



UNIVERSIDADE FEDERAL RURAL DO SEMI-ÁRIDO
PRÓ-REITORIA DE GRADUAÇÃO
CENTRO MULTIDISCIPLINAR DE CARAÚBAS
CURSO DE BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

WANDICK NASCIMENTO DANTAS

**INVESTIGAÇÃO E ANÁLISE DE RUPTURA DO SUBSOLO DE FUNDAÇÕES
SUPERFICIAIS – ESTUDO DE CASO NO MUNICÍPIO DE MOSSORÓ/RN**

CARAÚBAS

2019

WANDICK NASCIMENTO DANTAS

**INVESTIGAÇÃO E ANÁLISE DE RUPTURA DO SUBSOLO DE FUNDAÇÕES
SUPERFICIAIS – ESTUDO DE CASO NO MUNICÍPIO DE MOSSORÓ/RN**

Trabalho de Conclusão do Curso de Engenharia Civil apresentado à Universidade Federal Rural do Semi-Árido – UFERSA, como exigência final para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Desireé Alves de Oliveira, Prof. Ms.

CARAÚBAS

2019

© Todos os direitos estão reservados a Universidade Federal Rural do Semi-Árido. O conteúdo desta obra é de inteira responsabilidade do (a) autor (a), sendo o mesmo, passível de sanções administrativas ou penais, caso sejam infringidas as leis que regulamentam a Propriedade Intelectual, respectivamente, Patentes: Lei nº 9.279/1996 e Direitos Autorais: Lei nº

9.610/1998. O conteúdo desta obra tomar-se-á de domínio público após a data de defesa e homologação da sua respectiva ata. A mesma poderá servir de base literária para novas pesquisas, desde que a obra e seu (a) respectivo (a) autor (a) sejam devidamente citados e mencionados os seus créditos bibliográficos.

D192i Dantas, Wandick Nascimento.

INVESTIGAÇÃO E ANÁLISE DE RUPTURA DO SUBSOLO
DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS ? ESTUDO DE CASO NO
MUNICÍPIO DE MOSSORÓ/RN / Wandick Nascimento
Dantas. - 2019.

121 f. : il.

Orientadora: Desireé Alves de Oliveira.

Monografia (graduação) - Universidade Federal
Rural do Semi-árido, Curso de Engenharia Civil,
2019.

1. Geotecnia. 2. Sondagem. 3. Fundação
superficial. 4. Tensão Admissível. 5. Manifestações
Patológicas. I. Oliveira, Desireé Alves de,
orient. II. Título.

O serviço de Geração Automática de Ficha Catalográfica para Trabalhos de Conclusão de Curso (TCC's) foi desenvolvido pelo Instituto de Ciências Matemáticas e de Computação da Universidade de São Paulo (USP) e gentilmente cedido para o Sistema de Bibliotecas da Universidade Federal Rural do Semi-Árido (SISBI-UFERSA), sendo customizado pela Superintendência de Tecnologia da Informação e Comunicação (SUTIC) sob orientação dos bibliotecários da instituição para ser adaptado às necessidades dos alunos dos Cursos de Graduação e Programas de Pós-Graduação da Universidade.

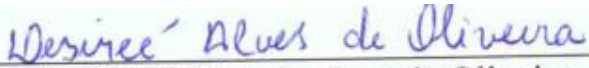
WANDICK NASCIMENTO DANTAS

**INVESTIGAÇÃO E ANÁLISE DE RUPTURA DO SUBSOLO DE FUNDAÇÕES
SUPERFICIAIS – ESTUDO DE CASO NO MUNICÍPIO DE MOSSORÓ/RN**

Trabalho de Conclusão do Curso de Engenharia Civil apresentado à Universidade Federal Rural do Semi-Árido – UFERSA, como exigência final para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

DEFENDIDA EM: 21 / 03 / 2019.

BANCA EXAMINADORA


Prof.ª Mª Desiree Alves de Oliveira - UFERSA
Presidente

Prof.ª Ms. Leonete Cristina de Araújo Ferreira Medeiros Silva – UFERSA -
Membro

Prof. Gustavo Marques Calazans Duarte - UFERSA
Membro

Começamos esta fase juntos e termino com seu nome aqui, para sempre! Clisman Soares Rodrigues, Amigo e Irmão (In Memoriam).

AGRADECIMENTOS

Agradeço à meus pais, Walter Dantas Dutra e Lindalva Nascimento Dantas, e meu irmão Dickson Nascimento Dantas, por serem responsáveis por todas as minhas conquistas, pela paciência e dedicação de toda uma vida.

Agradeço à Márcia Terezinha Ferreira Moura, pelo amor e companheirismo ao longo de 9 anos.

Agradeço à todos os que ajudaram no desenvolvimento deste trabalho, em especial, o amigo Milton, pela ajuda com as pesquisas de campo.

Agradeço enormemente à Professora Orientadora deste trabalho, Desireé Alves de Oliveira, pela paciência, ajuda e empenho nas orientações. Sem ela, não teria conseguido.

Agradeço à Banca Examinadora por se dispor a contribuir com este trabalho.

Agradeço aos meus Amigos, companheiros de faculdade e a todos os Docentes do curso de Engenharia Civil da UFERSA, Campus Caraúbas.

RESUMO

A cidade de Mossoró/RN, tem apresentado um crescimento acelerado nas últimas décadas, que impulsionou a construção civil, resultando na verticalização e construção de condomínios residenciais de alto padrão, com edificações de médio e grande porte. Até então, na prática local de construção civil, priorizou-se métodos construtivos e arquitetônicos de qualidade. Já em residências de porte menor, as investigações geotécnicas são corriqueiramente negligenciadas e tem-se adotando fundações superficiais, visando redução de custos da obra, podendo levar a ocorrência de manifestações patológicas futuramente. Assim, o objetivo deste trabalho é avaliar o Estado Limite Último do projeto e verificar se a ausência de investigação geotécnica pode ocasionar o surgimento de manifestações patológicas devido a problemas de fundações de uma residência, em Mossoró/RN. O trabalho pretende, através da investigação do perfil do solo e análise do projeto de fundações, avaliar a possível relação com o surgimento de patologias na vizinhança. A análise do projeto de fundações foi feita através de modelagem matemática implementada no software Excel e de simulações realizadas no módulo Sapatas do software GEO5. Com base nos dados levantados em campo e no laboratório, obteve-se o perfil geotécnico do solo, sendo adotadas três hipóteses para avaliação do critério de ruptura. Após as simulações, pode-se concluir que há um risco considerável de ruptura do solo.

Palavras-chave: Geotecnia. Sondagem. Fundação superficial. Tensão Admissível. Manifestações Patológicas.

ABSTRACT

The city of Mossoró/RN, has shown an accelerated growth in the last decades, which boosted the civil construction, resulting in the verticalization and construction of residential condominiums of high standard, with medium and large buildings. Until then, in local construction practice, priority was given to constructive and architectural methods of quality. In small residences, the geotechnical investigations are usually neglected and superficial foundations have been adopted, aiming to reduce the costs of the work, which may lead to the occurrence of pathological manifestations in the future. Thus, the objective of this work is to evaluate the Ultimate Limit State of the project and to verify if the absence of geotechnical investigation can cause the appearance of pathological manifestations due to problems of foundations of a residence in Mossoró/RN. The work intends, through the investigation of the soil profile and analysis of the foundations project, to evaluate the possible relation with the appearance of pathologies in the neighborhood. The analysis of the foundations project was done through mathematical modeling implemented in Excel software and simulations carried out in the Shoe module of GEO5 software. Based on the data collected in the field and in the laboratory, the geotechnical profile of the soil was obtained, and three hypotheses were adopted to evaluate the rupture criterion. After the simulations, it can be concluded that there is a considerable risk of soil rupture.

