas com dimensões menores que 0,002 mm, apresentando coesão e plasticidade;
- b) Silte: Solo que apresenta baixa ou nenhuma plasticidade, e que exibe baixa resistência quando seco o ar. Suas propriedades dominantes são devidas à parte constituída pela fração silte. É formado por partículas com diâmetros compreendidos entre 0,002 *mm* e 0,06 *mm*;
- c) Areia: Solo não coesivo e não plástico formado por minerais ou partículas de rochas com diâmetros compreendidos entre 0,06 *mm* e 2,0 *mm*, intervalo esse que se subdivide e classifica a areia em fina, média ou grossa;
- d) Pedregulho: Solos formados por minerais ou partículas de rocha, com diâmetro compreendido entre 2,0 *mm* e 60 *mm*. Quando arredondados ou semi-arredondados, são denominados cascalho ou seixo.

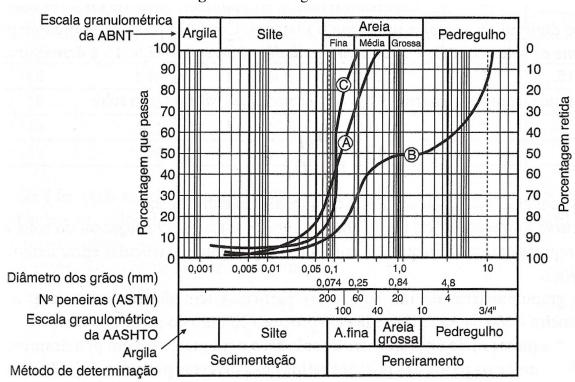


Figura 1 – Curva granulométrica

Fonte: Caputo e Caputo (2022, p. 21)

3.1.2 Limites de Atterberg

De acordo com Pinto (2019), os limites de Atterberg ou limites de consistência são métodos avaliativos para o comportamento dos materiais argilosos (finos) quando possuem determinado teor de umidade em seu volume. Para isso, são realizados ensaios que consistem na coleta de dados e análise gráfica.

Esquematizado na Figura 2, os estados físicos do solo são delimitados pelos Limite de Liquidez (LL), Limite de Plasticidade (LP) e Limite de Contração (LC).

ESTADO LIMITES

W líquido LL

plástico IP

quebradiço

quebradiço,
volume constante

Figura 2 – Variação da consistência dos solos com a umidade

Fonte: Adaptado de Pinto (2019, p. 62)

O Limite de Liquidez (LL) é definido por Pinto (2019) como o teor de umidade do solo no qual uma ranhura, criada na sua superfície modulada em concha, exige 25 golpes para ser completamente preenchida e fechada (procedimento realizado com o aparelho de Casagrande). Segundo Caputo e Caputo (2022, p. 62), "nesse estado, o material perde sua capacidade de fluir, porém pode ser moldado facilmente e conservar sua forma."

Após gradativa perda de umidade, o material vai se tornando cada vez mais plástico, até atingir um ponto em que o solo não possui mais trabalhabilidade, se desmanchando. Este ponto é considerado o Limite de Plasticidade (LP) e, de acordo com Pinto (2019, p. 62), "o LP é adotado como o menor teor de umidade com o qual se consegue moldar um cilindro com 3 *mm* de diâmetro."

Após permanência na perda de umidade, o material encontra-se atravessando o Limite de Contração (LC), o qual indica a umidade correspondente ao volume de água necessário para preencher os vazios do solo quando seco ao ar, ou seja, é teor de umidade a partir do qual o solo não mais se contrai, não obstante continue perdendo peso.

Por fim, a diferença entre o Limite de Liquidez e o Limite de Contração é denominada

Índice de Plasticidade (IP). De acordo com Pinto (2019, p. 62), "este índice, juntamente com o LL, são os índices considerados nos sistemas de classificação dos solos". Caputo e Caputo (2022) explicam que ele estabelece a faixa na qual o terreno está em estado plástico e, sendo máximo para solos argilosos e nulo para solos arenosos, fornece um indicador para avaliar a predominância de argila em um solo; portanto, quanto maior for o IP, maior será a plasticidade do solo.

3.1.3 Sistemas de classificação do solo

A partir da definição da base do material, torna-se relevante uma caracterização mais específica da amostra de solo investigada, para que se tenha dados dos diversos tipos de materiais em diferentes situações.

Dessa forma, Pinto (2019) explica que, para os solos granulares (areias e pedregulhos), faz-se importante adquirir dados a respeito das propriedades de: compacidade, pois determina o estado natural em que se encontra o solo, podendo ser definida em muito fofa, fofa, compacidade média, compactas e muito compactas, e de grau de uniformidade, pois analisa o preenchimento dos vazios entre partículas do solo, dividindo-o em bem graduados ou mal graduados.

Por outro lado, de acordo com Caputo e Caputo (2022), os solos finos (argila e silte), devem possuir informações complementares relevantes as suas aplicações, são elas: a plasticidade, a qual divide os solos como fracamente plásticos, medianamente plásticos e altamente plásticos; a consistência, dividindo-os em muito moles, moles, médios, rijos, muito rijos e duros, e a compressibilidade, determinando se os solos são de baixa ou alta compressibilidade.

Com isso, segundo Caputo e Caputo (2022) e Pinto (2019), um dos principais sistemas de classificação dos solos foi criado, o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS).

Idealizado por Casagrande, em 1948 e revisado em 1952 pelo Corpo de Engenheiros, esse sistema divide o solo em três grandes grupos, os solos granulares, os solos finos e as turfas (solos orgânicos), e, a partir deles, faz as devidas combinações e subdivisões que ficarão interligadas a informações pertinentes ao material, conforme apontado por Pinto (2019).

Por tratar-se de um sistema formulado no exterior, os símbolos representam uma combinação de letras iniciais de palavras estrangeiras, são elas: G de *gravel* (pedregulho); S de *sand* (areia); C de *clay* (argila); W de *well graded* (bem graduado); P de *poorly graded* (mal graduado); M da palavra sueca *mo*, refere-se ao silte; O de *organic* (orgânico); L de *low* (baixa); H de *high* (alta) e Pt de *peat* (turfa).

Na Tabela 2, faz-se possível analisar um resumo da classificação proposta.

Tabela 2 – Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS)

Classificação geral	Tipos principais	Classificação (símbolo)		
Solos grossos	Pedregulhos ou solos pedregulhosos	Pedregulho bem graduado (GW) Pedregulho mal graduado (GP) Pedregulho siltoso (GM) Pedregulho argiloso (GC)		
(Menos que 50% passando na # 200)	Areias ou solos arenosos	Areia bem graduada (SW) Areia mal graduada (SP) Areia siltosa (SM) Areia argilosa (SC)		
Solos finos	G:14	Baixa compressibilidade (LL < 50) Silte de baixa compressibilidade (ML) Argila de baixa compressibilidade (CL) Orgânico de baixa compressibilidade (OL)		
(Mais de 50% passando na # 200)	Siltosos ou argilosos	Alta compressibilidade (LL > 50) Silte de alta compressibilidade (ML) Argila de alta compressibilidade (CL) Orgânico de alta compressibilidade (OL)		
Solos altamente orgânicos	Turfas	(Pt)		

Fonte: Adaptado de Caputo e Caputo (2022, p. 73)

3.2 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

Conforme afirmado por Quaresma *et al.* (2019, p. 121), "a elaboração de projetos geotécnicos e de fundações exige um conhecimento aprofundado dos solos". Com isso, as investigações geotécnicas englobam uma variedade de procedimentos voltados para o reconhecimento das características e propriedades do subsolo. Essa abordagem diagnóstica contribui significativamente para uma análise precisa do comportamento que a infraestrutura terá após a aplicação das cargas de uma edificação e, como resultado, permite que o projetista tome decisões mais embasadas na busca pela solução mais adequada para diferentes tipos de construções.

Sabendo disso, Quaresma *et al.* (2019) destaca que os métodos investigativos possuem duas vertentes, as investigações locais, mais utilizadas no contexto brasileiro, e as investigações laboratoriais. Ambas têm como objetivo determinar parâmetros relacionados à resistência, à deformabilidade e à permeabilidade dos solos. No entanto, é importante observar que, em casos, os ensaios locais também fornecem informações sobre a estratigrafia local, enquanto os ensaios laboratoriais oferecem uma classificação dos solos mais precisa.

Segundo a NBR 6122 da ABNT (2019, p. 10), utilizada no direcionamento dos projetos e

execuções de fundações, "para qualquer edificação deve ser feita uma campanha de investigação geotécnica preliminar, constituída no mínimo por sondagens a percussão (com SPT) [...]". No entanto, Yazigi (2021) aponta que existem casos onde a necessidade da realização de investigações complementares será evidenciada, principalmente, quando forem constatadas divergências entre as condições reais locais e as indicações fornecidas pelos ensaios realizados previamente, ou pela aparição de peculiaridades do subsolo, do projeto e, em casos, de ambos.

3.2.1 Investigação preliminar - Sondagem a percussão (SPT)

De acordo com Quaresma *et al.* (2019, p. 121), "o SPT é o ensaio mais executado no Brasil". Isso se dá, principalmente, pela gama de informações relevantes para o projeto e execução de uma fundação, necessitados de um investimento relativamente baixo e uma execução de procedimento pouco complexo.

Yazigi (2021) define que a sondagem de simples reconhecimento a percussão oferece resultados referentes: ao tipo de solo e a distribuição das camadas, a partir da retirada de uma amostra deformada a cada metro; à resistência, oferecida pelo solo durante a cravação do amostrador a cada metro perfurado, e à posição do nível d'água, quando encontrados durante a escavação.

A fim de garantir uma maior efetividade na sua realização, a NBR 6484 da ABNT (2020) faz as devidas recomendações para a execução adequada do ensaio, orientando o operador nas questões relacionadas à metodologia utilizada e aos critérios de paralisação.

3.2.1.1 Quantidade e locação de furos

Embora a NBR 6484 da ABNT (2020) não faça citações referentes à quantidade mínima de sondagens e, para o posicionamento, oriente apenas a referência de nível (RN) dos furos, deixando ambos os critérios a cargo do contratante, faz-se pertinente a recomendação de um número suficiente para o fornecimento de dados que exibam possíveis variações das camadas do terreno. Além disso, para a locação, torna-se interessante fazê-la de forma dispersiva, evitando alinhamentos, na tentativa de captar possíveis diferenças nas camadas do subsolo.

Segundo Milititsky, Consoli e Schnaid (2015), a falta de um número adequado de sondagens em áreas extensas ou com subsolos variados, que, por vezes, abrangem diferentes unidades geotécnicas, juntamente com posicionamento inadequado dessas investigações, frequentemente, resulta em problemas de projetos em andamento devido à extrapolação indevida de informações.

Dessa forma, a Figura 3 retrata os riscos de uma investigação de quantidade insuficiente e mal posicionada.

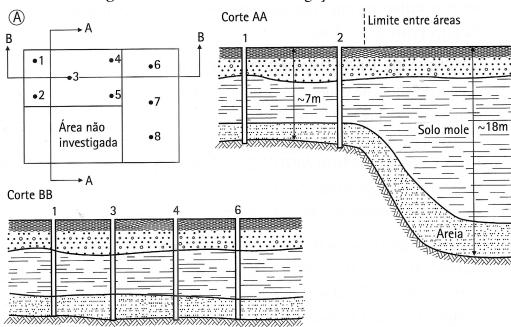


Figura 3 – Riscos de uma investigação insuficiente

Fonte: Milititsky, Consoli e Schnaid (2015, p. 30)

3.2.1.2 Critérios de paralisação

Segundo a NBR 6484 da ABNT (2020), os critérios de paralisação do procedimento são responsabilidade técnica do contratante e devem ser definidos de acordo com as necessidades específicas do projeto.

Quando não houver o fornecimento de um critério de paralisação por parte do contratante, a ABNT (2020, item 5.2.4.2) faz as seguintes considerações:

- Avanço da sondagem até a profundidade na qual tenham sido obtidos 10 m de resultados consecutivos indicando N_{SPT} iguais ou superiores a 25 golpes;
- Avanço da sondagem até a profundidade na qual tenham sido obtidos 8 m de resultados consecutivos indicando N_{SPT} iguais ou superiores a 30 golpes;
- Avanço da sondagem até a profundidade na qual tenham sido obtidos 6 *m* de resultados consecutivos indicando *N_{SPT}* iguais ou superiores a 35 golpes;

Em contrapartida, Quaresma *et al.* (2019, p. 123) aponta que "a resitência dos solos, o tipo de obra e características do projeto podem exigir sondagens mais profundas ou critérios mais rígidos de paralisação", ou seja, os casos devem ser analisados de forma mais personalizada possível.

Por fim, torna-se interessante levar a sondagem a profundidades que possam diagnosticar todas as camadas impróprias ou questionáveis como apoio de fundações, para que a investigação seja mais assertiva possível.

3.2.1.3 Método de ensaio

Para a realização do método de ensaio, utiliza-se as recomendações da NBR 6484 da ABNT (2020). Nela, são descritos os equipamentos utilizados, o procedimento e as orientações para possíveis intercorrências, sendo extremamente relevante para o sucesso da operação.

Com isso, a sondagem a percussão (SPT), conforme apontado na ABNT (2020) e exposto por Yazigi (2021, p. 6), "[...] é realizada com um amostrador cravado por meio de golpes à penetração de cada 15 *cm* da camada investigada, além da observação das características do solo trazido no amostrador."

Baseado em Quaresma *et al.* (2019), isso se dá a partir do posicionamento de uma torre (tripé) cujo topo possui um conjunto de roldanas que auxiliam no manuseio da composição de hastes e levantamento do "martelo". Após isso, com o auxílio de uma cavadeira, perfura-se até um metro de profundidade, recolhendo uma amostra representativa e a dando o nome de amostra zero. Posteriormente, em uma das extremidades de uma composição de hastes de 1", conecta-se o amostrador padrão, que possui diâmetros interno e externo de 1 3/8" e 2", respectivamente.

Uma vez posicionado no fundo do furo aberto com a cavadeira, procede-se à elevação do "martelo" com o auxílio de uma corda e das roldanas mencionadas. Ele, então, é então solto em queda livre, repetindo-se este processo até que o amostrador padrão penetre 45 cm no solo. É importante observar e contar o número de quedas necessárias do "martelo" para cravar cada segmento de 15 cm do total de 45 cm. O processo se repete até a profundidade adequada, conforme apontado por Quaresma et al. (2019).

Por fim, Yazigi (2021) diz que a soma do número de golpes necessários para a penetração dos últimos 30 cm do amostrador é denominada como N_{SPT} , a classificação do material é feita pela retirada de amostras ao final de cada ciclo de penetração, que passam por uma análise tátil-visual ou de laboratório, e a determinação do nível do lençol freático pela observação da umidade durante o procedimento.

A Figura 4 ilustra todas as ferramentas utilizadas no ensaio.

CORDA

TRIPÉ

Peso
55 kg

MOTOR

HASTE

FURO DE 2 1/2"

BARRILETE

Figura 4 – Equipamento para ensaio de percussão e medição do SPT de subsolo.

Fonte: Pereira (2018)

3.2.1.4 Resultados

Após a realização do ensaio e medição dos parâmetros, faz-se necessário identificar os dados obtidos que serão utilizados na elaboração de projetos e soluções de engenharia. Com isso, segundo Yazigi (2021, p. 6),

O relatório final traz a planta de locação, a situação e a referência de nível (RN) dos furos, a descrição das camadas de solo, o índice de resistência à penetração (N_{SPT}), o gráfico de resistência x profundidade, a classificação macroscópica das camadas, a profundidade e o limite da sondagem a percussão por furo e, ainda, a existência ou não de lençol freático e o nível inicial depois de 24 horas.

Esses dados têm uma importância crucial no desenvolvimento do tipo de fundação, para as situações de elaboração de projetos, ou no mapeamento e estudo de viabilidade em avaliações prévias de compras de terrenos.

Além deles, de acordo com a NBR 6484 da ABNT (2020), os relatórios devem constar com informações relacionadas às pessoas ou empresas envolvidas, à localização e natureza da obra, ao valor total de profundidade, entre outros dados identificativos.

De todas as características citadas, destaca-se o índice de resistência à penetração (N_{SPT}), visto que o seu valor é utilizado diretamente em um dos métodos de dimensionamento da fundação e pode ser parâmetro para o estado de compacidade e consistência dos solos (Tabela 3).

Índice de resistência à penetração Solo Designação¹ < 4 Fofa(o) 5 a 8 Pouco compacta(o) Areias e siltes 9 a 18 Medianamento compacta(o) arenosos 19 a 40 Compacta(o) > 40 Muito compacta(o) ≤ 2 Muito mole Mole 3 a 5 6 a 10 Argilas e siltes Média(o) argilosos 11 a 19 Rija(o) 20 a 30 Muito rija(o)

Tabela 3 – Estados de compacidade e de consistência dos solos

Dura(o)

> 30

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

3.2.1.5 Custo

Os custos de uma sondagem SPT podem variar significativamente dependendo de vários fatores, incluindo o local da obra, a profundidade da sondagem e a complexidade do terreno. No entanto, após contato com uma empresa da cidade de João Pessoa, acesso ao ORSE (2023), e ao portal da ABEF (2023), fez-se possível chegar ao valor médio descrito na Tabela 4.

Tabela 4 – Custo médio de um ensaio SPT

Fonte	Custo unitário / metro de profundidade		
Empresa X (PB)	R\$ 130,00		
ORSE (SE) - (Set/2023)	R\$ 140,97		
ABEF (2023)	R\$ 200,00		
Custo médio	R\$ 156,99		

Fonte: Acervo do autor (2023)

¹ As expressões empregadas para a designação da compacidade das areias (fofa, compacta etc.) são referências à deformabilidade e à resistência destes solos, sob o ponto de vista das fundações, e não podem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compacidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na mecânica dos solos.

3.2.2 Investigações complementares

Segundo a NBR 6122 da ABNT (2019), alguns exemplos de investigações geotécnicas complementares de campo mais usuais no Brasil e outros disponíveis são: os poços, as trincheiras, a sondagem a percussão com torque (SPT-T), os ensaios de cone (CPT) e de Piezocone (CPTU), o ensaio de palheta (*vane test*), o ensaio de carregamento de placa, o ensaio pressiométrico, o ensaio dilatométrico, o ensaio sísmico, o ensaio de permeabilidade e o ensaio de perda d'água em rocha.