Keywords: Geotechnics. Survey. Superficial Foundation. Permissible Tension. Pathological Manifestations.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Tipos de Trados.	17
Figura 2 - Exemplo de Gráfico de granulometria.	24
Figura 3 - Classificação dos solos de acordo com curvas granulométricas.	25
Figura 4 - Limites de Atterberg dos solos.	26
Figura 5 - Aparelho de Casagrande.	27
Figura 6 - Gráfico do Número de golpes x umidade.	28
Figura 7 - Gráfico de Plasticidade de Casagrande.	29
Figura 8 - Representação de fundação tipo bloco.	38
Figura 9 - Representação de fundação tipo Radier.	38
Figura 10 - Representação de uma sapata corrida.	39
Figura 11 - Sapata de divisa com viga de equilíbrio.	39
Figura 12 - Distribuição de tensões com a profundidade.	40
Figura 13 - Comportamentos de uma sapata sob carga vertical.	41
Figura 14 - Tipos de ruptura: (a) generalizada; (b) localizada; (c) puncionamento. (d) condições em que ocorrem nas areias (Versic, 1963).	42
Figura 15 - Planta de Locação das Sapatas.	54
Figura 16 - Associação entre sapatas.	55
Figura 17 - Localização do furo de sondagem.	57
Figura 18 - Representação do Bulbo de Tensões da Sapata.	59
Figura 19 - Distância entre sapatas.	61
Figura 20 - Amostras A1, A2 e A3, representando o Teste do Tato.	64
Figura 21 - Teste da folha dos solos A1, A2 e A3.	64
Figura 22 - Resultado das amostras de solo A1, A2 e A3 para análise da superfície.	65
Figura 23 - Teste de dispersão em água nas amostras da sondagem na obra 1: após a dispersão de 30 segundos, 5 minutos, 15 minutos e 1 hora.	66
Figura 24 - O teste de sujar as mãos das amostras: A1, A2 e A3.	66
Figura 25 - Teste de desagregação do solo submerso das amostras A1, A2 e A3.	67
Figura 26 - Teste de plasticidade as amostras A1, A2 e A3.	67
Figura 27 - Resultado da análise de resistência a seco dos solos.	68
Figura 28 - Teste de dilatância das amostras A1, A2 e A3.	68
Figura 29 - Perfil do solo da residência estudada.	82
Figura 30 - Perfil de solo de residência na vizinhança.	83
Figura 31 - Planta de locação de sapatas.	86
Figura 32 - Sapata equivalente 1.	88
Figura 33 - Comparação da área de espraio da sapata equivalente 1 e a área da edificação.	89
Figura 34 - Sapata Equivalente Total.	90
Figura 35 - Dimensões de espraio da sapata equivalente Total.	91
Figura 36 - Comparação da área de espraio da sapata equivalente final e a área da edificação.	92
Figura 37 - 1ª Verificação da segurança contra ruptura do solo, gerada pelo GEO5.	97

Figura 38 - 2ª Verificação da segurança contra ruptura do solo, gerada pelo GEO5.....	98
---	----

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Granulometria da amostra A1.....	70
Gráfico 2 - Granulometria da amostra A2.....	71
Gráfico 3 - Granulometria da amostra A3.....	72
Gráfico 4 - Limite de liquidez da amostra A1.....	75
Gráfico 5 - Limite de Liquidez da amostra A2.....	76
Gráfico 6 - Limite de Liquidez da amostra A3.....	77

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Estados de Compacidade e de consistência.....	22
Quadro 2 - Série de peneiras para o ensaio de peneiramento.	24
Quadro 3 - Escala granulométrica internacional recomendada pela ISSMFE.	25
Quadro 4 - Classificação do Índice de Plasticidade.	29
Quadro 5 - Estimativa da consistência pelo índice de consistência.	30
Quadro 6 - Atividade das argilas.	31
Quadro 7 - Terminologia do Sistema Unificado.	33
Quadro 8 - Esquema para a classificação do solo pelo Sistema Unificado.	35
Quadro 9 - Fatores de segurança globais mínimos.....	43
Quadro 10 - Pressões básicas.....	47
Quadro 11 - Dados do Projeto de Fundações.	53
Quadro 12 - Sapatas Associadas.....	55
Quadro 13 - Resultados dos testes tátil-visuais das amostras do solo da sondagem 1.	69
Quadro 14 - Faixas de granulometria da amostra A1.....	70
Quadro 15 - Faixas de granulometria da amostra A2.....	71
Quadro 16 - Faixa de granulometria da amostra A3.	72
Quadro 17 - Dados coletados e calculados da Umidade Natural da amostra A1.	73
Quadro 18 - Dados coletados e calculados da Umidade Natural da amostra A2.	73
Quadro 19 - Dados coletados e calculados da Umidade Natural da amostra A3.	73
Quadro 20 - Massa específica dos grãos da amostra A1.	74
Quadro 21 - Massa específica dos grãos da amostra A2.	74
Quadro 22 - Massa específica dos grãos da amostra A3.	74
Quadro 23 - Limite de liquidez do solo A1.....	75
Quadro 24 - Limite de liquidez do solo A2.....	76
Quadro 25 - Limite de liquidez do solo A3.....	77
Quadro 26 - Limite de plasticidade da amostra de solo A1.....	78
Quadro 27 - Limite de plasticidade da amostra de solo A2.....	78
Quadro 28 - Limite de plasticidade da amostra de solo A3.....	79
Quadro 29 - Resultados de Caracterização dos solos.....	80
Quadro 30 – Tensão admissível dos solos.....	81
Quadro 31 - Cálculo dos Bulbos e espraçamento das sapatas.....	84
Quadro 32 - Verificação de combinações entre sapatas.....	87
Quadro 33 - Cálculo da carga solicitante da sapata equivalente 1.	88
Quadro 34 - Cálculo das tensões solicitantes e áreas das sapatas.	93
Quadro 35 - Carga Solicitante da sapata resultante.....	94
Quadro 36 - Cálculo do Bulbo de Tensões da Sapata Final.	94
Quadro 37 - Dados coletados e calculados da granulometria do solo A1.	115
Quadro 38 - Dados coletados e calculados da granulometria do solo A2.	116
Quadro 39 - Dados coletados e calculados da granulometria do solo A3.	117

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	14
1.1 OBJETIVOS.....	15
1.1.1. Objetivo geral.....	15
1.1.2. Objetivos específicos.....	15
2 REFERENCIAL TEÓRICO	15
2.1. INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO	15
2.1.1. Tipos de Sondagem	16
2.1.1.1. Sondagem a Trado	16
2.1.1.2. Sondagem à Percussão (SPT).....	19
2.1.1.2.1. Procedimento de execução da perfuração	20
2.1.1.2.2. Amostragem	20
2.1.1.2.3. Critérios para Paralisação da Sondagem	21
2.1.1.2.4. Índice de Resistência à Penetração.....	21
2.1.1.2.5. Lençol freático.....	22
2.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO	23
2.2.1. Granulometria.....	23
2.2.2. Limites de Atterberg.....	26
2.2.2.1. Limite de Liquidez	27
2.2.2.2. Limite de Plasticidade	28
2.2.2.3. Índice de Plasticidade	28
2.2.2.4. Índice de Consistência	30
2.2.2.5. Atividade das argilas	30
2.2.3. Análise Tátil-visual	31
2.3. SISTEMA UNIFICADO DE CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS.....	33
2.4. COMO CARACTERIZAR A ÁREA DA OBRA.....	35
2.5. FUNDAÇÕES	36
2.5.1. Fundações Superficiais	37
2.5.1.1. Blocos	37
2.5.1.2. Radier	38
2.5.1.3. Sapatas	38
2.6. DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES NO SOLO DEVIDO À SOBRECARGA.....	39

2.7. CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS	40
2.8. ANÁLISE DE PROJETO DE FUNDAÇÕES	42
2.9. TENSÃO ADMISSÍVEL	45
2.10. PATOLOGIA DE FUNDAÇÕES	48
2.10.1. Patologias devido a erros de investigação do subsolo	49
2.10.2. Patologia devido a erros de análise de projetos	50
3 METODOLOGIA	51
3.1. VISITAS TÉCNICAS	52
3.2 CARACTERIZAÇÃO DA OBRA E DO PROJETO	52
3.3 SONDAGENS À TRADO	55
3.4 CARACTERIZAÇÃO DAS AMOSTRAS	57
3.5 ANÁLISE DO PROJETO DE FUNDAÇÕES	58
3.5.1 Determinação da Tensão Solicitante Máxima	58
3.5.2 Cálculo dos Bulbos e do Espraçamento de Tensões no Solo de Fundação.....	59
3.5.3 Verificação de Interseção de Bulbos	60
3.6. Determinação da Sapata e Carga Equivalentes	60
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES	62
4.1. ENTREVISTAS	62
4.2. CARACTERIZAÇÃO DAS AMOSTRAS COLETADAS	63
4.2.1 Análise tátil visual	63
4.3. DETERMINAÇÃO DA GRANULOMETRIA DAS AMOSTRAS.....	69
4.3. DETERMINAÇÃO DA UMIDADE NATURAL	72
4.4. DETERMINAÇÃO DO PESO ESPECÍFICO DOS GRÃOS DE SOLO	73
4.5. DETERMINAÇÃO DO LIMITE DE LIQUIDEZ.....	74
4.6. DETERMINAÇÃO DO LIMITE DE PLASTICIDADE	78
4.7. CLASSIFICAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DAS AMOSTRAS DE SOLO	79
4.8. ANÁLISE DA TENSÃO ADMISSÍVEL DO SOLO	80
4.9. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DO SOLO PARA OBRAS DE ENGENHARIA	81
4.9.1. Perfis do subsolo.....	81
4.10. ANÁLISE DO PROJETO DE FUNDAÇÕES – ESTUDO DE CASO	83
4.10.1. Cálculo dos bulbos de tensões	83
4.10.2. Verificação de Interseção de Bulbos	85
4.10.3. Combinação das Sapatas – Obtenção das sapatas equivalentes e Cargas equivalentes	88

4.11. SIMULAÇÕES NO GEO5 – OBTENÇÃO DA TENSÃO ADMISSÍVEL DA FUNDAÇÃO	94
4.11.1. Definição dos Parâmetros do Subsolo da Fundação – Modelagem	94
4.11.2. Verificação da Segurança Contra à Ruptura.....	96
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	99
REFERÊNCIAS	100
APÊNDICE A – ROTEIRO DE ENTREVISTAS.....	102
APÊNDICE B – BOLETIM DE SONDAGEM	113
RELATÓRIO DE SONDAGEM À TRADO	113
ANEXO A – PLANILHAS DE ANÁLISE GRANULOMÉTRICA DAS AMOSTRAS A1, A2 E A3.....	115
ANEXO B – RELATÓRIO DE RESULTADO DE SIMULAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA VERTICAL DO SOLO.	119

1 INTRODUÇÃO

A cidade de Mossoró-RN, tem apresentado um crescimento acelerado nas últimas décadas, devido ao desenvolvimento de atividades econômicas como a exploração do petróleo, alavancando demais ramos da indústria e comércio local.

O aumento da população urbana, impulsionou a construção civil, resultando na verticalização e construção de condomínios residenciais de alto padrão, com edificações de médio e grande porte. Estas obras exigem projetos complexos e mais elaborados de engenharia civil, sendo empregados investimentos elevados, que garantam a manutenção do conforto, qualidade e maior vida útil às edificações.

Até então, na prática local de construção civil, priorizou-se métodos construtivos e arquitetônicos de qualidade, sendo deixados de lado, estudos geotécnicos de investigação do solo para projetar fundações que se adequem às situações específicas de cada infraestrutura. A engenharia de fundações é recente no município, tendo sido empregada nas obras de grande porte, em que o seu estudo é prática inevitável para a segurança da edificação. Já em residências de porte menor, tem-se adotando fundações superficiais, sem conhecimento do subsolo, visando redução de custos da obra.

No processo construtivo, a negligência de etapas como o estudo geotécnico de fundações, pode resultar em falhas, levando ao surgimento de manifestações patológicas, que geram impactos à estética e conforto, perda da funcionalidade ou colapso total da edificação.

Em um condomínio residencial, localizado em Mossoró-RN, caracterizado por possuir residências unifamiliares de alto padrão, construídas seguindo projetos arquitetônicos admiráveis, deveria atender requisitos de conforto, qualidade e segurança, especialmente devido ao grande investimento feito pelos proprietários. Porém, o surgimento de manifestações patológicas, têm sido percebidas por alguns condôminos, colocando em questão os padrões de qualidade adotados e de qual fato ou processo construtivo poderia ter ocasionado tal imprevisto.

A investigação geotécnica insuficiente no projeto de fundações somado à uma possível fragilidade do solo, é uma provável causa do surgimento de patologias na edificação a ser estudada. Estes problemas podem aparecer a partir do início da construção, com potencial de se estabilizar com o tempo, ou aumentar, gerando sinistro ou colapso da edificação e elevados custos com reparos ou indenizações.

Por isso, torna-se importante identificação das características mineralógicas e físicas do solo. A partir disto, diagnosticar se as fundações e construções adotadas atendem os requisitos

do projeto e do subsolo local, ressaltando a importância da geotecnia para evitar manifestações patológicas nas residências devido a recalques.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1. Objetivo geral

Avaliar o Estado Limite Último do projeto e verificar se a ausência de investigação geotécnica pode ocasionar o surgimento de manifestações patológicas devido a problemas de fundações de uma residência, em Mossoró-RN.

1.1.2. Objetivos específicos

- Verificar se foi feito o estudo geotécnico na residência;
- Realizar sondagem a trado e testes experimentais, para identificar as características das amostras e criar um perfil do subsolo local.
- Verificar se as fundações adotadas são ideais para o solo da área de estudo;
- Realizar a verificação da segurança da fundação contra à ruptura do solo, utilizando o Software GEO5.
- A partir da caracterização obtida, prever a ocorrência ou não, de manifestações patológicas causadas por problemas de fundação.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1. INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO

O solo é um material resultante da decomposição das rochas pela ação de intemperismos físicos ou químicos, podendo ou não, conter matéria orgânica, que originam diversas variações de acordo com sua mineralogia e granulometria. É o meio que suporta as cargas de uma edificação, sendo essencial a sua identificação, caracterização e previsão de comportamento para evitar problemas de fundações (PINTO, 2006).

Para o reconhecimento dos perfis dos solos e suas respectivas características geotécnicas são utilizados ensaios in situ e coleta de amostras deformadas e indeformadas para análise em

laboratório. A coleta de material para investigação pode ser realizada utilizando vários métodos de sondagem, que através de descrições e índices obtidos para as diversas camadas presentes no solo, determinam a variação de resistência do solo com a profundidade (MILITITSKY, *et. al.* 2015).

De acordo com Lima (1983), os objetivos de um programa de investigação de subsolo são: a determinação da extensão, profundidade e espessura de cada horizonte de solo dentro de uma determinada profundidade, dependendo da dimensão e natureza da estrutura, descrevendo a compactidade ou consistência do solo; a definição da profundidade da rocha e sua classificação; informações sobre a presença e profundidade do lençol freático; e demais propriedades (granulometria, compressibilidade, resistência ao cisalhamento e permeabilidade).

A ausência de investigação é um problema típico de obras de pequeno porte e, por vezes também é observado em obras de médio porte. A principal causa da ausência de investigação, geralmente, é a redução de custos. Muitas vezes, são planejadas obras sem qualquer caracterização dos solos, apenas tendo como base estudos realizados para construção de outras obras, do mesmo gênero, próximas do local de onde vai ser executado. A ausência de investigação é uma prática inaceitável e que aumenta os riscos de surgimento de patologias. É do bom senso do engenheiro realizar um estudo sobre as principais características geológicas-geotécnicas do solo (SCHNAID *et al.*, 2005).