De acordo com Quaresma *et al.* (2019), os poços e as trincheiras são cavidades criadas com o propósito de acessar e possibilitar a observação direta do subsolo ou a coleta de amostras indeformadas. Os poços são perfurações verticais, com dimensões mínimas que permitem o acesso de um observador para a descrição das camadas de solo e rocha, bem como, para a coleta de amostras. Por sua vez, as trincheiras são perfurações rasas, mas de extensão horizontal.

A sondagem a percussão com torque (SPT-T) permite o registro do momento de torção entre o amostrador e o solo, sendo utilizado para a análise do atrito lateral entre o solo e o amostrador (ABNT, 2019).

O ensaio de cone (CPT) trata-se da técnica de cravação contínua de uma ponteira composta por um cone e uma luva de atrito. Esse ensaio é usado na determinação da estratigrafia do solo e pode fornecer informações relevantes para a classificação do tipo de solo. Por outro lado, o ensaio de Piezocone (CPTU) possibilita a medição da poropressão gerada durante o processo de cravação e, quando aplicável, o acompanhamento da sua dissipação (ABNT, 2019).

O ensaio de palheta consegue determinar a resistência ao cisalhamento, não drenada, de solos moles. Seus resultados são influenciados pelo atrito no equipamento, pelas características da palheta e pela velocidade de rotação (ABNT, 2019).

O ensaio de carregamento de placa consiste na aplicação de uma carga direta sobre o terreno, objetivando a caracterização da deformidade e resistência do solo sob carregamentos de fundações rasas (ABNT, 2019).

O ensaio pressiométrico envolve a expansão de uma sonda cilíndrica no interior do terreno, a profundidades pré-determinadas. Ele possibilita a obtenção de informações sobre as propriedades de resistência e as relações tensão-deformação do material do solo (ABNT, 2019).

O ensaio dilatométrico envolve a inserção de uma lâmina com um diafragma no solo, onde o diafragma é pressionado contra o solo por meio da aplicação de pressão de gás. Esse ensaio é útil para determinar a estratigrafia do solo e pode fornecer informações relevantes para

a classificação do tipo de solo (ABNT, 2019).

Os ensaios sísmicos são conduzidos a profundidades pré-estabelecidas e fornecem informações sobre a velocidade de propagação da onda cisalhante no solo. Com base nesses dados, é possível estimar o módulo de elasticidade transversal inicial do solo (ABNT, 2019).

Os ensaios de permeabilidade possibilitam a avaliação do coeficiente de permeabilidade *in situ* do solo (ABNT, 2019).

O ensaio de perda d'água em rocha fornece informações sobre a capacidade de condução de água no maciço rochoso e oferece indicações sobre o fraturamento da rocha (ABNT, 2019).

3.3 FUNDAÇÕES

De acordo com Magalhães, Segre e Urban (2020, p. 2), "fundações são elementos estruturais responsáveis por transferir carregamentos de uma superestrutura aos solos". Portanto, devem existir precauções específicas para a determinação dos parâmetros construtivos destes elementos, visando à segurança da edificação, à efetividade do elemento estrutural e à economia da sua aplicação, indispensavelmente.

Dito isso, existem dois tipos de fundações a serem exploradas nos empreendimentos construtivos, são elas: as fundações rasas (ou diretas) e as fundações profundas (ou indiretas). Além do nível em que essas estruturas trabalham, seus comportamentos em relação à dissipação das cargas são suas principais características, tendo em vista que transmitem todo o carregamento da edificação em solos de diferentes propriedades.

3.3.1 Fundações rasas

Segundo a NBR 6122 da ABNT (2019, p. 5), as fundações rasas consistem em um "elemento de fundação cuja base está assentada em profundidade inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação, recebendo aí tensões distribuídas que equilibram a carga aplicada [...]". Com isso, são empregadas sempre que a resistência para assentamento puder ser obtida no solo superficial do terreno.

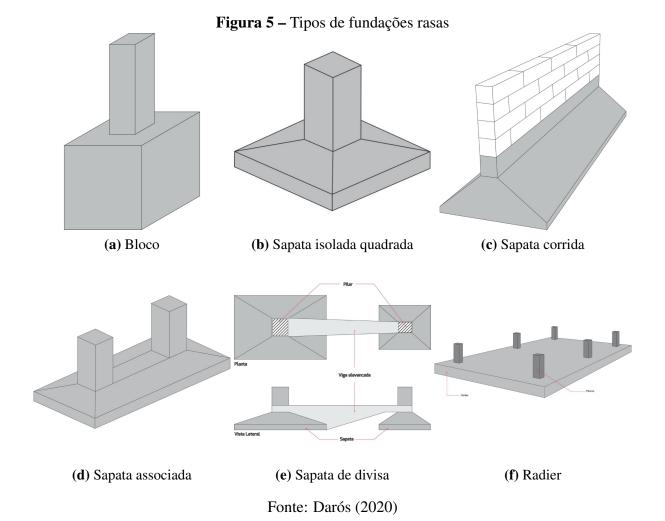
Em decorrência da grande quantidade de soluções encontradas ao longo da evolução do processo construtivo, atualmente, existem diversos tipos de fundações rasas (Figura 5), dentre elas, as principais são: os blocos, as sapatas (e suas derivações) e os *radiers*.

De acordo com a Yazigi (2021), os blocos são componentes de uma fundação rasa de concreto que são projetados de tal forma que as tensões de tração que surgem neles podem ser

suportadas pelo próprio concreto, dispensando a necessidade de armadura. Teixeira e Godoy (2019) complementam que "normalmente, os blocos assumem forma de um bloco escalonado, ou pedestal, ou de um tronco de cone".

Por sua vez, as sapatas são elementos de fundação rasa de concreto armado, que resistem principalmente por flexão. Teixeira e Godoy (2019) explicam que as sapatas podem assumir praticamente qualquer forma em planta, sendo as mais frequentes as sapatas isoladas quadradas (L=B) e retangulares $(L \le 5B)$, as sapatas corridas (L <<<< B), as sapatas associadas, quando dois pilares estão muito próximos e são apoiados na mesma fundação, e as sapatas de divisa, quando estão posicionadas nos limites do terreno e precisam do reforço de uma viga alavanca.

Por fim, os *radiers* são elementos de fundação rasa dotados de rigidez para receber e distribuir mais do que 70% das cargas da estrutura. Ademais, são definidos por Yazigi (2021, p. 196) como "uma sapata associada que abrange todos os pilares da obra ou carregamentos distribuídos". Esse tipo de fundação direta, no entanto, torna-se oneroso em decorrência da grande quantidade de concreto que nele é utilizado, como apontam Teixeira e Godoy (2019).



3.3.1.1 Tensão admissível do solo (σ_a)

Ao iniciar um projeto de fundações, o projetista necessita dos dados base a respeito do terreno no qual os elementos estruturais serão inseridos. Dentre eles, encontra-se a resistência do solo, a qual é, comumentemente, conhecida como tensão admissível do solo (σ_a).

Dessa forma, segundo Teixeira e Godoy (2019, p. 232), "a tensão admissível do solo (σ_a) será sempre fixada levando-se em conta dois critérios que norteiam um projeto de fundação, o de segurança à ruptura e o de recalques admissíveis". Com isso, o primeiro visa à prevenção de uma perda total do elemento estrutural (estado limite último - ELU), sendo necessária a aplicação de um coeficiente de segurança adequado ao valor de tensão de ruptura do solo (σ_f). O outro, por sua vez, visa à adoção de uma tensão que conduza a fundação aos recalques admissíveis para a infraestrutura (estado limite de serviço - ELS).

Por sua vez, o cálculo da tensão admissível do solo a partir do estado limite último (ELU) é determinado pela interpretação de um ou mais métodos citados no item 7.3 da NBR 6122 da ABNT (2019): o método teórico, o método semiempírico e a prova de carga sobre placa.

Conforme explicado por Teixeira e Godoy (2019), define-se o método teórico como aquele em que uma fórmula de capacidade de carga é aplicada para estimar um valor de tensão de ruptura do solo de apoio (σ_f) , minorando-o com a inserção de um fator de segurança $(F \ge 3)$ e, enfim, encontrando um valor de a tensão admissível para o solo (σ_a) . Esta relação está representada na Equação 3.2.

No entanto, a ABNT (2019) especifica que, para a utilização de alguma equação de capacidade de carga, há a necessidade de uma contemplação de todas as particularidades do projeto, visando a uma maior aproximação da situação real com a solução de projeto. Além disso, entende-se que, mesmo em posse dos dados dos parâmetros do solo, o método possui imprecisão inerente às fórmulas de capacidade de carga.

$$\sigma_a = \frac{\sigma_f}{F} \tag{3.2}$$

Onde, segundo Décourt, Albieiro e Cintra (2019, p. 264), Terzaghi encontrou uma forma de calcular esse valor de σ_f , dada através da Equação 3.3.

$$\sigma_f = S_c \cdot c \cdot N_c + S_q \cdot \gamma \cdot D \cdot N_q + 1/2 \cdot S_\gamma \cdot N_\gamma \tag{3.3}$$

Cujos valores de S_c , S_q e S_γ são fatores de correção para fundações circulares ou quadradas (Tabela 5); N_c , N_q e N_γ são coeficientes adimensionais de capacidade de carga, em função do ângulo de atrito (ϕ) (Tabela 6); c é a coesão; γ é o peso específico do solo e D é a profundidade da base da sapata.

Tabela 5 – Fatores de capacidade de carga

Forma da sapata	Sc	Sq	Sγ	
Corrida	1,0	1,0	1,0	
Retangular	1 + (B/L)(Nq/Nc)	$1 + (B/L)tg\phi$	1 - 0,4(B/L)	
Quadrada/circular	1 + (Nq/Nc)	$1 + tg\phi$	0,6	

Fonte: Adaptado de Falconi, Niyama e Orlando (2019, p. 216)

Tabela 6 – Fatores de carga

φ	Nc	Nq	Νγ	φ	Nc	Nq	Νγ
0	5,14	1,00	0,00	25,00	20,72	10,66	10,88
5	6,49	1,57	0,45	30,00	30,14	18,40	22,40
10	8,35	2,47	1,22	35,00	46,12	33,30	48,03
15	10,98	3,94	2,65	40,00	75,31	64,20	109,41
20	14,83	6,40	5,39	45,00	133,88	134,88	271,76

Fonte: Adaptado de Falconi, Niyama e Orlando (2019, p. 216)

Segundo Teixeira e Godoy (2019), o método semiempírico, por sua vez, é aquele em que são relacionados os resultados das investigações geotécnicas (tais como o SPT) com tensões admissíveis (σ_a), ou tensões resistentes de projeto, e consiste na estimativa de parâmetros (resistência e compressividade) feitos com base no índice de resistência à penetração (N_{SPT}), dentre outros.

De acordo com Teixeira e Godoy (2019), o método mais usado na prática é o baseado no ensaio SPT e, a partir dele, estima-se a tensão admissível (σ_a) com uso da Equação 3.4.

$$\sigma_a = \frac{\overline{N}_{SPT}}{5} (MPa) \tag{3.4}$$

Teixeira e Godoy (2019, p. 237) dizem que " $[\overline{N}_{SPT}]$ é o valor médio representativo da camada de apoio, estimado dentro da profundidade do bulbo de tensões das sapatas ($\sim 1,5B$)". Este valor calculado, no entanto, apenas é válido para solos no intervalo $5 \le N_{SPT} \le 20$. Isso se dá, pois não há a intenção de permitir o emprego de fundações rasas quando o solo for mole ou fofo ($N_{SPT} < 5$). Além disso, para limitar a tensão admissível máxima ao valor de 0,4 MPa.

Por fim, "o emprego da Equação 3.4 pressupõe que abaixo da cota de apoio das sapatas, não ocorram solos de características inferiores às da camada de suporte [...]", como dito por Teixeira e Godoy (2019, p. 237). No entanto, caso venha a ocorrer essa situação, deve-se verificar se a propagação das tensões advindas da sapata no topo da superfície de apoio são compatíveis com os solos menos resistentes.

Teixeira e Godoy (2019) explicam que o método da prova de carga sobre placa, no que lhe concerne, é um ensaio de investigação complementar realizado na camada onde as cargas serão aplicadas, conforme apontado na subseção 3.2.2, e é executado até que se atinja a ruptura do solo ou, caso isso não ocorra, até que se alcance o dobro da tensão admissível presumida para o solo, ou um recalque excessivo. Ademais, a execução do método varia de acordo com o tipo de solo encontrado no terreno.

Dessa forma, são encontrados os valores referentes a grandeza fundamental para o dimensionamento das fundações e das tensões suportadas pelo solo, para um funcionamento adequado do sistema.

3.3.2 Fundações profundas

A NBR 6122 da ABNT (2019, p. 5), define as fundações profundas como "elemento de fundação que transmite carga ao terreno ou pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por combinação das duas [...]". Somado a isso, caracteriza-as de acordo com a profundidade de apoio da sua ponta ou base, a qual deve ser superior a oito vezes a sua menor dimensão em planta e no mínimo três metros.

Dito isso, existem dois tipos principais de fundações profundas no cotidiano de obra brasileiro, são eles, as estacas e os tubulões, ambos assentados sob um bloco de coroamento, o qual tem função de distribuir o carregamento advindo do pilar igualmente entre as estacas.

Décourt, Albieiro e Cintra (2019) explicam que as estacas podem ser escavadas (moldadas *in loco*), como é o caso da estaca hélice contínua e da estaca raiz, ou de deslocamento (prémoldadas), como as estacas Franki, as estacas metálicas e as estacas de concreto pré-moldadas, ou, por fim, mistas, utilizando os dois segmentos de materiais (Figura 6).

A estaca hélice contínua monitorada é uma técnica de construção de estacas que envolve a introdução de um trado helicoidal contínuo no solo, enquanto o concreto é injetado através do centro do trado. Esse processo ocorre simultaneamente à retirada do trado do solo. Após a concretagem da estaca, as armaduras são inseridas. Essa abordagem permite um controle mais

preciso e monitoramento do processo de criação da estaca (ABNT, 2019).

A estaca raiz é reforçada com armadura de aço e preenchida com cimento e areia. Sua instalação é feita por perfuração rotativa ou rotopercussiva e sua estrutura imersa no solo é totalmente revestida com tubos metálicos recuperáveis (ABNT, 2019).

A estaca Franki é criada através do processo de um cravação, que envolve a aplicação de sucessivos golpes de um pilão em um tubo. Este tubo tem sua extremidade inferior fechada por uma bucha seca, que é composta por uma mistura de pedra e areia. Antes de ser usada, essa bucha seca é previamente fixada na parte inferior do tubo por meio de atrito. É importante notar que esta estaca possui uma base alargada e utiliza armadura em sua estrutura (ABNT, 2019).

As estacas metálicas são constituídas de perfis metálicos produzidos em fábrica cravados no solo, podendo ser laminados ou soldados, simples ou múltiplos, tubos de chapa dobrada ou calandrada, tubos com ou sem costura e trilhos (ABNT, 2019).

As estacas pré-moldadas de concreto são formadas por segmentos pré-fabricados de concreto e são instaladas no solo através de golpes gerados por marteletes de gravidade, explosivos, martelos hidráulicos ou martelos vibratórios (ABNT, 2019).

Por fim, os tubulões são elementos de fundação profunda que, na fase final da escavação, requer-se intervenção manual, a fim de ser realizado o alargamento da base ou, no mínimo, a limpeza do fundo da escavação. Isso ocorre devido ao fato de que, nesse tipo de fundação, a maior parte das cargas é sustentada predominantemente pela ponta (ABNT, 2019).

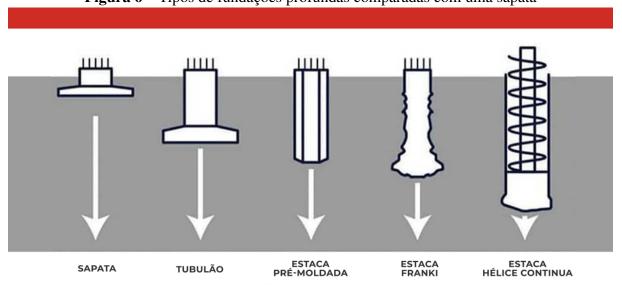


Figura 6 – Tipos de fundações profundas comparadas com uma sapata

Fonte: Cerâmica Constrular (2020)

3.3.2.1 Capacidade de carga de estaca (Q_u)

Segundo, Décourt, Albieiro e Cintra (2019), uma estaca submetida a um carregamento vertical irá resistir a essa solicitação através da resistência ao cisalhamento gerada ao longo do seu fuste e parcialmente pelas tensões normais geradas na sua ponta. Dito isso, a capacidade de carga de uma estaca (Q_u) é definida como a soma das maiores cargas presentes no fuste (Q_s) e na ponta (Q_p), conforme demonstrado na Equação 3.5.

$$Q_u = Q_s + Q_p = q_s \cdot A_s + q_p \cdot A_p \tag{3.5}$$

Onde, A_s e A_p são as áreas de fuste e ponta, respectivamente e q_s e q_p as tensões nesses respectivos locais.

A partir disso, essa grandeza pode ser avaliada por processos diretos (mais utilizados), onde os valores de q_s e q_p são determinados através de correlações empíricas ou semi-empíricas, ou por processos indiretos (uso restrito), sob uso de formulações teóricas de acordo com o tipo de solo presente no terreno, como dito por Décourt, Albieiro e Cintra (2019).

Com isso, a fim de serem feitas as análises iniciais, utiliza-se uma estaca padrão (ou de referência) de deslocamento, de concreto armado e de seção circular, para, posteriormente, serem aplicados coeficientes adequados aos diversos tipos de estaca.

Portanto, os dois métodos diretos mais utilizados são o Aoki e Velloso (1975) e o Décourt e Quaresma (1978).

De acordo com Décourt, Albieiro e Cintra (2019), no método de Aoki e Velloso (1975), "tanto a tensão-limite de ruptura de ponta (q_p) , quanto a de atrito lateral (q_s) são avaliados em função da tensão de ponta (q_c) do ensaio de penetração do cone CPT". E, para que haja uma parametrização dos valores obtidos com o cone para as estacas, são aplicados coeficientes F_1 e F_2 às tensões de ponta (q_c) .