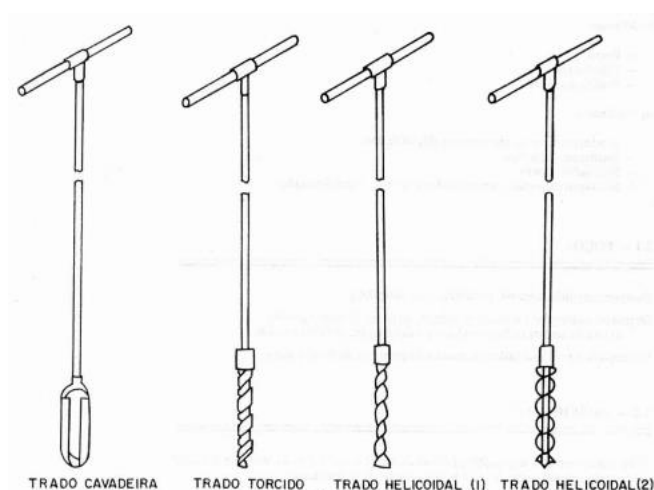
2.1.1. Tipos de Sondagem

2.1.1.1. Sondagem a Trado

O Manual de Sondagens da ABGE (2013) define sondagem a trado como o método de investigação que utiliza o trado como ferramenta de perfuração, que consiste em um amostrador de solo composto por lâminas cortantes, normalmente compostas por duas peças convexas, unidas em forma de concha ou uma única peça de forma helicoidal. A sondagem a trado é um método manual direto, acessível e econômico, capaz de atravessar camadas de solo de baixa resistência à perfuração, sendo geralmente interrompida após alcançar material mais resistente, como camada de seixos ou de rocha alterada. Este método de sondagem também será interrompido quando atingir o nível da água subterrânea, devido ao desmoronamento das paredes do furo e impossibilidade de retirada do material.

As vantagens deste método de sondagem são: baixo custo, independente do terreno, equipamento portátil, baixo pé-direito, utilizado em furos sem revestimento, facilidade em localizar e medir o nível da água. Já as desvantagens são: profundidade de perfuração limitada de 3 a 6 m; muito trabalhoso; amostras indeformadas só podem ser colidas em argilas moles; não pode ser utilizado em argilas muito duras, areias secas, rocha e solos do tipo caliche (BUDHU, 2015).

Figura 1 - Tipos de Trados.



Fonte: LIMA (1983).

A execução é simples e pode ser descrita basicamente pela escavação do solo com os trados e coleta de amostras a cada metro, ou quando for identificado mudança no tipo de solo escavado. O processo de sondagem deve ser iniciado com o trado concha, alternando para o trado helicoidal em caso de difícil avanço em solos mais resistentes. Quando não houver necessidade de retirada de amostras para determinação de umidade, pode-se adicionar pequenas quantidades de água com a finalidade de facilitar a perfuração, nos casos de materiais duros e areias sem coesão, indicando no boletim de campo e no perfil de sondagem. As amostras retiradas do furo devem ser separadas e identificadas de acordo com profundidade e tipo de solo, depositando-as em local livre de incidência solar, evitando a perda de umidade (LIMA, 1983).

São adotados três critérios de parada para este tipo de sondagem:

- Quando atingir a profundidade programada para a investigação;
- Em caso de desmoronamentos da parede do furo de forma sucessiva;
- Quando o avanço do trado ou ponteira for inferior a 5 cm em 10 minutos.

O principal objetivo da sondagem a trado é a coleta de amostras, sendo importante tratar as mesmas com cuidado, para que representem com segurança o solo investigado, como indica a NBR 9603 (2015).

Budhu (2015), afirma que os furos preliminares devem ser localizados próximos às áreas mais carregadas das estruturas ou em locais onde há suspeita de ocorrência de lixões, áreas onde ocorreram deslizamento do terreno e depressão no solo.

O solo coletado para a amostra deve ser depositado sobre lona e embaixo de sombra. Isso evita a contaminação com solo da superfície e também grande perda de umidade. As amostras destinadas à ensaios de determinação da umidade do solo, devem possuir pelo menos 100 gramas e serem acondicionadas imediatamente em recipientes hermeticamente fechados, parafinados ou selados com fita. Quando a amostra for destinada para demais ensaios de laboratório, elas devem ser acondicionadas em sacos de lona ou sacos plásticos com amarelo (BUDHU, 2015).

A NBR 9603 (2015) indica que as amostras retiradas do furo devem ser separadas e identificadas, de acordo com profundidade e tipo de solo, com o uso de cartões indicando: nome e local da obra; número de furos; intervalo de profundidade da amostra coletada; data da investigação; e número da amostra coletada. Um cartão deve ser colocado no interior do saco, junto com a amostra e o outro na parte externa.

A sondagem deve gerar dois documentos importantes. O primeiro deles é o boletim de campo, que servirá de referência para elaboração do segundo documento, o relatório de sondagem (ABNT, 2015).

O Boletim de campo trata-se de anotações referentes à coleta de dados durante a execução da sondagem, registrando-se: o nome da obra e interessado; identificação e localização do furo; diâmetro de sondagem; datas de início e fim da sondagem; descrição e profundidade das amostras coletadas; medidas do nível d'água; ferramenta utilizada na perfuração; e profundidade da sondagem (ABNT, 2015). Além destas anotações, é importante analisar, de forma tátil-visual, e indicar características do solo coletado, como a cor, dificuldade ou facilidade de perfuração, consistência, coesão, mudança de umidade, dentre outras observações, que ocorram durante a execução (LIMA, 1983).

Após a execução da sondagem e preenchimento do boletim, as amostras devem ser encaminhadas ao laboratório, onde serão realizados os ensaios: de granulometria, limites de consistência, umidade, peso específico dos grãos, análise tátil-visual, dentre outros. O resultado dos ensaios, torna possível a classificação do solo de acordo com sua granulometria,

compacidade e consistência, que serão indicados no relatório de sondagem e perfil do solo (LIMA, 1983).

O relatório de sondagem é o documento que será entregue ao cliente, onde estarão contidas todas as informações pertinentes da execução dos serviços. Os resultados serão apresentados em desenhos representando o perfil do solo, de cada sondagem realizada, descrevendo todas as informações do solo investigado, como: posição e cota do furo; início e término da investigação; posição de coleta das amostras; descrição e identificação das camadas do solo; e posição do nível d'água, quando encontrado. Faz parte também dos resultados uma planta com a locação de todos os furos de sondagem realizados, contendo amarrações e cotas de referência para identificação da posição dos furos realizados (ABNT, 2015).

2.1.1.2. Sondagem à Percussão (SPT)

A NBR 6484 (2001) trata do método de ensaio de Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT (Standard Penetration Test), que determina o índice de resistência a penetração de um solo a partir de um número de golpes (N), correspondente à cravação de 30 cm do amostrador-padrão, após a cravação inicial de 15 cm, utilizando-se corda de sisal para levantamento do martelo padronizado (65 kg) a uma altura de 75 cm. A norma indica que as finalidades do ensaio para a construção civil são: a determinação dos tipos de solo e suas respectivas profundidades de ocorrência, a posição do nível da água e os índices de resistência à penetração (N) a cada metro (LIMA, 1983).

As vantagens desse ensaio com relação aos demais são: simplicidade do equipamento, baixo custo e obtenção de um valor numérico de ensaio que pode ser relacionado por meio de propostas não sofisticadas, mas diretas, com regras empíricas de projeto. Apesar das críticas pertinentes que são continuamente feitas à diversidade de procedimentos utilizados para a execução do ensaio e à pouca racionalidade de alguns dos métodos de uso e interpretação, esse é o processo dominante ainda utilizado na prática de Engenharia de Fundações (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

Os equipamentos que compõem um sistema de sondagem SPT são compostos basicamente por seis partes distintas: amostrador; hastes; martelo; torre ou tripé de sondagem; cabeça de bater; e conjunto de perfuração (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

2.1.1.2.1. Procedimento de execução da perfuração

A norma NBR 6484 (2001) descreve ainda o processo de execução da sondagem:

- A perfuração é iniciada com o trado cavadeira até a profundidade de 1 (um) metro, instalando-se o primeiro segmento do tubo de revestimento.
- Nas operações subsequentes de perfuração utiliza-se o trado espiral, até que se torne inoperante ou até encontrar o nível d'água. Passa-se então ao processo de perfuração por circulação de água no qual, usando-se o trépano de lavagem como ferramenta de escavação, a remoção do material escavado se faz por meio de circulação de água, realizada pela bomba d'água motorizada.
- Durante as operações de perfuração, caso a parede do furo se mostre instável, procede-se a descida do tubo de revestimento até onde se fizer necessário, alternadamente com a operação de perfuração. O tubo de revestimento deverá ficar no mínimo a 0,50 m do fundo do furo, quando da operação de amostragem.
- Em sondagens profundas, onde a descida e a posterior remoção dos tubos de revestimento for problemática, poderão ser empregadas lamas de estabilização em lugar do tubo de revestimento.
- Durante a operação de perfuração são anotadas as profundidades das transições de camadas detectadas por exame tátil-visual e da mudança de coloração dos materiais trazidos à boca do furo pelo trado espiral ou pela água de lavagem.
- Durante a sondagem o nível d'água no interior do furo é mantido em cota igual ou superior ao nível lençol freático.