Para a estaca padrão, $F_1=1,75$ e $F_2=3,5$, com isso, obtém-se a Equação 3.6 e a Equação 3.7.

$$q_p = \frac{q_c}{F_1} = \frac{q_c}{1.75} \tag{3.6}$$

$$q_s = \frac{\alpha \cdot q_c}{F_2} = \frac{\alpha \cdot q_c}{1,75} \tag{3.7}$$

O valor de α (%) é definido por Décourt, Albieiro e Cintra (2019) como um coeficiente aplicado para correlacionar o atrito local do cone utilizado no ensaio com a tensão de ponta (q_c). Seus valores estão na Tabela 7.

Além disso, de acordo com Décourt, Albieiro e Cintra (2019, p. 271), "a maior dificuldade para a correta aplicação desse método é a necessidade da perfeita caracterização do tipo de solo envolvido, o que na prática é quase impossível de se conseguir."

Por fim, destaca-se que, na ausência do ensaio CPT, encontra-se o valor da tensão de ponta a partir dos dados da investigação preliminar SPT, segundo a relação expressa na Equação 3.8.

$$q_c = K \cdot N_{SPT} \tag{3.8}$$

O valor de *K* está descrito na Tabela 7 e está diretamente relacionado ao tipo de solo.

Tabela 7 – Coeficientes $K \in \alpha$

Tabela 7 – Coefferen		
Tipo de solo	k kgf/cm²	α (%)
Areia	10,0	1,4
Areia siltosa	8,0	2,0
Areia silto-argilosa	7,0	2,4
Areia argilosa	6,0	3,0
Areia argilo siltosa	5,0	2,8
Silte	4,0	3,0
Silte arenoso	5,5	2,2
Silte areno-argiloso	4,5	2,8
Silte argiloso	2,3	3,4
Silte argilo-arenoso	2,5	3,0
Argila	2,0	6,0
Argila arenosa	3,5	2,4
Argila areno-siltosa	3,0	2,8
Argila siltosa	2,2	4,0
Argila silto-arenosa	3,3	3,0

Fonte: Adaptado de Décourt, Albieiro e Cintra (2019, p. 271)

Por sua vez, o método de Décourt e Quaresma (1978), segundo Décourt, Albieiro e Cintra (2019), baseia-se na avaliação da capacidade de cargas com base nos valores de N_{SPT} adquiridos com o ensaio SPT. Para isso, utiliza-se um coeficiente parametrizador em função do tipo de solo (K) (Tabela 8) no valor de N_{SPT} , a fim de identificar a tensão de ruptura de ponta da estaca (q_p).

Para a estaca padrão tem-se a Equação 3.9.

$$Q_u = q_p \cdot A_p + q_s \cdot A_s \tag{3.9}$$

Onde, a tensão de ruptura de ponta (q_p) e o do atrito lateral unitário (q_s) são dados pela Equação 3.10 e pela Equação 3.11, respectivamente.

$$q_p = K \cdot N_{SPT} \tag{3.10}$$

$$q_s = \frac{N_{SPT}}{3} + 1 \ (tf/m^2) \tag{3.11}$$

Tabela 8 – Valores do coeficiente *K* em função do tipo de solo

Tipo de solo	K (tf/m²)
Argila	12
Silte argiloso (solo residual)	20
Silte arenoso (solo residual)	25
Areia	40

Fonte: Adaptado de Décourt, Albieiro e Cintra (2019, p. 271)

De acordo com Décourt, Albieiro e Cintra (2019), para utilização do método de Décourt e Quaresma (1978) em outros tipos de estaca, aplicam-se coeficientes de ponderação α e β nas tensões de ruptura de ponta (q_p) e no atrito lateral unitário (q_s), respectivamente, adquirindo-se a Equação 3.12 e a Equação 3.13.

$$Q_{u} = \alpha \cdot q_{p} \cdot A_{p} + \beta \cdot q_{s} \cdot A_{s} \tag{3.12}$$

$$Q_u = \alpha \cdot K \cdot N_p \cdot A_p + \beta \cdot (\frac{N_s}{3} + 1)$$
 (3.13)

Onde, segundo Soares (2021), o valor de N_s é definido como a média aritmética do N_{SPT} ao longo do comprimento da estaca, tomando-se o valor de 3,0 para um N_{SPT} menor que 3,0, e o N_p como a média aritmética dos valores de N_{SPT} na ponta da estaca com os, imediatamente, acima e abaixo.

A Tabela 9 apresenta os coeficientes α e β para os diversos tipos de estaca.

Tabela 9 – Valores dos coeficientes α e β em função do tipo de estaca e do tipo do solo

						Tipo de	e estaca					
Tipo de solo		ada em ral		vada onita)	Hé cont	lice ínua	Ôm	iega	Ra	níz		da sob ressões
	α	β	α	β	α	β	α	β	α	β	α	β
Argilas	0,85	0,80	0,85	0,90*	0,30*	1,0*	-	1,0*	0,85*	1,5*	1,0*	3,0*
Solos Intermediários	0,60	0,65	0,60	0,75*	0,30*	1,0*	-	1,0*	0,60*	1,5*	1,0*	3,0*
Areias	0,50	0,50	0,50	0,60*	0,30* 1,0*		-	1,0*	0,50*	1,5*	1,0*	3,0*
* valores orientativos diar	ite do red	uzido nú	mero de o	dados dis	poníveis	-		-		-		

Fonte: Adaptado de Décourt, Albieiro e Cintra (2019, p. 272)

Dessa forma, são feitos os dimensionamentos iniciais para esse tipo de fundação profunda e as tensões que eles devem suportar para um funcionamento correto.

3.3.3 Patologias das fundações

Decerto, o dimensionamento do elemento estrutural é a espinha dorsal para o sucesso do projeto de fundações, visto que, seus resultados passam por avaliações relacionadas ao estado limite último, referente à ruptura, e ao estado limite de serviço, aos recalques admissíveis.

No entanto, a garantia desse êxito passa pela elaboração de uma investigação geotécnica bem executada, pois, assim, o projetista tem a parametrização real do que existe no subsolo.

Sabendo disso, Milititsky, Consoli e Schnaid (2015) elencou os problemas mais recorrentes advindos da ausência da investigação geotécnica na Tabela 10 abaixo.

Tabela 10 – Problemas típicos decorrentes de ausência de investigação geotécnica

Tipo de fundação	Problemas típicos decorrentes							
Fundações diretas	Tensões de contato excessivas, incompatíveis com as reais características do solo, resultando em recalques inadmissíveis ou ruptura.							
	Fundações em solos/aterros heterogêneos, provocando recalques diferenciais.							
	Fundações sobre solos compressíveis sem estudo de recalques, resultando em grandes deformações.							
	Fundações apoiadas em materiais de comportamento muito diferentes, sem junta, ocasionando o aparecimento de recalques diferenciais.							
	Fundações apoiadas em crosta dura sobre solos moles, sem análise de recalques, ocasionando a ruptura ou grandes deslocamentos da fundação.							
Fundações profundas	Estacas de tipo inadequado ao subsolo, resultando mau comportamento.							
	Geometria inadequada, comprimento ou diâmetro inferiores aos necessários.							
	Estacas apoiadas em camadas resistentes sobre solos moles, com recalques incompatíveis com a obra.							
	Ocorrência de atrito negativo não previsto, reduzindo a carga admissível nominal adotada para a estaca.							

Fonte: Adaptado de Milititsky, Consoli e Schnaid (2015, p. 29)

Ademais, Milititsky, Consoli e Schnaid (2015) destacam que, para a elaboração dos projetos, não adianta a realização de uma investigação insuficiente ou má executada, pois, em ambos os casos, não haverá a real dimensão das características daquele terreno, causando distorções nos dados.

4 ESTUDOS DE CASOS

Após levantamento bibliográfico a respeito de todos os temas que circundam os benefícios de uma campanha de investigação geotécnica, serão abordados dois casos que carregam a importância que esse procedimento teve na elaboração dos projetos e dois casos de negligência dessa prática, um causando percalços posteriores à venda do imóvel e o outro durante a execução das fundações.

Destaca-se que todos os casos foram cedidos por pessoas que trabalharam diretamente ou indiretamente nas construções, nos projetos ou nas reformas dos empreendimentos, ou seja, o que foi relatado se deu como uma descrição real das situações.

4.1 CONSIDERAÇÕES

Durante a seleção de casos, uma dificuldade em relação à classificação do porte das obras foi evidenciada, tratando-se da definição de um parâmetro medianamente representativo para os portes dos empreendimentos, visto que, a medida que os processos construtivos evoluem, as construções tendem a tomar maiores proporções, fazendo com que algumas categorizações fiquem obsoletas.

Dessa forma, levando em consideração a situação atual da cidade de João Pessoa, estabeleceu-se uma classificação pautada na quantidade de pavimentos e na área total construída das edificações, sendo necessária uma análise particular para cada caso. Esta classificação está exposta na Tabela 11.

Tabela 11 – Classificação do porte dos empreendimentos

	, ,	
Porte dos empreendimentos	Quantidade de pavimentos	Área total construída (m²)
Pequeno	≤ 3	< 1.000
Médio	de 4 a 9	de 1.000 a 5.000
Grande	≥ 10	> 5.000

Fonte: Acervo do autor (2023)

Além disso, devido a questões de confidencialidade, todas as informações relacionadas às empresas responsáveis pelos ensaios e construções, bem como a localização precisa da obra, foram omitidas do trabalho, com exceção do bairro, no entanto, ele serve apenas como um identificador do caso e um exemplo da distribuição dos casos pela cidade de João Pessoa, sem o objetivo de determinar uma situação global daquela área.

4.2 CASOS DE INFLUÊNCIA DA INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

Como citado na subseção 3.2.1, o relatório de sondagem a percussão (SPT) revela dados referentes à distribuição das camadas e suas resistências, além de apontar o nível d'água presente naquele terreno. Dessa forma, os casos abordados nesta seção demonstrarão a influência que o método investigativo teve na elaboração dos projetos e na tomada de decisões.

4.2.1 Caso Jardim São Paulo

4.2.1.1 Caracterização do empreendimento

O empreendimento em questão é um edifício residencial multifamiliar de porte e padrão médios, com uma área total de construção de $2.758,70~m^2$ e um total de seis pavimentos mais um semissubsolo, que seriam construídos em um terreno vazio.

Sua estrutura é composta por um semissubsolo destinado para 17 vagas de garagem, um pavimento térreo que abriga as áreas comuns de entrada, três vagas de garagem, uma área gourmet, uma piscina e dois apartamentos, quatro pavimentos tipo, cada um com quatro apartamentos, um pavimento de cobertura que inclui dois apartamentos e uma coberta. Tudo isso, totalizando 20 apartamentos.

A distribuição dos pavimentos está detalhada no quadro de áreas descrito no Anexo A. Além disso, na Figura 7 e na Figura 8, faz-se possível observar duas fachadas e dois cortes da edificação, respectivamente.

(a) Fachada Sudeste

(b) Fachada Nordeste

Figura 7 – Fachadas do edifício do Caso Jardim São Paulo

(a) Corte longitudinal (b) Corte transversal

Figura 8 – Cortes do edifício do Caso Jardim São Paulo

Fonte: Acervo do autor (2023)

Embora a caracterização anterior estivesse claramente definida, o planejamento inicial da construtora não correspondia a essa configuração. Originalmente, o edifício não teria semissubsolo, tendo todas as vagas de garagem no térreo e com a área gourmet alocada na cobertura. Por outro lado, os pavimentos tipo permaneceriam inalterados, resultando na redução de dois apartamentos no projeto, de 20 para 18.

4.2.1.2 Influência do ensaio SPT

Essa alteração no plano ocorreu após a contratação de uma empresa especializada para conduzir uma investigação geotécnica no terreno (ensaio SPT), com o objetivo de embasar o projeto de fundação e sua viabilidade.

Dessa forma, o ensaio começou com a definição da quantidade e localização dos furos (Figura 9), com a construtora tomando as decisões, considerando as sugestões da empresa responsável pelo ensaio.

Figura 9 – Posicionamento dos furos de sondagem SPT do Caso Jardim São Paulo



Após essas definições foram realizados os ensaios, cujos dados dos relatórios de sondagem estão descritos na Figura 10.

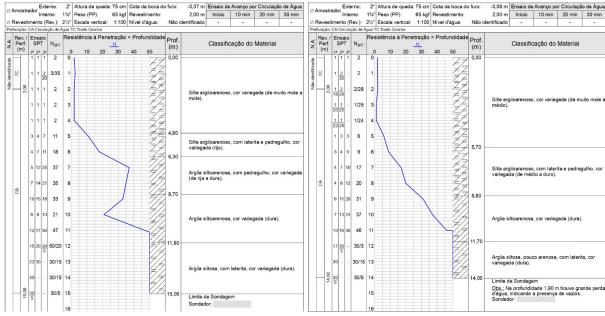


Figura 10 – Relatório dos furos de sondagem SPT do Caso Jardim São Paulo

(a) Resultado da sondagem no SP 01

(b) Resultado da sondagem no SP 02

Fonte: Acervo do autor (2023)

Como pôde ser visto no relatório de sondagem, a profundidade atingida em ambos os furos foi de 15,05 *m* e 14,05 *m*, respectivamente, e respeitou as orientações da norma quanto aos critérios de paralisação citados na subseção 3.2.1.2. Outro ponto observado é a não detecção do nível d'água, no entanto, isso é explicado pela altura da área em relação à outras áreas da cidade.

Além disso, encontrou-se uma primeira camada extensa de silte argilo-arenoso muito mole e baixa resistência, seguida de outras camadas similares, o que, para surpresa dos contratantes, não propiciaria a inserção de fundações rasas.

Dessa forma, seria necessário o emprego de outro tipo de solução inserida no contexto das fundações profundas, o que, inicialmente, tornaria a construção do edifício mais onerosa, inviabilizando todo o empreendimento.

Nesse contexto, a construtora concluiu que uma proposta possível seria a remodulação do edifício, aproveitando parte dessa escavação solicitada para a inserção de um semissubsolo (rebaixado 1,30 *m* do nível da calçada), para a alocação das vagas de garagem, e de dois apartamentos no térreo, para reduzir o impacto dessas modificações no planejamento financeiro do empreendimento.

Por meio disso, fez-se possível projetar a fundação profunda e, para isso, tomou-se como

nível de execução a cota de -1,30 m, a qual receberia 19 estacas de 30 de diâmetro e 10 m de comprimento, e 62 estacas de 40 de diâmetro e 11 m de comprimento, embutidas em blocos de coroamento de diferentes formatos cujo dimensionamento ficaria a cargo do projetista estrutural. Todas as estacas foram do tipo estaca escavada a trado mecânico.

Um recorte do projeto de fundações elaborado para o edifício em questão está exposto na Figura 11.

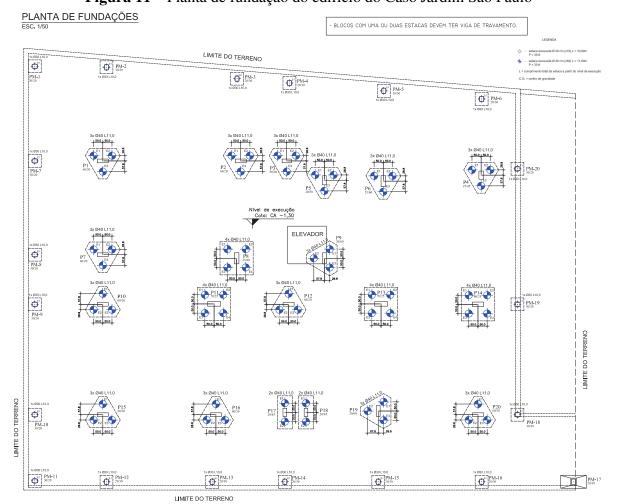


Figura 11 – Planta de fundação do edifício do Caso Jardim São Paulo

4.2.2 Caso Cabo Branco

Caracterização do empreendimento 4.2.2.1

Com 803, $10 m^2$ de área construída, divididas em um subsolo, pavimento térreo e mais dois outros pavimentos superiores (Anexo B), o Caso Cabo Branco retrata uma situação diferente das demais, pois se trata de uma residência unifamiliar de pequeno porte, porém, de alto padrão.

Outro ponto de destaque se dá pela localização do empreendimento, o qual está localizado na primeira avenida da orla do bairro do Cabo Branco, ou seja, sua execução será efetuada a poucos metros do mar. Além disso, o terreno de construção se estendia até a rua paralela e já havia uma construção no local, que, inevitavelmente, teve que ser demolida.

Suas fachadas e seus cortes estão expostos na Figura 12 e na Figura 13, respectivamente.

Ш (b) Fachada Sudoeste

Figura 12 – Fachadas da casa do Caso Cabo Branco

(a) Fachada Sudeste

Fonte: Acervo do autor (2023)

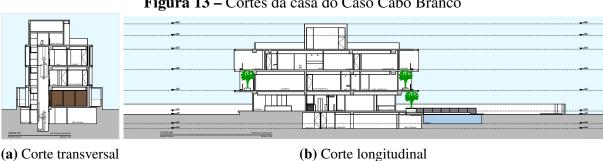


Figura 13 – Cortes da casa do Caso Cabo Branco

Fonte: Acervo do autor (2023)

4.2.2.2 Influência do ensaio SPT

Dentro do cenário no qual a residência estaria inserida, o ensaio SPT dificilmente seria negligenciado, tendo em vista todos os fatores físicos relacionados à qualidade do solo na zona costeira da cidade de João Pessoa, ao custo majoritariamente insignificante da investigação comparado ao do imóvel e à presença de subsolo, que não poderia ser comprometido pelo nível do lençol freático.

Dessa forma, conforme as determinações do cliente para número de furos e para os seu posicionamento, realizou-se o ensaio SPT. Como visto na Figura 14, foram selecionados dois pontos de sondagem, posicionados nas extremidades opostas da projeção área de construção.

Após isso, realizou-se os ensaios cujos resultados estão expostos na Figura 15.