2.1.1.2.2. Amostragem

Será coletada, para exame posterior, uma parte representativa do solo colhido pelo trado concha durante a perfuração até um metro de profundidade. Posteriormente, a cada metro de perfuração, a contar de um metro de profundidade, são colhidas amostras dos solos por meio do amostrador padrão. Obtêm-se amostras cilíndricas, adequadas para a classificação, porém evidentemente comprimidas. Esse processo de extração de amostras oferece, entretanto, a vantagem de possibilitar a medida da consistência ou compacidade do solo por meio de sua resistência à penetração no terreno, da qual se tratará adiante (BUDHU, 2015).

2.1.1.2.3. Critérios para Paralização da Sondagem

De acordo com a NBR 6484 (2001), o processo de perfuração por circulação de água, associado aos ensaios penetrométricos, deve ser utilizado até onde se obtiver, nesses ensaios, uma das seguintes condições:

- a) quando, em 3 m sucessivos, se obtiver 30 golpes para penetração dos 15 cm iniciais do amostrador-padrão;
- b) quando, em 4 m sucessivos, se obtiver 50 golpes para penetração dos 30 cm iniciais do amostrador-padrão;
- c) quando, em 5 m sucessivos, se obtiver 50 golpes para a penetração dos 45 cm do amostrador-padrão.

A sondagem deve ser dada por encerrada quando, no ensaio de avanço da perfuração por circulação de água, forem obtidos avanços inferiores a 50 mm em cada período de 10 min ou quando, após a realização de quatro ensaios consecutivos, não for alcançada a profundidade de execução do SPT.

2.1.1.2.4. Índice de Resistência à Penetração

O índice de resistência à penetração (SPT ou N - Standard Penetration Test) é a soma do número de golpes necessários à penetração no solo, dos 30 cm finais do amostrador. Despreza-se, portanto, o número de golpes correspondentes à cravação dos 15 cm iniciais do amostrador. Ainda que o ensaio de resistência a penetração não possa ser considerado como um método preciso de investigação, os valores de N obtidos dão uma indicação preliminar bastante útil da consistência (solos argilosos) ou estado de compactidade (solos arenosos) das camadas de solo investigadas (ABNT, 2001).

Quadro 1 - Estados de Compacidade e de consistência.

Solo	Índice de resistência à penetração N	Designação
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofo (a)
	5 a 8	Pouco compacta
	9 a 18	Mediamente compacta
	19 a 40	Compacta (o)
	> 40	Muito compacta (o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média (o)
	11 a 19	Rija (o)
	> 19	Dura (o)

Fonte: ABNT (2001).

2.1.1.2.5. Lençol freático

A elevação da água subterrânea é denominada de Lençol freático, nível d'água, nível do lençol freático ou superfície freática. Muitos problemas durante e pós-execução da obra ocorrem devido a falta de identificação ou de informações sobre as condições do lençol freático. O nível d'água sempre se modifica, dependendo das condições ambientais (padrões de chuva, inverno, moções, marés, secas), das atividades humanas (bombeamento por poços e rebaixamento durante a construção) e condições geológicas (BUDHU, 2015).

O lençol freático, às vezes, fica preso em uma camada de solo permeável abaixo de outra impermeável. Se a sondagem penetrar a camada impermeável a ponto de atingir o nível da água, esta pode ser expelida para fora do furo, além do nível do terreno (artesianismo), ou ficar abaixo do nível do terreno (subartesianismo). Esta ocorrência deve constar no boletim de sondagem, pois a condição do lençol freático pode ocasionar ruptura da estrutura. Ao encontrar o lençol freático, é indicado observar a variação do nível da água, utilizando de piezômetros ou medidores de nível da água (BUDHU, 2015).

2.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Os ensaios de laboratório são necessários para a classificação dos solos, determinando características como a resistência, recalques e parâmetros de rigidez para o projeto e construção de obras. Esta forma de análise de solo, permite um maior controle das condições aplicadas às amostras de solo do que ensaios de campo. De acordo com Budhu (2015), os ensaios de laboratório podem ser divididos em duas classes: Classe I que são os ensaios que determinam as propriedades físicas – teor de umidade, densidade real dos grãos, densidade, distribuição granulométrica, índice de plasticidade, compactação e condutividade hidráulica; e Classe II que determinam as propriedades mecânicas – que consistem em relações tensão x deformação e parâmetros de compressibilidade e resistência.

2.2.1. Granulometria

A análise granulométrica é a determinação da faixa de tamanho das partículas presentes em um solo, expressa como uma porcentagem do peso total seco. Dois métodos geralmente são utilizados para encontrar a distribuição do tamanho das partículas de solo: o ensaio de peneiramento, quando o diâmetro das partículas é maior que 0,075 mm; e o ensaio de sedimentação, quando os diâmetros das partículas são menores que 0,0075 mm (BRAJA, 2007). Budhu (2015), afirma que a finalidade deste ensaio é a classificação do solo de acordo com as características da distribuição granulométrica.

O ensaio de peneiramento consiste em agitar uma amostra de solo em um conjunto de peneiras com aberturas progressivamente menores cujas aberturas estão listadas no Quadro 1, de acordo com a norma NBR 7181 (ABNT, 1984).

Para realizar o ensaio de peneiramento, deve-se primeiro, secar o solo em uma estufa e depois romper os torrões em pequenas partículas. A amostra de solo deve ser primeiramente passada na peneira #10 (2 mm), separando-se assim o material grosso – retido na peneira, do fino – passante na peneira. O material retido nesta peneira será submetido à série de peneiras do peneiramento grosso, já o passante, é coletado uma fração de 120 g e destinada ao peneiramento fino nas respectivas peneiras detalhadas no Quadro 1. O solo é então, agitado na série de peneiras com tamanhos decrescentes de cima para baixo. Após o solo ser agitado, a massa de solo retida em cada peneira é determinada (ABNT, 1984).

Quadro 2 - Série de peneiras para o ensaio de peneiramento.

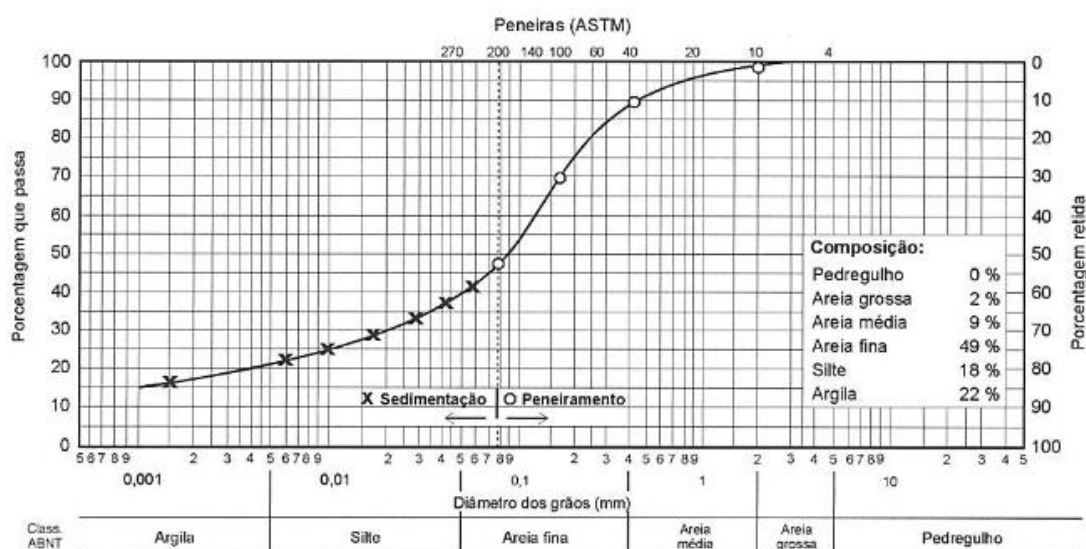
PENEIRAMENTO GROSSO		PENEIRAMENTO FINO	
Malha (#)	Diâmetro (mm)	Malha (#)	Diâmetro (mm)
2"	50	16	1,2
1 ½"	38	30	0,6
1"	25	40	0,42
¾"	19	50	0,25
⅜"	9,5	100	0,15
4	4,8	200	0,075
10	2,0	-	-

Fonte: ABNT (1984).