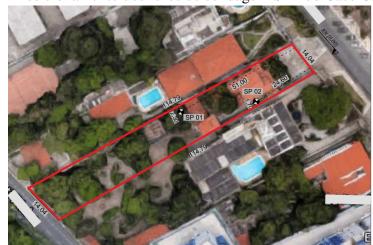


Figura 14 – Posicionamento dos furos de sondagem SPT do Caso Cabo Branco

Fonte: Acervo do autor (2023)

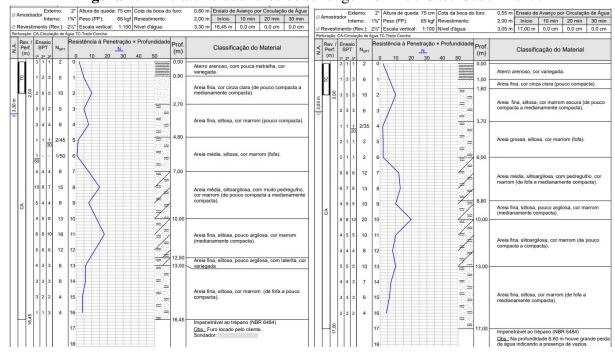


Figura 15 - Relatório dos furos de sondagem SPT do Caso Cabo Branco

(a) Resultado da sondagem no SP 01

(b) Resultado da sondagem no SP 02

Na análise dos resultados, observou-se uma camada superficial de aterro arenoso, seguida de um empilhamento de areias com diferentes granulometrias, compacidades e, principalmente, resistências. Além disso, é importante notar que alguns valores de N_{SPT} excederam 5, o que foi o mínimo recomendado para o uso de fundações rasas.

No entanto, antes de elaborar o projeto de fundações, foi necessário realizar uma série de análises, incluindo a verificação da cota de assentamento do subsolo, da cota de assentamento da piscina e da rampa, bem como do nível do lençol freático.

Inicialmente, considerando que o subsolo se estendia até a cota de -2,45 m, os valores de N_{SPT} sob este nível tiveram pouco impacto na escolha do tipo de fundação a ser usada sob ela. Portanto, devido à presença de uma ampla faixa de solo com resistência inadequada para fundações rasas, optou-se por utilizar fundações profundas.

Como ilustrado na Figura 16, optou-se por estacas de hélice contínua. Foram instaladas 10 estacas com diâmetro de 50 mm e profundidade de 10 m, 29 estacas de 50 mm de diâmetro com profundidade de 14 m (até atingir material impenetrável), 8 estacas de 50 mm de diâmetro com profundidade de 17 m (também até atingir material impenetrável) e 4 estacas com diâmetro de 50 mm e profundidade de 10 m para a área do elevador.

Outro ponto importante a ser considerado é a falta de coesão e estabilidade dos solos arenosos, o que tornou necessária a construção de uma estrutura de contenção. Como mostrado na Figura 16, escolheu-se usar cortinas de estacas de hélice contínua, envolvendo a instalação de 218 estacas de 30 *mm* de diâmetro e 8,00 *m* de profundidade.

A cota de assentamento da piscina e da rampa esteve a uma profundidade de $-1,60 \, m$. De acordo com os resultados da sondagem, houve solo adequado para o uso de fundações rasas neste nível. Portanto, o projetista realizou as devidas análises e verificações para garantir a estabilidade desse tipo de fundações, aprovando-a, como evidenciado na Figura 16.

Por fim, é importante mencionar a verificação do nível do lençol freático, dado revelado pelo ensaio SPT. De acordo com os resultados, o nível do lençol freático foi encontrado a uma profundidade de aproximadamente 3,0 m, ou seja, muito próximo da cota de assentamento do subsolo. Isso desencadeou a necessidade de uma laje de subpressão, solução essa que, quando bem executada, suporta as tensões provocadas pelo empuxo da água nos movimentos de subida do nível do lençol freático.x

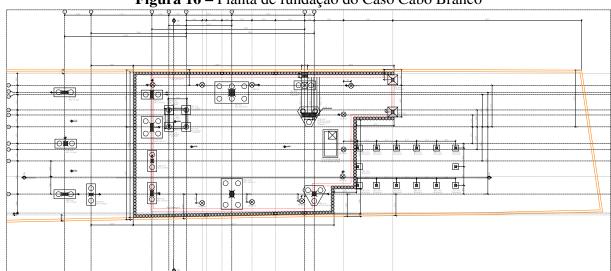


Figura 16 – Planta de fundação do Caso Cabo Branco

4.3 CASOS DE NEGLIGÊNCIA DA INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

Como visto na subseção 3.3.3, a ausência e má execução da investigação geotécnica causam uma série de intercorrências no funcionamento da fundação e, consequentemente, de toda edificação. Dito isso, são apresentados dois casos reais de negligência dessa prática, expondo os riscos e prejuízos financeiros relacionados a reabilitação da estrutura.

4.3.1 Caso Paratibe

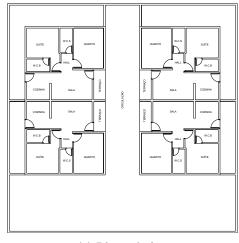
4.3.1.1 Caracterização do empreendimento

O empreendimento em questão trata-se de um complexo residencial multifamiliar, dividido em duas casas, cada uma com duas unidades de, aproximadamente, $50 m^2$, alocadas no pavimento térreo (Figura 17), caracterizando o empreendimento como de pequeno porte.

Figura 17 – Edificação do Caso Paratibe

(a) Vista frontal

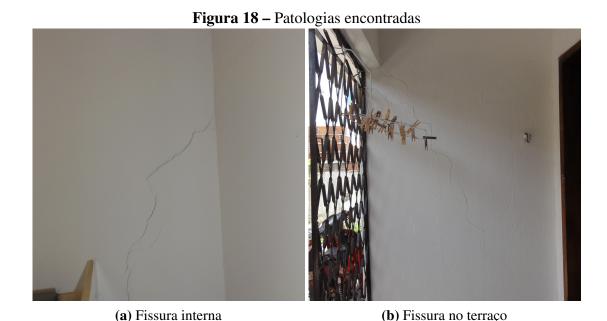
(b) Vista interna



(c) Planta baixa

Segundo relatado, a construtora possuía o hábito de construir edificações neste molde e em localidades próximas às casas do Caso Paratibe. Dessa forma, viu-se em uma zona de conforto para a não realização da investigação geotécnica nesse empreendimento, resultando na aparição de patologias após a venda das unidades.

Inicialmente, na perspectiva da construtora, aparentavam ser fissuras cotidianamente vistas nas edificações, e até houveram tentativas de solução voltadas para esse tipo de problema. No entanto, após análises, percebeu-se que tratavam de fissuras promovidas por recalque diferencial das fundações, concentradas na unidade dos fundos da casa do lado direito. (Figura 18).



Fonte: Acervo do autor (2023)

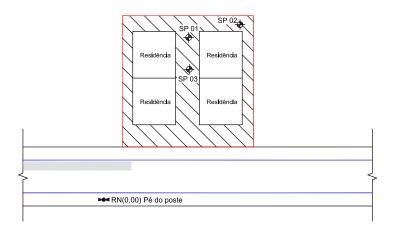
Com isso, viu-se na obrigação de modificar a estratégia e encontrar a solução adequada. Então, neste momento, identificou que necessitaria do diagnóstico completo do terreno a partir da realização de uma investigação geotécnica, mais precisamente, de um ensaio SPT.

4.3.1.2 Influência do ensaio SPT

Nesse tipo de situação, foram adotados quantidade e posicionamento estratégicos para a adequação do melhor diagnóstico para o subsolo daquela unidade. Para isso, foram selecionados três furos que circularam as paredes mais prejudicadas.

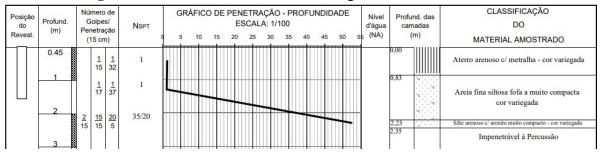
Com isso, a Figura 19 retrata ambos esses aspectos do ensaio SPT, seguidos de um recorte dos resultados de cada uma das sondagens realizadas (Figura 20) e do perfil geotécnico gerado (Figura 21).

Figura 19 – Posicionamento e dos furos de sondagem SPT do Caso Paratibe

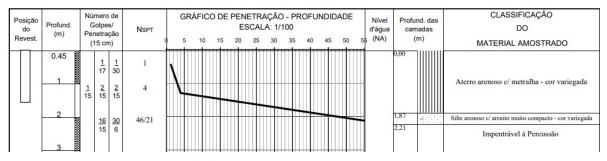


Fonte: Acervo do autor (2023)

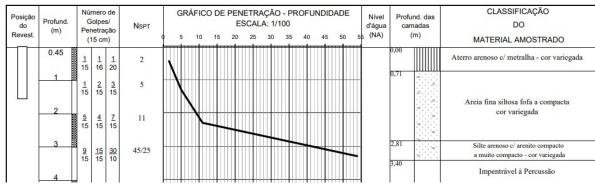
Figura 20 - Relatório dos furos de sondagem SPT do Caso Paratibe



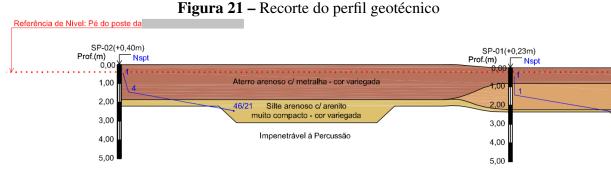
(a) Resultado da sondagem no SP 01



(b) Resultado da sondagem no SP 02



(c) Resultado da sondagem no SP 03



Fonte: Acervo do autor (2023)

Como observado, o terreno era composto de uma primeira camada de material de aterro arenoso com metralha de baixíssima resistência para inserção de fundações rasas, onde, exatamente, os blocos de pedra argamassada estavam assentados. Nas camadas subjacentes, por sua vez, encontrou-se um silte arenoso com arenito muito compacto, que, de fato, reagiria positivamente à esse tipo de fundação (Figura 22).

8 Aterro arenoso c/ metralha cor variegada Silte arenoso c/ arenito muito compacto - cor variegada

Figura 22 – Situação inicial

Fonte: Acervo do autor (2023)

Com base nos dados obtidos no ensaio SPT, fez-se possível determinar a solução mais viável para o problema. Durante a sua formulação, considerou-se diversas alternativas, como aprimorar o solo por meio da injeção de cimento e água, ou complementar as fundações até a camada mais resistente. No entanto, a primeira se mostrou inviável devido aos custos elevados associados, enquanto a segunda encontrou dificuldades significativas na execução.

Dessa forma, chegou-se a uma solução que combina o complemento das fundações com o uso de concreto ciclópico em áreas menos críticas e de que permitam a sua execução, juntamente com a instalação de estacas helicoidais de 2,0 metros de profundidade, interligadas por vigas de apoio, nas áreas mais afetadas, conforme ilustrado na Figura 23.

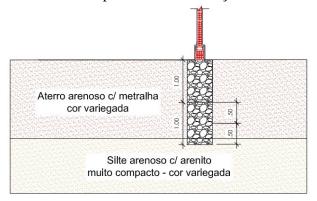
Essa solução implicou a adição de 43,50 m de extensão de complemento de fundação e a instalação de 40 estacas, dotadas de 70,56 kg de aço com bitola de 10 mm e 12,00 kg de aço com bitola de 5 mm.

O detalhamento de ambos os métodos utilizados estão descritos na Figura 24 e na Figura 25. Além disso, os arquivos referentes ao prosseguimento do caso estão inseridos no Anexo C.

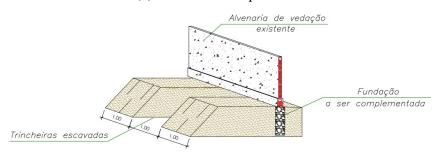


Figura 23 – Planta baixa da solução escolhida

Figura 24 – Método de complemento de fundação com concreto ciclópico



(a) Detalhe do complemento



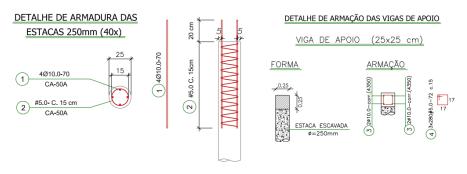
(b) Detalhe do método de escavação

Fonte: Acervo do autor (2023)

Figura 25 – Método da concretagem de estacas e vigas de apoio



(a) Detalhe das estacas e vigas de apoio



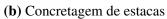
(b) Detalhe das armaduras das estacas e vigas de apoio

Portanto, finalizou-se o processo de recuperação atingindo o objetivo final da estabilização do solo e, consequentemente, da estrutura da edificação. As imagens contidas na Figura 26, mostram algumas estacas executadas no serviço.

Figura 26 – Execução da solução escolhida



(a) Demolição e retirada de revestimento





(c) Estacas internas

(d) Estacas externas

4.3.2 Caso Centro

4.3.2.1 Caracterização do empreendimento

O Caso Centro foi relatado por Soares e Cavalcanti (2008), em um artigo publicado na SEFE VI - Seminário Engenharia Fundações Especiais e Geotécnica. Dessa forma, foram encontrados apenas dados referentes à estrutura da edificação, sem detalhes arquitetônicos, como projetos, imagens ou distribuição dos ambientes.

Dito isso, o empreendimento em questão possui uma estrutura pré-moldada com dois pavimentos (térreo mais um), alocados em um terreno em "L", caracterizando-se uma obra de pequeno porte de acordo com os parâmetros estabelecidos no trabalho.

4.3.2.2 Influência do ensaio SPT

Diferentemente do Caso Paratibe, onde a negligência foi evidenciada pela ausência de qualquer metodologia investigativa, neste caso o destaque se dá pela realização de um ensaio insuficiente e mal executado.

Inicialmente, uma empresa "A" foi contratada para a realização da investigação geotécnica (ensaio SPT) do terreno onde seria a construção. Neste procedimento, foram posicionados três furos alinhados no centro da projeção da edificação, mais um deslocado, totalizando quatro furos de sondagem, conforme exposto na Figura 27.

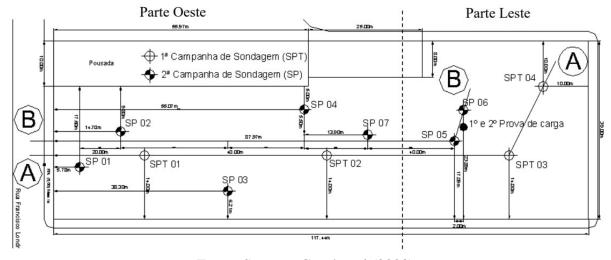


Figura 27 – Localização dos furos de sondagem SPT da 1ª e 2ª campanhas

Fonte: Soares e Cavalcanti (2008)

A partir desse mapeamento, traçou-se o seguinte perfil geotécnico exposto na Figura 28.

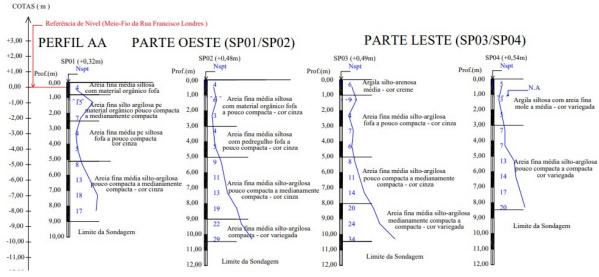


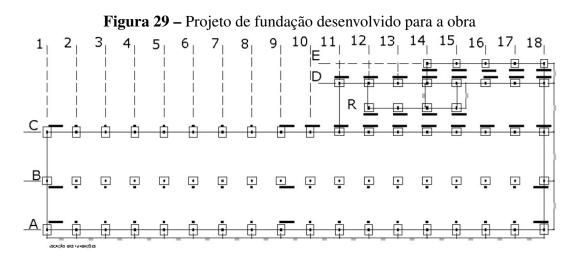
Figura 28 – Perfil geotécnico AA baseado na 1ª campanha de sondagem

Fonte: Soares e Cavalcanti (2008)

Com isso, foi observado que, na região oeste do terreno, inicialmente, havia uma camada de areia fina, moderadamente siltosa, com matéria orgânica e uma média de N_{SPT} de 5,7. Logo abaixo, encontrou-se uma camada de areia fina, com teor de silte e argila, compacta, até uma profundidade média de -9,0 m, com um N_{SPT} médio de 15,9.

Na porção leste, por sua vez, identificou-se uma camada de argila, misturada com areia fina e silte, apresentando uma consistência de média a mole e N_{SPT} médio nessa camada de 5,6. Posteriormente, seguiu-se uma camada de areia fina, com teor de silte e argila, compacta, apresentando um N_{SPT} médio de 13,4. O nível d'água foi encontrado a uma profundidade média de 1,15 m.

A partir desta análise, os projetistas chegaram a um projeto de fundações formadas por blocos de concreto ciclópico com o fundo armado, distribuídas conforme expresso na Figura 29.



Fonte: Soares e Cavalcanti (2008)

Dessa forma, deu-se início à execução dos blocos de fundação e à montagem da superestrutura da edificação no sentido leste-oeste.

Na região leste, os blocos foram executados e a sua superestrutura pré-moldada foi instalada, abrangendo os eixos 18 ao 15 conforme especificado no projeto (Figura 29). Entretanto, durante as escavações das fundações da parte oeste, a equipe encarregada da montagem da estrutura surpreendeu-se com a presença de material extremamente frágil na profundidade de assentamento das fundações. Esse achado levantou questionamentos sobre a validade da investigação geotécnica realizada pela empresa "A".

Como resultado, uma segunda campanha de investigação foi iniciada e conduzida por uma empresa "B". Esta, ficaria encarregada de analisar a situação geotécnica e identificar as camadas que não foram reveladas pela investigação anterior.

Para a realização do seu procedimento, a empresa "B" distribuiu sete furos de sondagem completamente desalinhados, posicionados nas áreas de escavação e de superestrutura concluída, a fim de captar uma descrição mais completa da situação real daquele solo. Além disso, foi executada uma prova de carga em placa no limite da superestrutura, para obter dados que assegurem a estabilidade daquela estrutura (Figura 27).

Com isso, chegou-se ao perfil geotécnico descrito na Figura 30 e ao resultado do ensaio de prova de carga presente na Figura 31.

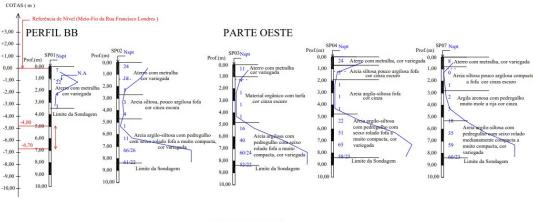


Figura 30 – Perfil geotécnico BB baseado na 2ª campanha de sondagem



Fonte: Soares e Cavalcanti (2008)

Tensão (kPa) 0 80 120 160 200 240 360 400 440 480 0,0 1,0 2,0 3,0 11,0 12,0 13,0 14,0 15,0

Figura 31 – Resultado da prova de carga em placa

Fonte: Soares e Cavalcanti (2008)

Dessa forma, nesta segunda campanha, identificou-se que, na porção oeste, o subsolo possuía uma camada superficial de aterro misturado com metralha, de profundidade variável, com um valor médio de N_{SPT} de 13,1. Logo em seguida, foi encontrada uma camada ora areia siltosa, ora argilo-arenosa, com matéria orgânica muito frágil e um N_{SPT} médio de 1,7. Essa camada era sucedida por outra de areia argilo-siltosa contendo pedregulhos e seixos rolados, caracterizada por sua alta compactação e um N_{SPT} médio de 48,8.

Na parte leste, foi identificada uma camada de argila silto-arenosa, apresentando um N_{SPT} médio de 6,5. Subjacente a esta camada, segue-se outra de areia argilo-siltosa contendo pedregulhos e seixos rolados, com uma compactação que varia de mediana a muito compacta, tendo um N_{SPT} médio de 48,3. O nível da água foi encontrado a uma profundidade média de 1,16 m.

Ao analisar os perfis geotécnicos "AA" e "BB" das duas campanhas de sondagem, Soares e Cavalcanti (2008) notaram pequenas diferenças na classificação do solo. No entanto, no que diz respeito ao índice de penetração N_{SPT} , perceberam uma diferença média significativa de mais de 235% na região oeste, abrangendo o bulbo de tensões dos blocos de fundação. Nessa região, o solo foi reclassificado de "muito mole" (0 a 1 golpe) para "mole".

Por causa dessa alteração, nesta parte do terreno, um estudo de recalques foi conduzido, revelando recalques inadmissíveis. Isso exigiu a implementação de medidas de reforço na fundação projetada para essa região da obra, ainda não assentadas.

Outro ponto importante foi que, após a prova de carga sobre a placa, constatou-se que não seria necessário fazer um reforço na fundação já concretada. Por outro lado, tornou-se

imprescindível a implementação de uma junta na estrutura, devido à outra parte da obra que ainda não havia recebido os elementos pré-moldados e necessitaria de reforço, resultando em duas categorias de fundações distintas sob a construção: blocos isolados e blocos reforçados com estacas.

Por fim, com base na análise geotécnica, elaborou-se o projeto de reforço das fundações dos blocos entre os eixos 1 e 14 por meio da utilização de estacas pré-moldadas de concreto, com um comprimento médio de 6,0 m.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Dentro do contexto da urbanização frequente dos grandes centros populacionais, a aplicação das melhores práticas para a efetivação dos planejamentos físicos e financeiros dos projetos construtivos atuais se torna cada vez mais evidente. Dessa forma, as recomendações normativas no cenário brasileiro foram desenvolvidas para pavimentar o caminho rumo ao êxito desses empreendimentos.

Segundo os relatos dos estudos de caso, a dificuldade de integrar essa prática nas obras de pequeno e médio porte ocorre, muitas vezes, pela tentativa de maximizar lucros limitados, que esses tipos de empreendimento proporcionam. Contudo, é essencial entender que o investimento em precaução é consideravelmente menor do que o custo de correção.

Dito isso, os casos mencionados ilustram possíveis cenários que envolvem a utilização de investigações geotécnicas em obras deste molde, focando nas medidas mínimas para o entendimento do terreno onde estão sendo feitos os investimentos das respectivas empresas.

No exemplo do Caso Jardim São Paulo, o ensaio SPT foi crucial para o desfecho positivo do empreendimento, evitando um possível prejuízo significativo para a empresa, em sua primeira obra. Isso demonstra que é essencial obter conhecimento sobre as características do solo antes mesmo da elaboração do pré-projeto ou, sendo mais cauteloso, antes da aquisição do terreno.

Embora não tenhamos acesso aos detalhes quantitativos dos custos e ao balanço financeiro planejado para o empreendimento, o caso apresentou como solução a necessidade de ajustar a quantidade de unidades residenciais para tornar o projeto viável, algo que, no cenário empresarial, envolve mudanças de projetos arquitetônicos, complementares e muitos outros imbróglios evitáveis.

No Caso Cabo Branco, encontrou-se um exemplo de construção com subsolo, situada próxima à costa marítima. Dessa forma, a investigação geotécnica permitiu uma análise meticulosa dos níveis e cotas de assentamento, elaborando diferentes tipos de soluções para uma mesma edificação, como o emprego de fundações rasas e fundações profundas, e a aplicação de obras de contenção para combater a instabilidade das encostas.

Além disso, a partir do ensaio SPT, pôde-se identificar a profundidade do nível d'água, um dado importante para a escolha e dimensionamento de uma laje de subpressão.

Para o construtor de uma residência de alto padrão, o investimento na investigação geotécnica muitas vezes tem um valor qualitativo maior, visando ao sucesso completo da construção, em detrimento do aspecto quantitativo, uma vez que o custo do ensaio SPT é

relativamente baixo em relação ao custo total do empreendimento.

No Caso Paratibe, foi relatada uma situação que evidencia a necessidade de abordar o problema. A ausência da investigação geotécnica levou o construtor a prejuízos desnecessários em um empreendimento aparentemente simples, que, por ser de pequeno porte e de padrão reduzido, não deveria apresentar tanta dificuldade para sua execução. No entanto, após a entrega das unidades residenciais, várias fissuras surgiram devido ao recalque diferencial da estrutura, uma grande resultante da utilização de uma fundação inadequada, demonstrando o impacto da negligência a investigação geotécnica.

Além da aparição de patologias, os blocos estarem assentados naquela camada superficial contrapõe a afirmação de Teixeira e Godoy (2019) quando ele diz que não deverá ser assumida uma solução de fundações rasas apoiadas sobre aterros, situação essa, que poderia ser evitada caso houvesse um diagnóstico prévio do terreno.

Por fim, o Caso Centro elucida a importância de uma execução confiável dos ensaios investigativos. Nele, fez-se possível demonstrar o risco que uma estrutura obteve pelo emprego de dados ineficientes propostos por uma empresa menos qualificada. Nesse sentido, ficou claro que não adianta a realização do ensaio SPT, se a sua execução for negligenciada.

Dito isso, faz-se imprescindível a análise e contratação de uma empresa especializada e com reconhecimento do mercado, para que se tenha embasamento nos dados propostos e confiabilidade nos projetos elaborados.

Nesse cenário, a preocupação dos construtores com a maximização dos lucros em projetos de potencial reduzido é reprimida nos contextos de insucesso, reforçando a importância de investir adequadamente em investigações geotécnicas de qualidade. São situações como essas que levam Schnaid (2017) a afirmar que "é preciso ter em mente que investigações consolidadas ajudam a economizar milhões de reais, os quais, às vezes, são desperdiçados porque se queria economizar alguns milhares de reais", entendendo as devidas proporções.

6 CONCLUSÃO

6.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com base em tudo que foi abordado, conclui-se que as investigações geotécnicas oferecem diversos benefícios técnicos e financeiros às obras de pequeno e médio porte. Dentre eles, encontram-se a segurança do projeto, a manutenção dos planejamentos financeiros e a redução de prejuízos significativos, além de um dimensionamento eficaz e economicamente ideal das edificações.

Nesse sentido, faz-se crucial que os construtores desse nicho de mercado compreendam que os custos relativos às investigações básicas são investimentos essenciais para garantia do sucesso do projeto de fundações e, consequentemente, da estrutura como um todo.

Portanto, buscou-se ilustrar o amplo conjunto de informações que um ensaio SPT proporciona aos construtores e, especialmente, aos projetistas, demonstrando que essa prática permite-lhes ter um conhecimento fundamental do terreno, tornando o dimensionamento seguro, econômico e eficaz, além de embasá-los em suas decisões diante de possíveis variabilidades.

Outro ponto relevante destacado por este levantamento é a importância de contar com uma equipe técnica qualificada na execução de projetos de construção civil, pois isso garante que hajam profissionais capazes de garantir a conformidade com as normas técnicas e evitar desvios nos complexos processos construtivos, com destaque às etapas de investigação.

6.2 TRABALHOS FUTUROS

Apesar do levantamento teórico e o relato de casos comprovarem os benefícios da investigação geotécnica, crê-se que a elaboração de um trabalho que quantifique alguns prejuízos e investimentos reais, determinando porcentagens e dados que ilustrem números a respeito dos casos de patologias ocorridos pela ausência dessa prática, torna-se um grande complemento ao problema exposto neste trabalho.

Por fim, faz-se enriquecedor um levantamento estatístico, em determinada região, a respeito da quantidade de projetistas ou escritórios de cálculo que exigem os resultados de uma investigação geotécnica para a elaboração dos seus projetos, a fim de identificar o quanto essa prática é evidenciada pelo grupo de responsáveis técnicos.

REFERÊNCIAS

APL ENGENHARIA. Entenda a importância das investigações geotécnicas para evitar patologias nas suas obras. 2018. Disponível em: Acesso em: 25 out. 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE EMPRESAS DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA. 2023. Disponível em: https://www.abef.org.br/>. Acesso em: 31 out. 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7181**: Solo - análise granulométrica. Rio de Janeiro, 2016. 12 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2019. 108 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6484**: Solo - sondagens de simples reconhecimento com spt - método de ensaio. Rio de Janeiro, 2020. 28 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6502**: Solos e rochas — terminologia. Rio de Janeiro, 2022. 40 p.

CAPUTO, H. P.; CAPUTO, A. N. **Mecânica dos solos: teoria e aplicações**. 8ª. ed. Rio de Janeiro: LTC - Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 2022. ISBN 978-85-216-3767-7.

CERÂMICA CONSTRULAR. **Tipos de fundação: você sabe qual é o ideal para sua obra?** 2020. Disponível em: https://ceramicaconstrular.com.br/tipos-de-fundacao/. Acesso em: 9 out. 2023.

COSTA, G. Negligência na fase de reconhecimento do subsolo para projeto de fundações – relato de caso. In: ANAIS DO XX COBRAMSEG, 2022, Campinas. **Anais eletrônicos...** Campinas, Galoá, 2022. Disponível em: https://proceedings.science/cobramseg-2022/trabalhos/negligencia-na-fase-de-reconhecimento-do-subsolo-para-projeto-de-fundacoes-relat?lang="pt-br">pt-br. Acesso em: 12 set. 2023.

DARÓS, J. Tipos de fundações rasas e suas características. In: DARÓS, J. (Ed.). **Utilizando BIM**. [s.n.], 2020. Disponível em: https://utilizandobim.com/blog/fundacoes-rasas/>. Acesso em: 08 out 2023.

DÉCOURT, L.; ALBIEIRO, J. H.; CINTRA, J. C. A. Análise e projeto de fundações profundas. In: FALCONI, F.; CORRÊA, C. N.; ORLANDO, C.; SCHIMDT, C.; ANTUNES, W. R.; ALBUQUERQUE, P. J.; HACHICH, W.; NIYAMA, S. (Ed.). **Fundações: Teoria e Prática**. 3ª. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2019. cap. 8, p. 263–322. ISBN 978-85-7975-330-5.

FALCONI, F. F.; NIYAMA, S.; ORLANDO, C. Concepção de obras de fundações. In: FALCONI, F.; CORRÊA, C. N.; ORLANDO, C.; SCHIMDT, C.; ANTUNES, W. R.; ALBUQUERQUE, P. J.; HACHICH, W.; NIYAMA, S. (Ed.). **Fundações: Teoria e Prática**. 3ª. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2019. cap. 6, p. 215–224. ISBN 978-85-7975-330-5.

LOGEAIS, L. La Pathologie des Foundations. Paris: Edition du Moniteur, 1982.

MAGALHÃES, J. L.; SEGRE, T. S. P.; URBAN, R. C. Importância de ensaios geotécnicos em obras de pequeno porte: uma abordagem estatística multivariada. **Integração Engenharia**, São Paulo, v. 1, n. 2, p. 1–6, fev. 2020. Disponível em: https://integracao.feb.unesp.br/index.php/RIE/issue/view/4. Acesso em: 12 set. 2023.

MILITITSKY, J.; CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F. **Patologia das fundações**. 2ª. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2015. ISBN 978-85-7975-183-7.

ORÇAMENTO DE OBRAS DE SERGIPE. **Pesquisa de insumos**. 2023. Disponível em: http://orse.cehop.se.gov.br/insumos.asp>. Acesso em: 30 out. 2023.

PEREIRA, C. Sondagem spt: O que é e como é feito esse ensaio. In: **Escola Engenharia**. [s.n.], 2018. Disponível em: https://www.escolaengenharia.com.br/sondagem-spt/. Acesso em: 24 out 2023.

PINTO, C. de S. Propriedades do solo. In: FALCONI, F.; CORRÊA, C. N.; ORLANDO, C.; SCHIMDT, C.; ANTUNES, W. R.; ALBUQUERQUE, P. J.; HACHICH, W.; NIYAMA, S. (Ed.). **Fundações: Teoria e Prática**. 3ª. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2019. cap. 2, p. 55–120. ISBN 978-85-7975-330-5.

QUARESMA, A. R.; DÉCOURT, L.; FILHO, A. R. Q.; ALMEIDA, M. de Souza de; DAN-ZIGER, F. Investigações geotécnicas. In: FALCONI, F.; CORRÊA, C. N.; ORLANDO, C.; SCHIMDT, C.; ANTUNES, W. R.; ALBUQUERQUE, P. J.; HACHICH, W.; NIYAMA, S. (Ed.). **Fundações: Teoria e Prática**. 3ª. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2019. cap. 3, p. 121–166. ISBN 978-85-7975-330-5.

SCHNAID, F. Brasil tem centenas de patologias em fundações. Por quê? Jornalista Responsável: A. Santos. Rio Grande do Sul: Cimento Itambé, 2017. Simpósio Paranaense de Patologia das Construções. Disponível em: https://www.cimentoitambe.com.br/massa-cinzenta/brasil-patologias-fundacoes/. Acesso em: 23 out. 2023.

SOARES, F. L. **Métodos de previsão e controle da capacidade de carga**. 2021. Notas de Aula.

SOARES, F. L.; CAVALCANTI, G. A. Reforço da fundação de uma estrutura pré-moldada assente sobre camada de baixa resistência. In: SEFE VI - SEMINÁRIO ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNICA. São Paulo, 2008.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. de. Análise, projeto e execução de fundações rasas. In: FALCONI, F.; CORRÊA, C. N.; ORLANDO, C.; SCHIMDT, C.; ANTUNES, W. R.; ALBU-QUERQUE, P. J.; HACHICH, W.; NIYAMA, S. (Ed.). **Fundações: Teoria e Prática**. 3ª. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2019. cap. 7, p. 225–262. ISBN 978-85-7975-330-5.

YAZIGI, W. A técnica de edificar. 18^a. ed. São Paulo: Editora Blucher, 2021. ISBN 978-65-5506-197-0.