Quando solos coesivos são analisados, a ruptura dos torrões em partículas individuais pode ser difícil, sendo necessário a lavagem com água através das peneiras. As porções retidas são coletadas separadamente e secadas em estufa, para medição da massa retida em cada peneira.

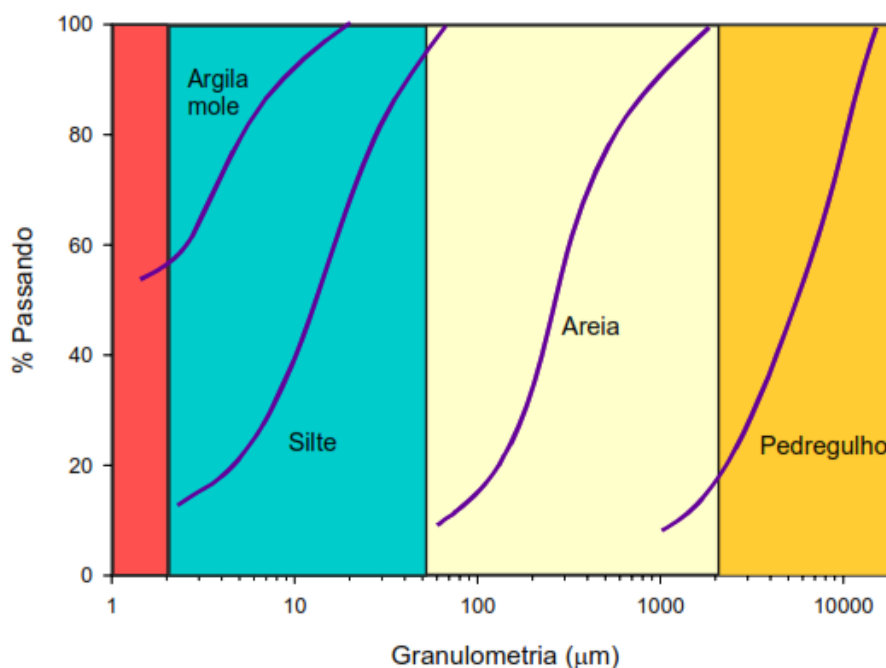
Após a obtenção das massas de solo retidas em cada peneira, calcula-se a porcentagem dessas massas. As porcentagens retidas no peneiramento fino devem ser multiplicadas pela razão entre a massa de solo passante na peneira #10 ocorrida antes do peneiramento e os 120 g coletados. Elabora-se então o gráfico de granulometria (diâmetro das peneiras em escala logarítmica x porcentagem passante nas peneiras).

Figura 2 - Exemplo de Gráfico de granulometria.



Fonte: Pinto (2006).

Figura 3 - Classificação dos solos de acordo com curvas granulométricas.



Fonte: Ortigão (2007).

De acordo com Ortigão (2007), a classificação dos solos é feita mediante análise de escalas granulométricas padrão, seguindo uma tendência internacional recomendada pela ISSMFE (Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações), conforme indicação do Quadro 2.

Quadro 3 - Escala granulométrica internacional recomendada pela ISSMFE.

Descrição	Diâmetro das partículas
Argila	< 2 μm
Silte	2 a 60 μm
Areia fina	60 a 200 μm
Areia média	200 a 600 μm
Areia grossa	600 μm a 2 mm
Pedregulhos	> 2 mm

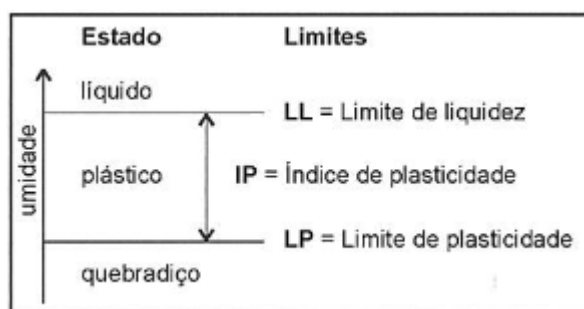
Fonte: Ortigão (2007).

2.2.2. Limites de Atterberg

Apenas a distribuição granulométrica não caracteriza de forma completa o comportamento dos solos, sob o ponto de vista da Engenharia Civil. A fração fina do solo tem grande relevância no comportamento, podendo apresentar diferentes características, quando em contato com a água. A mineralogia das partículas de argila difere bastante, quanto à estrutura e devido aos cátions adsorvidos. Assim, solos com a mesma porcentagem de argila, podem ter comportamento distinto, devido a diferença nos minerais que os compõem. Baseado nos diferentes comportamentos e variados tipos de solo, para observar a influência das partículas de argila, foi analisada a ação do solo na presença de água (Pinto, 2006).

Por volta de 1911, o agrônomo sueco Atterberg dividiu os valores de umidade que uma argila pode apresentar em limites correspondentes ao estado aparente do material. Os limites definidos foram os de contração (LC), plasticidade (LP) e liquidez (LL), correspondentes à transição entre os estados sólido, em que não há mais variação de volume, plástico, em que o volume varia com a umidade, e líquido. Os limites baseiam-se na constatação de que um solo argiloso ocorre com aspectos bem distintos conforme o teor de umidade. Quando muito úmido, ele se comporta como um líquido, quando perde parte de sua água, fica plástico; e quando fica mais seco, torna-se quebradiço (Ortigão, 2007).

Figura 4 - Limites de Atterberg dos solos.



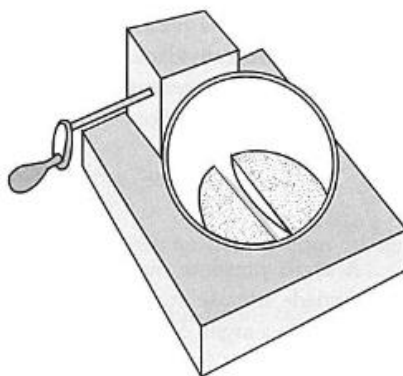
Fonte: Pinto (2006).

Para Budhu (2015), os Limites de Atterberg determinam o teor de umidade do solo para o qual, este muda de estado físico, tendo como finalidade a classificação do solo de forma qualitativa, dando parâmetros de resistência e recalque.