ANEXOS

ANEXO A – Caso Jardim São Paulo

QUADRO DE ÁREAS

1.0 ÁREA DO TERRENO 660,00m2 2.0 SEMI SUBSOLO (COTA: -1,40) 596,25m2 2.1 ÁREA ESTAC.(17 AUTOS) 527,17m2 2.2 ESCADA / ELEVADOR / HALL 42,11m2 2.3 RAMPA AUTOS SEMI SUBSOLO 26,97m2 3.0 TÉRREO (COTA: -1,30) 623,03m2 3.1 ÁREA ESTAC.(03 AUTOS) 91,25m2 3.2 ESCADA / ELEVADOR / HALL TÉRREO 43,87m2 3.2 ESCADA / ELEVADOR / HALL TÉRREO 43,87m2 3.3 GUARITA / LAVABO 7,83m2 3.4 APT. A01 64,04m2 3.5 APT. A02 66,33m2 3.6 PISCINA / DECK / RAMPA PISCINA 51,17m2 3.7 RAMPA / HALL DE ENTRADA EXTERNO 42,97m2 3.8 GOUMET / WC'S FEM. E MASC. 79,01m2 3.9 SOLÁRIO APT.A01 33,02m2 3.10 SOLÁRIO APT.A02 87,57m2 3.11 RAMPA AUTOS TÉRREO 27,04m2 3.12 JARDINIERAS 28,93m2 4.0 PAVIMENTO TIPO (X 4 PAVIMENT
2.0 SEMI SUBSOLO (COTA: -1,40) 596,25m2 2.1 ÁREA ESTAC.(17 AUTOS) 527,17m2 2.2 ESCADA / ELEVADOR / HALL 42,11m2 2.3 RAMPA AUTOS SEMI SUBSOLO 26,97m2 3.0 TÉRREO (COTA: -1,30) 623,03m2 3.1 ÁREA ESTAC.(03 AUTOS) 91,25m2 3.2 ESCADA / ELEVADOR / HALL TÉRREO 43,87m2 3.3 GUARITA / LAVABO 7,83m2 3.4 APT. A01 64,04m2 3.5 APT. A02 66,33m2 3.6 PISCINA / DECK / RAMPA PISCINA 51,17m2 3.8 GOUMET / WC'S FEM. E MASC. 79,01m2 3.9 SOLÁRIO APT.A01 33,02m2 3.10 SOLÁRIO APT.A02 87,57m2 3.11 RAMPA AUTOS TÉRREO 27,04m2 3.12 JARDINEIRAS 28,93m2 4.0 PAVIMENTO TIPO (X 4 PAVIMENTOS) 1.129,72m2 4.1.1 ÁREA PRIVATIVA APARTAMENTOS TIPO 285,03m2 4.1.2 ÁREA COMUM HALL 16,80m2 4.1.3 ÁREA COMUM ESCADA / ELEVADOR 20,95m2 5.1 ÁREA PRIVATIVA APARTAMENTOS 105,92m2 5.2 SOLÁRIO 5.3 ÁREA COMUM HALL 24,73m2 5.4 ÁREA COMUM HALL 224,73m2 5.5 COBERTURA 409,70m2 5.5 COBERTURA 194,46m2 5.6 ÁREA COMUM HALL 224,73m2 5.7 ÁREA COMUM HALL 224,73m2 5.9 ÁREA COMUM HALL 224,73m2 5.1 ÁREA PRIVATIVA APARTAMENTOS 105,92m2 5.2 SOLÁRIO 33,64m2 5.3 ÁREA COMUM HALL 224,73m2 5.4 ÁREA COMUM HALL 224,73m2 5.5 COBERTAS 194,46m2 5.6 ÁREA TOTAL DE CONSTRUÇÃO 2.758,70m2 6.0 ÁREA TOTAL DE CONSTRUÇÃO 2.758,70m2 6.0 ÁREA PARA CÁLCULO DA TAXA DE OCUPAÇÃO 235,03m2 4.1.1
2.1 ÁREA ESTAC.(17 AUTOS) 527,17m2 2.2 ESCADA / ELEVADOR / HALL 42,11m2 2.3 RAMPA AUTOS SEMI SUBSOLO 26,97m2 3.0 TÉRREO (COTA: -1,30) 623,03m2 3.1 ÁREA ESTAC.(03 AUTOS) 91,25m2 3.2 ESCADA / ELEVADOR / HALL TÉRREO 43,87m2 3.3 GUARITA / LAVABO 7,83m2 3.4 APT. A01 66,04m2 3.5 APT. A02 66,33m2 3.6 PISCINA / DECK / RAMPA PISCINA 51,17m2 3.7 RAMPA / HALL DE ENTRADA EXTERNO 42,97m2 3.8 GOUMET / WC'S FEM. E MASC. 79,01m2 3.9 SOLÁRIO APT.A01 33,02m2 3.10 SOLÁRIO APT.A02 87,57m2 3.11 RAMPA AUTOS TÉRREO 27,04m2 3.12 JARDINEIRAS 28,93m2 4.0 PAVIMENTO TIPO (X 4 PAVIMENTOS) 1.129,72m2 4.1 PAVIMENTO TIPO (X 4 PAVIMENTOS) 1.129,72m2 4.1.1 ÁREA PRIVATIVA APARTAMENTOS TIPO 282,43m2 4.1.2 ÁREA COMUM HALL 16,80m2 5.1 ÁREA PRIV
2.1 ÁREA ESTAC.(17 AUTOS) 527,17m2 2.2 ESCADA / ELEVADOR / HALL 42,11m2 2.3 RAMPA AUTOS SEMI SUBSOLO 26,97m2 3.0 TÉRREO (COTA: -1,30) 623,03m2 3.1 ÁREA ESTAC.(03 AUTOS) 91,25m2 3.2 ESCADA / ELEVADOR / HALL TÉRREO 43,87m2 3.3 GUARITA / LAVABO 7,83m2 3.4 APT. A01 64,04m2 3.5 APT. A02 66,33m2 3.6 PISCINA / DECK / RAMPA PISCINA 51,17m2 3.7 RAMPA / HALL DE ENTRADA EXTERNO 42,97m2 3.8 GOUMET / WC'S FEM. E MASC. 79,01m2 3.9 SOLÁRIO APT.A01 33,02m2 3.10 SOLÁRIO APT.A02 87,57m2 3.11 RAMPA AUTOS TÉRREO 27,04m2 3.12 JARDINEIRAS 28,93m2 4.0 PAVIMENTO TIPO (X 4 PAVIMENTOS) 1.129,72m2 4.1. PAVIMENTO TIPO 282,43m2 4.1.1 ÁREA PRIVATIVA APARTAMENTOS TIPO 235,03m2 4.1.2 ÁREA COMUM HALL 16,80m2 5.1 ÁREA PRIVATIVA APARTAMENTOS </td
2.2 ESCADA / ELEVADOR / HALL 42,11m2 2.3 RAMPA AUTOS SEMI SUBSOLO 26,97m2 3.0 TÉRREO (COTA: -1,30) 623,03m2 3.1 ÁREA ESTAC (03 AUTOS) 91,25m2 3.2 ESCADA / ELEVADOR / HALL TÉRREO 43,87m2 3.3 GUARITA / LAVABO 7,83m2 3.4 APT. A01 64,04m2 3.5 APT. A02 66,33m2 3.6 PISCINA / DECK / RAMPA PISCINA 51,17m2 3.7 RAMPA / HALL DE ENTRADA EXTERNO 42,97m2 3.8 GOUMET / WC'S FEM. E MASC. 79,01m2 3.9 SOLÁRIO APT.A01 33,02m2 3.10 SOLÁRIO APT.A02 87,57m2 3.11 RAMPA AUTOS TÉRREO 27,04m2 3.12 JARDINEIRAS 28,93m2 4.0 PAVIMENTO TIPO (X 4 PAVIMENTOS) 1.129,72m2 4.1. PAVIMENTO TIPO (X 4 PAVIMENTOS) 1.129,72m2 4.1.1 ÁREA COMUM HALL 16,80m2 4.1.2 ÁREA COMUM HALL 16,80m2 4.1.4 ÁREA PRIVATIVA APARTAMENTOS 105,92m2 5.0 COBERTURA <
2.3 RAMPA AUTOS SEMI SUBSOLO 26,97m2 3.0 TÉRREO (COTA: -1,30) 623,03m2 3.1 ÁREA ESTAC.(03 AUTOS) 91,25m2 3.2 ESCADA / ELEVADOR / HALL TÉRREO 43,87m2 3.3 GUARITA / LAVABO 7,83m2 3.4 APT. A01 64,04m2 3.5 APT. A02 66,33m2 3.6 PISCINA / DECK / RAMPA PISCINA 51,17m2 3.7 RAMPA / HALL DE ENTRADA EXTERNO 42,97m2 3.8 GOUMET / WC'S FEM. E MASC. 79,01m2 3.9 SOLÁRIO APT.A01 33,02m2 3.10 SOLÁRIO APT.A02 87,57m2 3.11 RAMPA AUTOS TÉRREO 27,04m2 3.12 JARDINEIRAS 28,93m2 4.0 PAVIMENTO TIPO (X 4 PAVIMENTOS) 1.129,72m2 4.1 PAVIMENTO TIPO (X 4 PAVIMENTOS) 1.129,72m2 4.1.1 ÁREA PRIVATIVA APARTAMENTOS TIPO 282,43m2 4.1.2 ÁREA COMUM HALL 16,80m2 4.1.4 ÁREA COMUM ESCADA/ ELEVADOR 20,95m2 5.0 COBERTURA 409,70m2 5.1 ÁREA COMUM HALL
3.0 TÉRREO (COTA: -1,30) 623,03m2 3.1 ÁREA ESTAC.(03 AUTOS) 91,25m2 3.2 ESCADA / ELEVADOR / HALL TÉRREO 43,87m2 3.3 GUARITA / LAVABO 7,83m2 3.4 APT. A01 64,04m2 3.5 APT. A02 66,33m2 3.6 PISCINA / DECK / RAMPA PISCINA 51,17m2 3.7 RAMPA / HALL DE ENTRADA EXTERNO 42,97m2 3.8 GOUMET / WC'S FEM. E MASC. 79,01m2 3.9 SOLÁRIO APT.A01 33,02m2 3.10 SOLÁRIO APT.A02 87,57m2 3.11 RAMPA AUTOS TÉRREO 27,04m2 3.12 JARDINEIRAS 28,93m2 4.0 PAVIMENTO TIPO (X 4 PAVIMENTOS) 1.129,72m2 4.1 PAVIMENTO TIPO 282,43m2 4.1.1 ÁREA PRIVATIVA APARTAMENTOS TIPO 285,03m2 4.1.2 ÁREA COMUM HALL 16,80m2 4.1.3 ÁREA COMUM ESCADA/ ELEVADOR 20,95m2 5.0 COBERTURA 409,70m2 5.1 ÁREA PRIVATIVA APARTAMENTOS 105,92m2 5.2 SOLÁRIO 63,64m2 5.3 ÁREA COMUM HALL 24,73m2 5.4 ÁREA COMUM ESCADA/ ELEVADOR 20,95m2 5.5 COBERTAS 194,46m2 6.0 ÁREA TOTAL DE CONSTRUÇÃO 2.758,70m2 6.1 ÁREA PARA CÁLCULO DA TAXA DE OCUPAÇÃO 235,03m2 4.1.1 ÁREA PARA CÁLCULO DA TAXA DE OCUPAÇÃO 235,03m2 4.1.1 ÁREA PARA CÁLCULO DA TAXA DE OCUPAÇÃO 235,03m2 4.1.1 ÁREA PARA CÁLCULO DO I.A. 3.4+3.5+(4.1.1 x 4)+5.1
3.1 ÁREA ESTAC.(03 AUTOS) 91,25m2 3.2 ESCADA / ELEVADOR / HALL TÉRREO 43,87m2 3.3 GUARITA / LAVABO 7,83m2 3.4 APT. A01 64,04m2 3.5 APT. A02 66,33m2 3.6 PISCINA / DECK / RAMPA PISCINA 51,17m2 3.7 RAMPA / HALL DE ENTRADA EXTERNO 42,97m2 3.8 GOUMET / WC'S FEM. E MASC. 79,01m2 3.9 SOLÁRIO APT.A01 33,02m2 3.10 SOLÁRIO APT.A02 87,57m2 3.11 RAMPA AUTOS TÉRREO 27,04m2 3.12 JARDINEIRAS 28,93m2 4.0 PAVIMENTO TIPO (X 4 PAVIMENTOS) 1.129,72m2 4.1.1 ÁREA PRIVATIVA APARTAMENTOS TIPO 235,03m2 4.1.2 ÁREA COMUM HALL 16,80m2 4.1.4 ÁREA COMUM ESCADA/ ELEVADOR 20,95m2 5.1 ÁREA PRIVATIVA APARTAMENTOS 105,92m2 5.2 SOLÁRIO 63,64m2 5.3 ÁREA COMUM HALL 24,73m2 5.4 ÁREA COMUM ESCADA/ ELEVADO
3.1 ÁREA ESTAC.(03 AUTOS) 91,25m2 3.2 ESCADA / ELEVADOR / HALL TÉRREO 43,87m2 3.3 GUARITA / LAVABO 7,83m2 3.4 APT. A01 64,04m2 3.5 APT. A02 66,33m2 3.6 PISCINA / DECK / RAMPA PISCINA 51,17m2 3.7 RAMPA / HALL DE ENTRADA EXTERNO 42,97m2 3.8 GOUMET / WC'S FEM. E MASC. 79,01m2 3.9 SOLÁRIO APT.A01 33,02m2 3.10 SOLÁRIO APT.A02 87,57m2 3.11 RAMPA AUTOS TÉRREO 27,04m2 3.12 JARDINEIRAS 28,93m2 4.0 PAVIMENTO TIPO (X 4 PAVIMENTOS) 1.129,72m2 4.1.1 ÁREA PRIVATIVA APARTAMENTOS TIPO 235,03m2 4.1.2 ÁREA COMUM HALL 16,80m2 4.1.4 ÁREA COMUM ESCADA/ ELEVADOR 20,95m2 5.1 ÁREA PRIVATIVA APARTAMENTOS 105,92m2 5.2 SOLÁRIO 63,64m2 5.3 ÁREA COMUM HALL 24,73m2 5.4 ÁREA COMUM ESCADA/ ELEVADO
3.2 ESCADA / ELEVADOR / HALL TÉRREO 43,87m2 3.3 GUARITA / LAVABO 7,83m2 3.4 APT. A01 64,04m2 3.5 APT. A02 66,33m2 3.6 PISCINA / DECK / RAMPA PISCINA 51,17m2 3.7 RAMPA / HALL DE ENTRADA EXTERNO 42,97m2 3.8 GOUMET / WC'S FEM. E MASC. 79,01m2 3.9 SOLÁRIO APT.A01 33,02m2 3.10 SOLÁRIO APT.A02 87,57m2 3.11 RAMPA AUTOS TÉRREO 27,04m2 3.12 JARDINEIRAS 28,93m2 4.0 PAVIMENTO TIPO (X 4 PAVIMENTOS) 1.129,72m2 4.1 PAVIMENTO TIPO 282,43m2 4.1.1 ÁREA PRIVATIVA APARTAMENTOS TIPO 235,03m2 4.1.2 ÁREA COMUM HALL 16,80m2 4.1.3 ÁREA COMUM ESCADA/ ELEVADOR 20,95m2 5.0 COBERTURA 409,70m2 5.1 ÁREA PRIVATIVA APARTAMENTOS 105,92m2 5.2 SOLÁRIO 63,64m2 5.3 ÁREA COMUM HALL 24,73m2 5.4 ÁREA COMUM ESCADA/ ELEVADOR 20,95m2
3.3 GUARITA / LAVABO 7,83m2 3.4 APT. A01 64,04m2 3.5 APT. A02 66,33m2 3.6 PISCINA / DECK / RAMPA PISCINA 51,17m2 3.7 RAMPA / HALL DE ENTRADA EXTERNO 42,97m2 3.8 GOUMET / WC'S FEM. E MASC. 79,01m2 3.9 SOLÁRIO APT.A01 33,02m2 3.10 SOLÁRIO APT.A02 87,57m2 3.11 RAMPA AUTOS TÉRREO 27,04m2 3.12 JARDINEIRAS 28,93m2 4.0 PAVIMENTO TIPO (X 4 PAVIMENTOS) 1.129,72m2 4.1 PAVIMENTO TIPO 282,43m2 4.1.1 ÁREA PRIVATIVA APARTAMENTOS TIPO 235,03m2 4.1.2 ÁREA COMUM HALL 16,80m2 4.1.4 ÁREA TÉCNICA 9,65m2 5.0 COBERTURA 409,70m2 5.1 ÁREA PRIVATIVA APARTAMENTOS 105,92m2 5.2 SOLÁRIO 63,64m2 5.3 ÁREA COMUM HALL 24,73m2 5.4 ÁREA COMUM ESCADA/ ELEVADOR 20,95m2
3.5 APT. A02 66,33m2 3.6 PISCINA / DECK / RAMPA PISCINA 51,17m2 3.7 RAMPA / HALL DE ENTRADA EXTERNO 42,97m2 3.8 GOUMET / WC'S FEM. E MASC. 79,01m2 3.9 SOLÁRIO APT.A01 33,02m2 3.10 SOLÁRIO APT.A02 87,57m2 3.11 RAMPA AUTOS TÉRREO 27,04m2 3.12 JARDINEIRAS 28,93m2 4.0 PAVIMENTO TIPO (X 4 PAVIMENTOS) 1.129,72m2 4.1 PAVIMENTO TIPO (X 4 PAVIMENTOS) 235,03m2 4.1.1 ÁREA PRIVATIVA APARTAMENTOS TIPO 235,03m2 4.1.2 ÁREA COMUM HALL 16,80m2 4.1.3 ÁREA COMUM ESCADA/ ELEVADOR 20,95m2 5.0 COBERTURA 409,70m2 5.1 ÁREA PRIVATIVA APARTAMENTOS 105,92m2 5.2 SOLÁRIO 63,64m2 5.3 ÁREA COMUM HALL 24,73m2 5.4 ÁREA COMUM ESCADA/ ELEVADOR 20,95m2 5.5 COBERTAS 194,46m2 6.0 ÁREA TOTAL DE CONSTRUÇÃO 2.758,70m2 (2.0+3.0+4.0+5.0) 2.758,70m2<
3.6 PISCINA / DECK / RAMPA PISCINA 51,17m2 3.7 RAMPA / HALL DE ENTRADA EXTERNO 42,97m2 3.8 GOUMET / WC'S FEM. E MASC. 79,01m2 3.9 SOLÁRIO APT.A01 33,02m2 3.10 SOLÁRIO APT.A02 87,57m2 3.11 RAMPA AUTOS TÉRREO 27,04m2 3.12 JARDINEIRAS 28,93m2 4.0 PAVIMENTO TIPO (X 4 PAVIMENTOS) 1.129,72m2 4.1 PAVIMENTO TIPO 282,43m2 4.1.1 ÁREA PRIVATIVA APARTAMENTOS TIPO 235,03m2 4.1.2 ÁREA COMUM HALL 16,80m2 4.1.3 ÁREA COMUM ESCADA/ ELEVADOR 20,95m2 5.0 COBERTURA 409,70m2 5.1 ÁREA PRIVATIVA APARTAMENTOS 105,92m2 5.2 SOLÁRIO 63,64m2 5.3 ÁREA COMUM HALL 24,73m2 5.4 ÁREA COMUM ESCADA/ ELEVADOR 20,95m2 5.5 COBERTAS 194,46m2 6.0 ÁREA TOTAL DE CONSTRUÇÃO 2.758,70m2 6.0 ÁREA PARA CÁLCULO DA TAXA DE OCUPAÇÃO 235,03m2 4.1.1 AREA PARA CÁLC
3.7 RAMPA / HALL DE ENTRADA EXTERNO 42,97m2 3.8 GOUMET / WC'S FEM. E MASC. 79,01m2 3.9 SOLÁRIO APT.A01 33,02m2 3.10 SOLÁRIO APT.A02 87,57m2 3.11 RAMPA AUTOS TÉRREO 27,04m2 3.12 JARDINEIRAS 28,93m2 4.0 PAVIMENTO TIPO (X 4 PAVIMENTOS) 1.129,72m2 4.1 PAVIMENTO TIPO 282,43m2 4.1.1 ÁREA PRIVATIVA APARTAMENTOS TIPO 235,03m2 4.1.2 ÁREA COMUM HALL 16,80m2 4.1.4 ÁREA COMUM ESCADA/ ELEVADOR 20,95m2 5.0 COBERTURA 409,70m2 5.1 ÁREA PRIVATIVA APARTAMENTOS 105,92m2 5.2 SOLÁRIO 63,64m2 5.3 ÁREA COMUM HALL 24,73m2 5.4 ÁREA COMUM ESCADA/ ELEVADOR 20,95m2 5.5 COBERTAS 194,46m2 6.0 ÁREA TOTAL DE CONSTRUÇÃO 2.758,70m2 6.0 ÁREA PARA CÁLCULO DA TAXA DE OCUPAÇÃO 2.758,70m2 7.0 ÁREA PARA CÁLCULO DO I.A. 3.4+3.5+(4.1.1 x 4)+5.1
3.8 GOUMET / WC'S FEM. E MASC. 79,01m2 3.9 SOLÁRIO APT.A01 33,02m2 3.10 SOLÁRIO APT.A02 87,57m2 3.11 RAMPA AUTOS TÉRREO 27,04m2 3.12 JARDINEIRAS 28,93m2 4.0 PAVIMENTO TIPO (X 4 PAVIMENTOS) 1.129,72m2 4.1 PAVIMENTO TIPO 282,43m2 4.1.1 ÁREA PRIVATIVA APARTAMENTOS TIPO 235,03m2 4.1.2 ÁREA COMUM HALL 16,80m2 4.1.3 ÁREA COMUM ESCADA/ ELEVADOR 20,95m2 4.1.4 ÁREA TÉCNICA 9,65m2 5.0 COBERTURA 409,70m2 5.1 ÁREA PRIVATIVA APARTAMENTOS 105,92m2 5.2 SOLÁRIO 63,64m2 5.3 ÁREA COMUM HALL 24,73m2 5.4 ÁREA COMUM ESCADA/ ELEVADOR 20,95m2 5.5 COBERTAS 194,46m2 6.0 ÁREA TOTAL DE CONSTRUÇÃO 2.758,70m2 (2.0+3.0+4.0+5.0) 2.758,70m2 2.758,70m2 7.0 ÁREA PARA CÁLCULO DA TAXA DE OCUPAÇÃO 235,03m2 4.1.1 3.4+3.5+(4.1.1 x 4)+5.1
3.9 SOLÁRIO APT.A01 33,02m2 3.10 SOLÁRIO APT.A02 87,57m2 3.11 RAMPA AUTOS TÉRREO 27,04m2 3.12 JARDINEIRAS 28,93m2 4.0 PAVIMENTO TIPO (X 4 PAVIMENTOS) 1.129,72m2 4.1 PAVIMENTO TIPO 282,43m2 4.1.1 ÁREA PRIVATIVA APARTAMENTOS TIPO 235,03m2 4.1.2 ÁREA COMUM HALL 16,80m2 4.1.3 ÁREA COMUM ESCADA/ ELEVADOR 20,95m2 5.0 COBERTURA 409,70m2 5.1 ÁREA PRIVATIVA APARTAMENTOS 105,92m2 5.2 SOLÁRIO 63,64m2 5.3 ÁREA COMUM HALL 24,73m2 5.4 ÁREA COMUM ESCADA/ ELEVADOR 20,95m2 5.5 COBERTAS 194,46m2 6.0 ÁREA TOTAL DE CONSTRUÇÃO 2.758,70m2 6.0 ÁREA PARA CÁLCULO DA TAXA DE OCUPAÇÃO 235,03m2 4.1.1 8.0 ÁREA PARA CÁLCULO DO I.A. 3.4+3.5+(4.1.1 x 4)+5.1
3.10 SOLÁRIO APT.A02 87,57m2 3.11 RAMPA AUTOS TÉRREO 27,04m2 3.12 JARDINEIRAS 28,93m2 4.0 PAVIMENTO TIPO (X 4 PAVIMENTOS) 1.129,72m2 4.1 PAVIMENTO TIPO 282,43m2 4.1.1 ÁREA PRIVATIVA APARTAMENTOS TIPO 235,03m2 4.1.2 ÁREA COMUM HALL 16,80m2 4.1.3 ÁREA COMUM ESCADA/ ELEVADOR 20,95m2 4.1.4 ÁREA TÉCNICA 9,65m2 5.0 COBERTURA 409,70m2 5.1 ÁREA PRIVATIVA APARTAMENTOS 105,92m2 5.2 SOLÁRIO 63,64m2 5.2 SOLÁRIO 63,64m2 5.4 ÁREA COMUM HALL 24,73m2 5.4 ÁREA COMUM ESCADA/ ELEVADOR 20,95m2 5.5 COBERTAS 194,46m2 6.0 ÁREA TOTAL DE CONSTRUÇÃO 2.758,70m2 7.0 ÁREA PARA CÁLCULO DA TAXA DE OCUPAÇÃO 235,03m2 4.1.1 3.4+3.5+(4.1.1 x 4)+5.1 1.176,41m2
3.11 RAMPA AUTOS TÉRREO 27,04m2 3.12 JARDINEIRAS 28,93m2 4.0 PAVIMENTO TIPO (X 4 PAVIMENTOS) 1.129,72m2 4.1 PAVIMENTO TIPO 282,43m2 4.1.1 ÁREA PRIVATIVA APARTAMENTOS TIPO 235,03m2 4.1.2 ÁREA COMUM HALL 16,80m2 4.1.3 ÁREA COMUM ESCADA/ ELEVADOR 20,95m2 4.1.4 ÁREA TÉCNICA 9,65m2 5.0 COBERTURA 409,70m2 5.1 ÁREA PRIVATIVA APARTAMENTOS 105,92m2 5.2 SOLÁRIO 63,64m2 5.3 ÁREA COMUM HALL 24,73m2 5.4 ÁREA COMUM ESCADA/ ELEVADOR 20,95m2 5.5 COBERTAS 194,46m2 6.0 ÁREA TOTAL DE CONSTRUÇÃO 2.758,70m2 (2.0+3.0+4.0+5.0) 235,03m2 7.0 ÁREA PARA CÁLCULO DA TAXA DE OCUPAÇÃO 235,03m2 4.1.1 8.0 ÁREA PARA CÁLCULO DO I.A. 1.176,41m2 3.4+3.5+(4.1.1 x 4)+5.1 1.176,41m2
3.12 JARDINEIRAS 28,93m2 4.0 PAVIMENTO TIPO (X 4 PAVIMENTOS) 1.129,72m2 4.1 PAVIMENTO TIPO 282,43m2 4.1.1 ÁREA PRIVATIVA APARTAMENTOS TIPO 235,03m2 4.1.2 ÁREA COMUM HALL 16,80m2 4.1.3 ÁREA COMUM ESCADA/ ELEVADOR 20,95m2 4.1.4 ÁREA TÉCNICA 9,65m2 5.0 COBERTURA 409,70m2 5.1 ÁREA PRIVATIVA APARTAMENTOS 105,92m2 5.2 SOLÁRIO 63,64m2 5.3 ÁREA COMUM HALL 24,73m2 5.4 ÁREA COMUM ESCADA/ ELEVADOR 20,95m2 5.5 COBERTAS 194,46m2 6.0 ÁREA TOTAL DE CONSTRUÇÃO 2.758,70m2 (2.0+3.0+4.0+5.0) 235,03m2 7.0 ÁREA PARA CÁLCULO DA TAXA DE OCUPAÇÃO 235,03m2 4.1.1 8.0 ÁREA PARA CÁLCULO DO I.A. 1.176,41m2 3.4+3.5+(4.1.1 x 4)+5.1 1.176,41m2
4.0 PAVIMENTO TIPO (X 4 PAVIMENTOS) 1.129,72m2 4.1 PAVIMENTO TIPO 282,43m2 4.1.1 ÁREA PRIVATIVA APARTAMENTOS TIPO 235,03m2 4.1.2 ÁREA COMUM HALL 16,80m2 4.1.3 ÁREA COMUM ESCADA/ ELEVADOR 20,95m2 4.1.4 ÁREA TÉCNICA 9,65m2 5.0 COBERTURA 409,70m2 5.1 ÁREA PRIVATIVA APARTAMENTOS 105,92m2 5.2 SOLÁRIO 63,64m2 5.3 ÁREA COMUM HALL 24,73m2 5.4 ÁREA COMUM ESCADA/ ELEVADOR 20,95m2 5.5 COBERTAS 194,46m2 6.0 ÁREA TOTAL DE CONSTRUÇÃO 2.758,70m2 (2.0+3.0+4.0+5.0) 2.758,70m2 7.0 ÁREA PARA CÁLCULO DA TAXA DE OCUPAÇÃO 235,03m2 4.1.1 8.0 ÁREA PARA CÁLCULO DO I.A. 1.176,41m2 3.4+3.5+(4.1.1 x 4)+5.1 1.176,41m2
4.1 PAVIMENTO TIPO 282,43m2 4.1.1 ÁREA PRIVATIVA APARTAMENTOS TIPO 235,03m2 4.1.2 ÁREA COMUM HALL 16,80m2 4.1.3 ÁREA COMUM ESCADA/ ELEVADOR 20,95m2 4.1.4 ÁREA TÉCNICA 9,65m2 5.0 COBERTURA 409,70m2 5.1 ÁREA PRIVATIVA APARTAMENTOS 105,92m2 5.2 SOLÁRIO 63,64m2 5.3 ÁREA COMUM HALL 24,73m2 5.4 ÁREA COMUM ESCADA/ ELEVADOR 20,95m2 5.5 COBERTAS 194,46m2 6.0 ÁREA TOTAL DE CONSTRUÇÃO 2.758,70m2 (2.0+3.0+4.0+5.0) 2.758,70m2 7.0 ÁREA PARA CÁLCULO DA TAXA DE OCUPAÇÃO 235,03m2 4.1.1 8.0 ÁREA PARA CÁLCULO DO I.A. 1.176,41m2 3.4+3.5+(4.1.1 x 4)+5.1 1.176,41m2
4.1 PAVIMENTO TIPO 282,43m2 4.1.1 ÁREA PRIVATIVA APARTAMENTOS TIPO 235,03m2 4.1.2 ÁREA COMUM HALL 16,80m2 4.1.3 ÁREA COMUM ESCADA/ ELEVADOR 20,95m2 4.1.4 ÁREA TÉCNICA 9,65m2 5.0 COBERTURA 409,70m2 5.1 ÁREA PRIVATIVA APARTAMENTOS 105,92m2 5.2 SOLÁRIO 63,64m2 5.3 ÁREA COMUM HALL 24,73m2 5.4 ÁREA COMUM ESCADA/ ELEVADOR 20,95m2 5.5 COBERTAS 194,46m2 6.0 ÁREA TOTAL DE CONSTRUÇÃO 2.758,70m2 (2.0+3.0+4.0+5.0) 2.758,70m2 7.0 ÁREA PARA CÁLCULO DA TAXA DE OCUPAÇÃO 235,03m2 4.1.1 8.0 ÁREA PARA CÁLCULO DO I.A. 1.176,41m2 3.4+3.5+(4.1.1 x 4)+5.1 1.176,41m2
4.1.1 ÁREA PRIVATIVA APARTAMENTOS TIPO 235,03m2 4.1.2 ÁREA COMUM HALL 16,80m2 4.1.3 ÁREA COMUM ESCADA/ ELEVADOR 20,95m2 4.1.4 ÁREA TÉCNICA 9,65m2 5.0 COBERTURA 409,70m2 5.1 ÁREA PRIVATIVA APARTAMENTOS 105,92m2 5.2 SOLÁRIO 63,64m2 5.3 ÁREA COMUM HALL 24,73m2 5.4 ÁREA COMUM ESCADA/ ELEVADOR 20,95m2 5.5 COBERTAS 194,46m2 6.0 ÁREA TOTAL DE CONSTRUÇÃO 2.758,70m2 (2.0+3.0+4.0+5.0) 2.758,70m2 7.0 ÁREA PARA CÁLCULO DA TAXA DE OCUPAÇÃO 235,03m2 4.1.1 4.1.1 4.1.1 x 4)+5.1 1.176,41m2
4.1.2 ÁREA COMUM HALL 16,80m2 4.1.3 ÁREA COMUM ESCADA/ ELEVADOR 20,95m2 4.1.4 ÁREA TÉCNICA 9,65m2 5.0 COBERTURA 409,70m2 5.1 ÁREA PRIVATIVA APARTAMENTOS 105,92m2 5.2 SOLÁRIO 63,64m2 5.3 ÁREA COMUM HALL 24,73m2 5.4 ÁREA COMUM ESCADA/ ELEVADOR 20,95m2 5.5 COBERTAS 194,46m2 6.0 ÁREA TOTAL DE CONSTRUÇÃO (2.0+3.0+4.0+5.0) 2.758,70m2 (2.0+3.0+4.0+5.0) 7.0 ÁREA PARA CÁLCULO DA TAXA DE OCUPAÇÃO 4.1.1 235,03m2 4.1.1 8.0 ÁREA PARA CÁLCULO DO I.A. 3.4+3.5+(4.1.1 x 4)+5.1 1.176,41m2
4.1.3 ÁREA COMUM ESCADA/ ELEVADOR 20,95m2 4.1.4 ÁREA TÉCNICA 9,65m2 5.0 COBERTURA 409,70m2 5.1 ÁREA PRIVATIVA APARTAMENTOS 105,92m2 5.2 SOLÁRIO 63,64m2 5.3 ÁREA COMUM HALL 24,73m2 5.4 ÁREA COMUM ESCADA/ ELEVADOR 20,95m2 5.5 COBERTAS 194,46m2 6.0 ÁREA TOTAL DE CONSTRUÇÃO (2.0+3.0+4.0+5.0) 2.758,70m2 7.0 ÁREA PARA CÁLCULO DA TAXA DE OCUPAÇÃO 4.1.1 235,03m2 8.0 ÁREA PARA CÁLCULO DO I.A. 3.4+3.5+(4.1.1 x 4)+5.1 1.176,41m2
4.1.4 ÁREA TÉCNICA 9,65m2 5.0 COBERTURA 409,70m2 5.1 ÁREA PRIVATIVA APARTAMENTOS 105,92m2 5.2 SOLÁRIO 63,64m2 5.3 ÁREA COMUM HALL 24,73m2 5.4 ÁREA COMUM ESCADA/ ELEVADOR 20,95m2 5.5 COBERTAS 194,46m2 6.0 ÁREA TOTAL DE CONSTRUÇÃO (2.0+3.0+4.0+5.0) 2.758,70m2 (2.0+3.0+4.0+5.0) 7.0 ÁREA PARA CÁLCULO DA TAXA DE OCUPAÇÃO 4.1.1 235,03m2 4.1.1 8.0 ÁREA PARA CÁLCULO DO I.A. 3.4+3.5+(4.1.1 x 4)+5.1 1.176,41m2
5.0 COBERTURA 409,70m2 5.1 ÁREA PRIVATIVA APARTAMENTOS 105,92m2 5.2 SOLÁRIO 63,64m2 5.3 ÁREA COMUM HALL 24,73m2 5.4 ÁREA COMUM ESCADA/ ELEVADOR 20,95m2 5.5 COBERTAS 194,46m2 6.0 ÁREA TOTAL DE CONSTRUÇÃO (2.0+3.0+4.0+5.0) 2.758,70m2 (2.0+3.0+4.0+5.0) 7.0 ÁREA PARA CÁLCULO DA TAXA DE OCUPAÇÃO 4.1.1 235,03m2 4.1.1 8.0 ÁREA PARA CÁLCULO DO I.A. 3.4+3.5+(4.1.1 x 4)+5.1 1.176,41m2
5.1 ÁREA PRIVATIVA APARTAMENTOS 105,92m2 5.2 SOLÁRIO 63,64m2 5.3 ÁREA COMUM HALL 24,73m2 5.4 ÁREA COMUM ESCADA/ ELEVADOR 20,95m2 5.5 COBERTAS 194,46m2 6.0 ÁREA TOTAL DE CONSTRUÇÃO (2.0+3.0+4.0+5.0) 2.758,70m2 (2.0+3.0+4.0+5.0) 7.0 ÁREA PARA CÁLCULO DA TAXA DE OCUPAÇÃO 4.1.1 235,03m2 4.1.1 8.0 ÁREA PARA CÁLCULO DO I.A. 3.4+3.5+(4.1.1 x 4)+5.1 1.176,41m2
5.1 ÁREA PRIVATIVA APARTAMENTOS 105,92m2 5.2 SOLÁRIO 63,64m2 5.3 ÁREA COMUM HALL 24,73m2 5.4 ÁREA COMUM ESCADA/ ELEVADOR 20,95m2 5.5 COBERTAS 194,46m2 6.0 ÁREA TOTAL DE CONSTRUÇÃO (2.0+3.0+4.0+5.0) 2.758,70m2 (2.0+3.0+4.0+5.0) 7.0 ÁREA PARA CÁLCULO DA TAXA DE OCUPAÇÃO 4.1.1 235,03m2 4.1.1 8.0 ÁREA PARA CÁLCULO DO I.A. 3.4+3.5+(4.1.1 x 4)+5.1 1.176,41m2
5.2 SOLÁRIO 63,64m2 5.3 ÁREA COMUM HALL 24,73m2 5.4 ÁREA COMUM ESCADA/ ELEVADOR 20,95m2 5.5 COBERTAS 194,46m2 6.0 ÁREA TOTAL DE CONSTRUÇÃO (2.0+3.0+4.0+5.0) 2.758,70m2 (2.0+3.0+4.0+5.0) 7.0 ÁREA PARA CÁLCULO DA TAXA DE OCUPAÇÃO 4.1.1 235,03m2 4.1.1 8.0 ÁREA PARA CÁLCULO DO I.A. 3.4+3.5+(4.1.1 x 4)+5.1 1.176,41m2
5.3 ÁREA COMUM HALL 24,73m2 5.4 ÁREA COMUM ESCADA/ ELEVADOR 20,95m2 5.5 COBERTAS 194,46m2 6.0 ÁREA TOTAL DE CONSTRUÇÃO (2.0+3.0+4.0+5.0) 2.758,70m2 (2.0+3.0+4.0+5.0) 7.0 ÁREA PARA CÁLCULO DA TAXA DE OCUPAÇÃO 4.1.1 235,03m2 4.1.1 8.0 ÁREA PARA CÁLCULO DO I.A. 3.4+3.5+(4.1.1 x 4)+5.1 1.176,41m2
5.4 ÁREA COMUM ESCADA/ ELEVADOR 20,95m2 5.5 COBERTAS 194,46m2 6.0 ÁREA TOTAL DE CONSTRUÇÃO (2.0+3.0+4.0+5.0) 2.758,70m2 7.0 ÁREA PARA CÁLCULO DA TAXA DE OCUPAÇÃO 4.1.1 235,03m2 8.0 ÁREA PARA CÁLCULO DO I.A. 3.4+3.5+(4.1.1 x 4)+5.1 1.176,41m2
5.5 COBERTAS 194,46m2 6.0 ÁREA TOTAL DE CONSTRUÇÃO (2.0+3.0+4.0+5.0) 2.758,70m2 7.0 ÁREA PARA CÁLCULO DA TAXA DE OCUPAÇÃO 4.1.1 235,03m2 8.0 ÁREA PARA CÁLCULO DO I.A. 3.4+3.5+(4.1.1 x 4)+5.1 1.176,41m2
6.0 ÁREA TOTAL DE CONSTRUÇÃO (2.0+3.0+4.0+5.0) 7.0 ÁREA PARA CÁLCULO DA TAXA DE OCUPAÇÃO 4.1.1 8.0 ÁREA PARA CÁLCULO DO I.A. 3.4+3.5+(4.1.1 x 4)+5.1
(2.0+3.0+4.0+5.0) 7.0 ÁREA PARA CÁLCULO DA TAXA DE OCUPAÇÃO 4.1.1 8.0 ÁREA PARA CÁLCULO DO I.A. 3.4+3.5+(4.1.1 x 4)+5.1 1.176,41m2
(2.0+3.0+4.0+5.0) 7.0 ÁREA PARA CÁLCULO DA TAXA DE OCUPAÇÃO 4.1.1 8.0 ÁREA PARA CÁLCULO DO I.A. 3.4+3.5+(4.1.1 x 4)+5.1 1.176,41m2
4.1.1 8.0 ÁREA PARA CÁLCULO DO I.A. 3.4+3.5+(4.1.1 x 4)+5.1 1.176,41m2
3.4+3.5+(4.1.1 x 4)+5.1
9.0 TAXA DE OCUPAÇÃO (7.0 / 1.0) 35,61%
10.0 ÍNDICE DE APROVEITAMENTO 1,782 (8.0/1.0)
11.0 ÁREA PERMEÁVEL TOTAL 35,74m2 % TOTAL DE ÁREA PERMEÁVEL
11.1 ÁREA PERMEÁVEL 01 11,52m2
11.2 ÁREA PERMEÁVEL 02 4,32m2
11.3 ÁREA PERMEÁVEL 03 10,60m2
11.4 ÁREA PERMEÁVEL 04 5,50m2
/ U.C. ()

								Sondagem de Reconhecimento a Percussão SI	P-001
							ente		1/1
ĺ						Obi		Residencial Multifamiliar Jardim São Paulo, João Pessoa-PB	2020 2020
a l	۱mc	ostra	ado	r E	xte	erno:	2"	Altura de queda: 75 cm Cota da boca do furo: -0,37 m Ensaio de Avanço por Circulaçã	o de Água
				li		rno: Rev.):	1¾"		30 min
								TC-Trado Concha	-
Ä.	Re Pe (n		5	nsa SP	Т	N _{SPT}		sistência à Penetração × Profundidade Prof. (m) Classificação do Material	
-	,	,	1 ^a		3 ^a	2	0	0 10 20 30 40 50	
Não identificado	TC		1	1	<u>2</u> 20	3/35	1-		
Ž		2,00	1	1	1	2	3	Silte argiloarenoso, cor variegada (de mi mole).	uito mole a
ĺ			1	1	1	2	4		
			3	4	7	11	5	4,80 Silte argiloarenoso, com laterita e pedre	vulho, cor
			4	7	11	18	6	variegada (rijo).	guirio, coi
	5 12 25 37 7							Argila siltoarenosa, com pedregulho, cor (de rija a dura).	variegada
	CA	7 14 21 35 8							
					18		9		
					13 30		11	Argila siltoarenosa, cor variegada (dura)	
						50/20		11.90	
İ					5	30/15			
			30	-	-	30/15	14	Argila siltosa, com laterita, cor variegada	(dura).
		15,00	<u>30</u> 5	-	-	30/5	15	Limite de Sondagem	
							16	Sondador:	
							17		
							18		
							19		
							20		