2.2.2.1. Limite de Liquidez

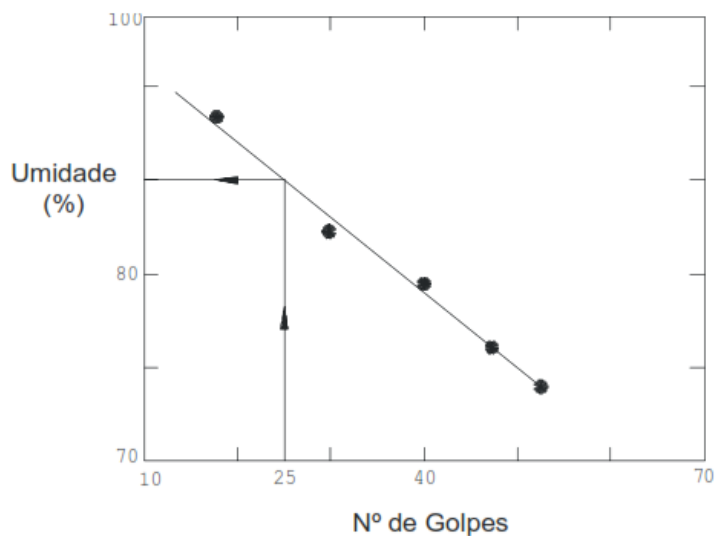
A norma NBR 6459 (1984) define o Limite de Liquidez como sendo a transição entre o estado plástico e líquido, ou seja, é o quão úmido um solo fica para deixar de possuir características plásticas e tornar-se líquido. O Limite de liquidez pode variar com o tipo de solo, encontrado a partir do ensaio que utiliza o equipamento de Casagrande, no qual, uma ranhura feita nele requer 25 golpes para se fechar numa concha. Este ensaio é realizado através de tentativas, com diferentes umidades, anotando-se o número de golpes para fechar a ranhura. Deve-se construir um gráfico com ordenadas em escala logarítmica correspondente ao número de golpes e as abcissas em escala aritmética é equivalente ao teor de umidade retirada em cada ensaio, a fim de obter número de pontos que torne possível traçar o gráfico. O ensaio consiste em deixar recipiente contendo a amostra cair de uma altura padrão, batendo sobre a base do aparelho, e o número de golpes necessário para provocar o fechamento desse sulco é registrado. Adicionando água à amostra, vai-se repetindo tal procedimento, retirando uma porção de solo quando a ranhura fechar, pesando-se e colocando em estufa, para aferição das respectivas umidades. Obtêm-se o Limite de Liquidez através da interpolação entre os resultados, correspondendo à umidade em que o solo fecha a ranhura ao sofrer 25 golpes (ABNT, 1984).

Figura 5 - Aparelho de Casagrande.



Fonte: Pinto (2006).

Figura 6 - Gráfico do Número de golpes x umidade.



Fonte: Ortigão (2007).

2.2.2.2. Limite de Plasticidade

De acordo com Braja (2007), o limite de plasticidade é definido como o menor teor de umidade, no qual o solo começa a se fragmentar, quando moldado em fios de 3 mm de diâmetro. O limite de plasticidade é o mais baixo do intervalo plástico do solo. O procedimento do ensaio é detalhado pela norma NBR 7180 (ABNT, 1984). O ensaio consiste em umedecer amostra de 10 gramas de solo até atingir consistência plástica, moldar em formato de bola. Com a pressão da palma da mão, rola-se a amostra de solo moldando-a a fim de formar um cilindro com 3 mm de diâmetro, determinando a umidade em que ele começa a se fragmentar.

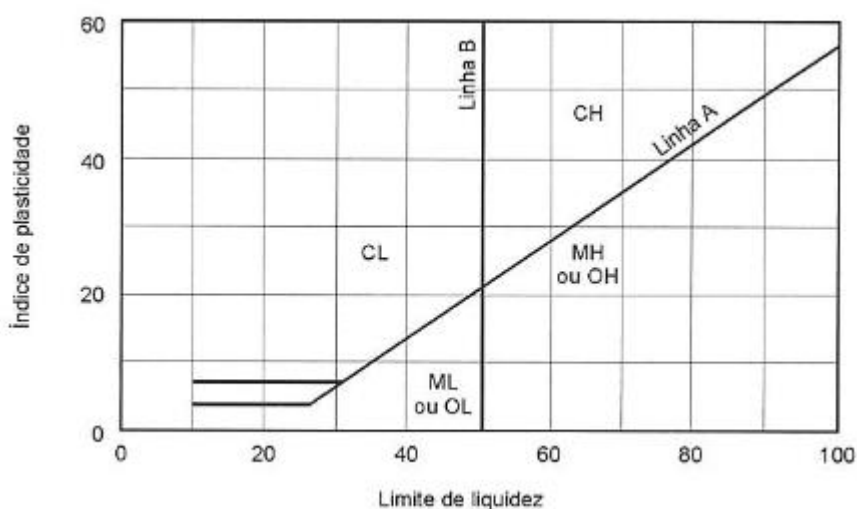
2.2.2.3. Índice de Plasticidade

A plasticidade é normalmente definida como uma propriedade dos solos, que consiste na maior ou menor capacidade de serem eles moldados, sob certas condições de umidade, sem variação de volume. Trata-se de uma das mais importantes propriedades das argilas (CAPUTO, 1988). O índice de plasticidade é a quantidade máxima de água que pode ser adicionada ao solo, a partir de seu limite de plasticidade, de modo que mantenha a sua consistência plástica. Pode ser calculado pela diferença entre o limite de liquidez e o limite de plasticidade de um solo. Assim,

$$IP = LL - LP \quad (\text{Eq. 1})$$

Braja (2007), ressalta a importância do índice de plasticidade para a classificação de solos com granulometria fina, sendo fundamental a identificação no gráfico de plasticidade de Casagrande, servindo como base para a sua identificação no Sistema Unificado de Classificação do Solo (SUCS). Neste gráfico (Figura 7), as abscissas representam o limite de liquidez (LL) e as ordenadas o índice de plasticidade (IP). Caputo (1988) afirma que as características e propriedades físicas mais importantes dos solos finos podem ser divididos em oito grupos: argilas inorgânicas de alta, média e baixa plasticidade; siltosos inorgânicos de alta, média e baixa compressibilidade; argilas orgânicas e siltes orgânicos.

Figura 7 - Gráfico de Plasticidade de Casagrande.



Fonte: Pinto (2006).

Utilizando o índice de Plasticidade, Burmister (1949), classificou de forma qualitativa o comportamento plástico, como apresentado no Quadro 4.

Quadro 4 - Classificação do Índice de Plasticidade.

IP (%)	Descrição
0	Não-Plástico
1 a 5	Ligeiramente Plástico
5 a 10	Plasticidade Baixa
10 a 20	Plasticidade Média
20 a 40	Plasticidade Alta
>40	Plasticidade Muito Alta

Fonte: Burmister (1949).

2.2.2.4. Índice de Consistência

A consistência das argilas é estimada por meio do índice de consistência, conforme o Quadro 4, possuindo valor didático, servindo para realçar a dependência da resistência ao teor de umidade e, conseqüentemente, ao adensamento que a argila sofre pela sobrecarga imposta sobre ela. De acordo com Caputo (1988), a consistência de um solo no seu estado natural, com teor de umidade h , é expressa numericamente pela relação:

$$IC = \frac{LL-h}{IP} \quad (Eq. 2)$$

Quadro 5 - Estimativa da consistência pelo índice de consistência.

Consistência	Índice de consistência
mole	< 0,5
média	0,5 a 0,75
rija	0,75 a 1
dura	> 1

Fonte: Pinto (2006).

2.2.2.5. Atividade das argilas

Os Limites de Atterberg indicam a influência dos finos argilosos no comportamento do solo, considerando que, alguns com teores elevados de argila podem apresentar índices mais baixos do que outros com pequenos teores de argila. Isto pode ocorrer porque a composição mineralógica dos argilominerais é bastante variável. Pequenos teores de argila e altos índices de consistência indicam que a argila é muito ativa. Mas os índices determinados são também função da areia presente (PINTO, 2006). Solos de mesma procedência, com o mesmo mineral, mas com diferentes teores de areia, apresentarão índices diferentes, tanto maiores, quanto maior o teor de argila, numa razão aproximadamente constante. Como a plasticidade é produzida pela água adsorvida que circunda as partículas de argila, pode-se esperar que os tipos de argilominerais e suas quantidades proporcionais em um solo, afetarão os limites de liquidez e de plasticidade (BRAJA, 2007).

Skempton (1953) observou que o índice de plasticidade de um solo aumenta de forma linear com a porcentagem da fração de argila presente. A correlação do IP com as frações de

argila, resultam em linhas separadas, ressaltando a diferença entre diversas características de plasticidade dos variados tipos de argilominerais. Assim, quando se quer ter uma ideia sobre a atividade da fração de argila, os índices devem ser comparados com a fração de argila presente, definida então, pela relação:

$$\text{índice de atividade} = \frac{\text{índice de plasticidade}}{\text{fração de argila (\% mais fina que 0,002mm)}} \quad \text{Eq. 3}$$

Quadro 6 - Atividade das argilas.