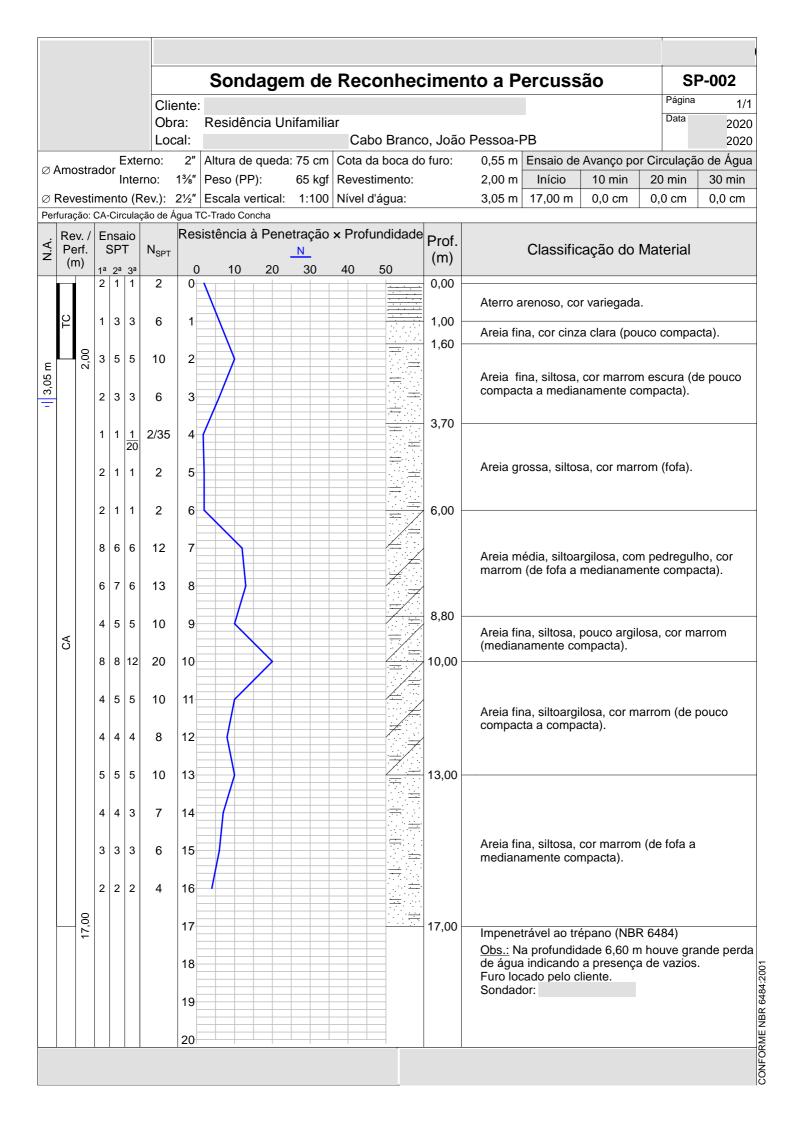
								Sondage	m de	Reco	nhec	ime	nto a Percussão	SP-002					
						Ob								Página 1/1 Data 2020					
					×te	Loc erno:	al: 2"	Altura de queda	· 75 cm	Cota da h	noca do	furo:	Jardim São Paulo, João Pessoa-PB -0,08 m Ensaio de Avanço por Cir	2020 culação de Água					
ØA	۱mc	stra	ado	r		rno:		Peso (PP):		Revestim		raio.	, ,	min 30 min					
						-		Escala vertical:	1:100	Nível d'ág	gua:	Não i	dentificado						
	uraç Re			ารล		çao de <i>F</i>		C-Trado Concha sistência à Pene	etração	× Profund	didade	5 (
Z.A.	Pe		1 ^a	SP ⁻	T 3ª	N _{SPT}	0		N 30	40 5		(m)	Classificação do Material						
ificado			1	1	1	2	0					0,00							
Não identificado	TC		1	<u>2</u> 30	-	2	1												
ž.		2,00	1 18	2 28	-	2/28	2						Silte argiloarenoso, cor variegada	(de muito mole a					
			<u>1</u> 20	<u>1</u> 25	-	1/25	3						médio).	(de maio moie a					
			<u>1</u> 22	<u>1</u> 24	-	1/24	4												
			1	3	3	6	5				# /= # /= /	F 70							
			3	4	5	9	6					5,70							
			4	7	10	17	7				# /_ # /_		Silte argiloarenoso, com laterita e variegada (de médio a duro).	pedregulho, cor					
	CA		4	8	12	20	8,80												
			6	11	20	31	9					8,80							
			7	13	24	37	10						Argila siltoarenosa, cor variegada	(dura).					
			10	16	30	46	11												
			17	<u>30</u>	-	30/3	12					11,70							
			30	-	-	30/15	13						Argila siltosa, pouco arenosa, com variegada (dura).	laterita, cor					
		14,00	30 5	-	-	30/5	14				; 	14,05	Limite de Sondagem						
							15						Obs.: Na profundidade 1,90 m hou d'água, indicando a presença de v Sondador:	ıve grande perda vazios.					
							16												
							17												
							18												
							19												
							20												

ANEXO B - Caso Cabo Branco

QUADRO DE ÁREAS

ÁREA DO TERRENO	1.819,80m2
ÁREA PAVIMENTO TÉRREO	308,70m2
ÁREA 1º PAVIMENTO	250,00m2
ÁREA 2º PAVIMENTO	244,40m2
ÁREA TOTAL CONSTRUÍDA	803,10m2
ÁREA DE PROJEÇÃO NO TERRENO	257,05m2
ÁREA PERMEÁVEL	1.106,45m2
TAXA DE OCUPAÇÃO	14,12%
ÍNDICE DE APROVEITAMENTO	0.44

Sondagem de Reconhecimento a Percussão **SP-001** Página 1/1 Cliente: Data Obra: Residência Unifamiliar 2020 Cabo Branco, João Pessoa-PB Local: 2020 0,80 m Ensaio de Avanço por Circulação de Água Externo: Altura de queda: 75 cm Cota da boca do furo: Ø Amostrador Interno: 13/8" Peso (PP): 65 kgf Revestimento: 2,00 m Início 10 min 20 min 30 min Ø Revestimento (Rev.): Escala vertical: 1:100 Nível d'água: 3,30 m 16,45 m 0,0 cm 0,0 cm 0,0 cm Perfuração: CA-Circulação de Água TC-Trado Concha Resistência à Penetração x Profundidade Ensaio Prof. Ä. Perf. SPT Classificação do Material N_{SPT} (m) (m) 50 2 0,00 3 1 0 Aterro arenoso, com pouca metralha, cor variegada. 0,90 2 1 3 5 Areia fina, cor cinza clara (de pouco compacta a 2,00 2 5 medianamente compacta). 5 10 2 2,70 3 2 5 3 3 Areia fina, siltosa, cor marrom (pouco compacta). 3 4 4 8 4,80 1 1 1 2/45 5 30 Areia média, siltosa, cor marrom (fofa). 1/50 6 50 7,00 4 4 8 4 15 8 7 15 8 Areia média, siltoargilosa, com muito pedregulho, cor marrom (de pouco compacta a medianamente compacta). 5 4 4 8 9 S 10,00 4 5 8 13 10 8 10 18 11 Areia fina, siltosa, pouco argilosa, cor marrom (medianamente compacta). 5 6 6 12 12 12,50 Areia fina, siltosa, pouco argilosa, com laterita, cor 3 3 6 13 13,00 variegada 3 3 3 6 14 Areia fina, siltosa, cor marrom (de fofa a pouco 2 2 3 4 15 compacta). 1 1 3 16 16,45 16,45 Impenetrável ao trépano (NBR 6484) 17 Obs.: Furo locado pelo cliente. Sondador: 18 19 20



ANEXO C - Caso Paratibe

SONDAGEM À PERCUSSÃO CLIENTE / OBRA SONDADOR / Residencial Multifamiliar SP LOCALIZAÇÃO DO FURO DESENHO 01 Paratibe - João Pessoa / PB AMOSTRADOR (diâm.) MARTELO REFERÊNCIA REVEST. COTA DO REF. DE NÍVEL (RN): 0,00 m FURO: (diâm. nom.) TÉRMINO Externo 50,8 mm Peso Alt. de queda INÍCIO (Pé do Poste) Interno 34,9 mm 65 kg 75 cm (+)0,23m 2015 2015 67 mm GRÁFICO DE PENETRAÇÃO - PROFUNDIDADE CLASSIFICAÇÃO Número de Posição Nível Profund. das Profund. Golpes/ ESCALA: 1/100 camadas do NSPT d'água Penetração (15 cm) (m) ₅₅ (NA) Revest. (m) 10 15 20 25 30 50 MATERIAL AMOSTRADO 0,00 0.45 <u>1</u> 15 <u>1</u> 32 1 Aterro arenoso c/ metralha - cor variegada 0,83 <u>1</u> 17 <u>1</u> 37 1 Areia fina siltosa fofa a muito compacta cor variegada <u>2</u> <u>15</u> <u>20</u> <u>5</u> 35/20 2,23 2,35 Silte arenoso c/ arenito muito compacto - cor variegada Impenetrável à Percussão 3 6 8 9 10 11 12 13 15 16 17 18 19

20

									S	80	ND	AG	βE	M	À	Р	E	RC	ะบร	SS	SÃO					
CLIENTE	/ OBRA							/ D	٠,				4.6	_										SONDADOR		
	SP	LO	CAL	_IZA	ÇÃO DO FUI	RO		/ Re	SIC	enc	ıal I	VIul	tifa	ımı	liar									DESENHO		
	02							P	ara	tib	e - J	loão	Pe	esso	a / I	PB										
	OSTRADO				REVEST.		MARTEL								A DO	REF. DE NÍVEL (RN): 0,00 m) m		TA	REFERÊNCIA
	terno	_),8 m l,9 m		(diâm. nom.)		65 l		F	Alt. de queda				FURO: (+) 0,40m							do Post		,	INÍCIO 2015	TÉRMINO 2015	
	terno	_			67 mm						75 cm			ÇÃO - PROFL						<u> </u>						Ã.O.
Posição do	Profund.	G	merc Solpe	s/	Nspt	(GRA	FICC) DE	E PE	ESC	TRA CALA	ÇA0 v: 1/) - I 100	PROI)	-UN	DII	DAL			Nível d'água		ind. das nadas		CLASSIFICAÇ DO	AO
Revest.	(m)		netra 15 cr		()	5	10	15	2	0	25	30	3	5 4	10	45	5	0	55	(NA)		(m)	MAT	ERIAL AMOS	TRADO
	0.45		<u>1</u> 17	<u>1</u> 30	1																	0,00				
	1					\setminus																		Aterro areno	oso c/ metralha -	- cor variegada
		1 15	<u>2</u> 15	<u>2</u> 15	4	\	٠	+	4																	
	2	88	16	30	46/21		\bot				Ш		1			-	4		Щ			1,87	<u> </u>	Silte arenoso c/a	arenito muito comp	acto - cor variegada
			16 15	<u>30</u> 6																		2,21		Imp	pentrável à Perc	ussão
	3						₩					-	+							\parallel						
	4						+						+				\parallel									
	_																									
	5	889					Ħ						T													
	6																									
	7						Ш																			
	8	88					#						+				\parallel			H						
	9						+-						+				\parallel			\parallel						
	10						+						\dagger							H						
	11	88					Ħ						T							T						
	12																									
	13					Щ	Щ		Щ	Щ	Ш		\perp	Щ				1								
	14	 					+	+		+			\parallel	Н			$\ \ $	+		\parallel						
	15						+		\parallel	+			+	H			\parallel	\parallel		\parallel						
	16					Ш	+	#	\parallel	\parallel	++		\dagger	H			\parallel	\parallel		\parallel						
	47																									
	17									Ш			T	П				\parallel								
	18																									
	19						Щ						\parallel													
	20						\coprod		\parallel	+	Ш		\parallel	#			\parallel	\parallel		\parallel						
						Ш	Ш		Ш		Ш		Ш	Ш			Ш		Ш							

									S	10	ND	AG	ΕI	M	À	Р	ΕF	RC	ับร	SSÃO							
CLIENTE	/ OBRA							/ D a	a : .1 .		al N	Mult	:c.		lian									SONDADOR			
	SP	LO	CAL	IZA	ÇÃO DO FU	RO	/	Ke	siae	enci	ai N	viuii	ша	Ш	паг									DESENHO			
	03				I						e - J	oão	Pe	SSO	a /]	PB											
	OSTRADOR terno	1	n.) ,8 m		REVEST. (diâm. nom.)		Peso		RTEL		e que	ada		OT <i>P</i> FUF	A DO RO:			REF		NÍVEL (R		00 m	1	DATA INÍCIO	A TÉRMINO	REFERÊNCIA	
	terno		,9 m		67 mm		65 k				cm	Juu	(+	⊦) 0, 2	20m		(Pé do Poste)							2015	2015		
Posição			mero			(GRÁ	FICC) DE	PE	NET	ΓRΑÇ	ÇÃC) - F	PRO	FUN	DIE	AD	E	Nível	Prof	fund	. das	CL	ASSIFICAÇ	ÃO	
do Revest.	Profund. (m)	Per	iolpe netra	ção	NSPT			10	15		ESC	ALA					45	50		d'água ₅₅ (NA)	ca	ma (m)	das		DO		
	0.45	4	15 cn				, 	1			, , 	<u> </u>	1	Ĭ		 	+ 5		, . 	1	0,00				RIAL AMOS		
		<u>1</u> 15	<u>1</u> 16	<u>1</u> 20	2	\															0,71			Aterro arenoso	o c/ metrama -	cor variegada	
	1	<u>1</u> 15	<u>2</u> 15	<u>3</u> 15	5	1							T														
	2									Ш															siltosa fofa a cor variegada	compacta	
		<u>5</u> 15	<u>4</u> 15	<u>7</u> 15	11			-	+	_																	
	3	<u>9</u>	<u>15</u>	30	45/25			-					\		-	-				-	2,81	-			noso c/ arenito c		
		<u>9</u> 15	<u>15</u> 15	<u>30</u> 10																	3,40	-			ntrável à Perci		
	4					HH			+	$\parallel \parallel$			+	\mathbb{H}	$\parallel \parallel$		\parallel			1							
	5																										
	6	8											\perp							-							
	7	8											+							1							
	8																										
	J																										
	9																			-							
	10												+							1							
	11																										
	11 8												T							1							
	12	8								Ш					Ш					-							
	13																										
	13							+					+		Н					-							
	14						$\parallel \parallel$		\parallel				\dagger	\Box			\parallel										
	15						Ш			Ш																	
	16	8				Ш		-	Ш	\coprod			\bot				\parallel			-							
	17																										
	17	\$				Ш	H		+	$\parallel \parallel$			+	+			+	+		1							
	18																										
	19									\prod																	
	19									Щ	Щ										-						
	20	8								$\parallel \mid$			+				\parallel			-							
	<u> </u>	<u> </u>		1	1	шШ	ш	Щ		ш		Ш	Ш	Ш			1	ш	Ш	_	1			1			