Ac	Atividade
< 0,75	Inativa
0,75 - 1,25	Normal
> 1,25	Ativa

Fonte: Skempton (1953).

2.2.3. Análise Tátil-visual

Existem situações corriqueiras que é necessário descrever um solo sem dispor de resultados de ensaios, realizando uma avaliação preliminar *in situ*, seja porque o projeto não justifica economicamente a realização de ensaios de laboratório, ou porque se está em fase preliminar de estudo, em que ensaios de laboratório não estão disponíveis. O tipo de solo e o seu estado têm de ser estimados, e isto é feito por meio de uma identificação tátil-visual, manuseando-se o solo e observando sua reação ao manuseio. Esse tipo de análise deve ser realizada por profissional experiente, capaz de identificar as características presentes no solo (BRAJA, 2007).

Pinto (2006) ressalta que primeiro aspecto que deve ser analisado é a quantidade de grossos (areia ou pedregulho) existentes, que podem ser identificadas a olho nu, sendo possível ponderar a predominância. Para tatear os grãos, recomenda-se umedecer o solo para que os torrões de argila se desmanchem. Caso o solo esteja seco, outra forma de estimar a proporção de grossos e finos é esfregando o solo sobre uma folha de papel. As partículas finas (silte e argila) ficam impregnadas no papel, já as grossas, ficam soltas. Após definir se o solo é grosso ou fino, resta estimar se o solo tem maior predominância de areia fina (partículas grossas mais

difíceis de isolar a olho nu), silte ou de argila, observando o comportamento do solo quando submetido aos procedimentos descritos a seguir:

- Resistência a seco: esse procedimento trata-se de umedecer o solo, moldar uma pelota irregular com dimensão de aproximadamente 2 cm; deixar secar ao ar, aguardando o endurecimento; quebra-se a pelota e observa se o solo dividiu-se em pedaços distintos (comportamento de argila), ou se pulverizou (comportamento de silte).
- Teste do corte: Molda-se uma amostra de solo em formato de esfera; corta-se com uma lâmina; verifica se a superfície é lisa (argila) ou rugosa (arenosa).
- Dilatância ou Shaking test: formar uma pasta úmida na palma da mão, em estado saturado; bater contra a palma da outra mão; observar o surgimento e desaparecimento da água na superfície; no caso de silte ocorre o surgimento de água e desaparecimento, caso o solo seja tocado, já nas argilas não ocorre o aparecimento de película de água.
- Teste de Plasticidade: molda-se um solo em formato de “cobrinha” com umidade próxima ao limite de plasticidade com as mãos; observa-se que argilas são mais resistentes a fissuras do que os siltes, que se fragmentam com maior facilidade; caso não seja possível moldar, o solo será arenoso; se moldar, mas ao rentar dobrar, se partir, será areno-argilos; caso dobre, mas se fissure ao fazer um círculo, é argilo-arenoso; caso não se fissure, será argiloso.
- Dispersão em água: Colocar uma amostra de solo em recipiente com água; revolver a mistura; deixar em repouso, observando o tempo de deposição das partículas; as areias se depositam no fundo do recipiente em poucos segundos, já os siltes demoram alguns minutos para se depositarem e as argilas podem durar horas dispersas na mistura.
- Desagregação do solo submerso: colocar um torrão de solo parcialmente imerso em recipiente com água; observar a desagregação; será rápida quando o solo for siltoso e lenta quando argiloso.
- Teste de sujar as mãos: umedecer uma amostra de solo; esfregar na palma das mãos, sujando-as; lavar com água corrente, observando o tempo de limpeza; o solo arenoso lava-se rapidamente sem qualquer trabalho; solos siltosos desimpregnam-se muita água e um pouco de fricção; já solos argilosos dão mais dificuldade para limpeza, sendo necessário friccionar rigorosamente para que as partículas finas sejam retiradas.

Ao fazer a análise tátil-visual do solo, Pinto (2006) indica que deve-se acrescentar a estimativa de seu estado, identificando a consistência das argilas, através da resistência que a amostra apresenta durante o manuseio. Já a compacidade das areias é mais complexo de se avaliar, pois as amostras mudam essa característica de acordo com o manuseio, sendo

fundamental a experiência do profissional para avaliar parâmetros de resistência do solo durante o procedimento de sondagem.

2.3. SISTEMA UNIFICADO DE CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS

O Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS) foi proposto por Casagrande em 1942 para uso na construção de aeroportos, durante a Segunda Guerra Mundial (BRAJA, 2007). Neste sistema, os solos são identificados pelo conjunto de duas letras, que estão apresentadas no Quadro 4. As cinco primeiras letras representam os tipos de solo e as demais, são dados complementares das características do solo. Desta forma, GW significa pedregulho bem graduado e ML, é Silte de alta compressibilidade (PINTO, 2006).

Quadro 7 - Terminologia do Sistema Unificado.

Solos	G	Pedregulho
	S	Areia
	C	Argila
	M	Silte
	O	Orgânico
Características	W	Bem Graduado
	P	Mal Graduado
	H	Alta compressibilidade
	L	Baixa compressibilidade
Solo	Pl	Turfa

Fonte: Adaptado de Pinto (2006).

Segundo Caputo (1988), de forma geral, os solos são classificados, neste sistema, em três grandes grupos:

a) Solos grossos - aqueles cujo diâmetro da maioria absoluta dos grãos é maior que 0,075 mm (mais que 50% em peso, dos seus grãos, são retidos na peneira nº 200). São classificados em: Pedregulhos e solos pedregulhosos (GW- Pedregulho bem graduado, GP – Pedregulho mal graduado, GC – Pedregulho com certa quantidade de argila, GM pedregulho com silte); e da mesma forma, Areia ou solos arenosos (SW, SP, SC, SM).

b) Solos finos - aqueles cujo diâmetro da maioria absoluta dos grãos é menor que 0,075 mm. Podem ser classificados em: Argilas (CH – argila com alta compressibilidade ou CL – argila com baixa compressibilidade); Siltes (MH ou ML); e Orgânicos (OH ou OL).

c) Turfas – Solos altamente orgânicos, geralmente fibrilares e extremamente compressíveis.

De acordo com Braja (2007), para classificação seguindo o Sistema Unificado, devem ser conhecidas as seguintes informações:

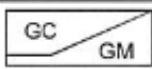
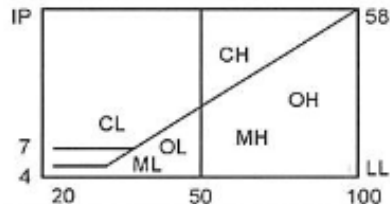
- Porcentagem de Pedregulho – fração que passa na peneira 76,2 mm e é retida na peneira nº 4 (4,75 mm);
- Porcentagem de areia – fração que passa na peneira nº 4 e é retida na peneira nº 200 (0,075 mm);
- Porcentagem de Silte e Argila – fração que passa na peneira nº 200;
- Coeficiente de uniformidade (CNU) e coeficiente de curvatura (Cc);

$$CNU = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (Eq. 4)$$

$$CC = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \times D_{60}} \quad (Eq. 5)$$

- Limite de Liquidez e índice de plasticidade da fração de solo que passa na peneira nº 40, para identificação utilizando o gráfico de plasticidade de Casagrande.

Quadro 8 - Esquema para a classificação do solo pelo Sistema Unificado.

% P #200 < 50	G > S : G		% P #200 < 5	GW CNU > 4 e 1 < CC < 3
				GP CNU < 4 ou 1 > CC > 3
			% P #200 > 12	GC 
				GM
	5 < #200 < 12		GW-GC, GP-GM, etc.	
% P #200 > 50	C	CL		
		CH		
		M		ML
		MH		
		O		OL
		OH		

Fonte: Pinto (2006).

2.4. COMO CARACTERIZAR A ÁREA DA OBRA

Conhecer as condições do subsolo é fundamental para a análise, projeto e a construção de obras geotécnicas. Atrasos com problemas em projeto, disputas legais, rupturas em solos, recalques e orçamento acima do previsto, podem ser consequência de falhas na investigação geotécnica do local da obra. Embora seja importante economizar no projeto e execução da construção, não deve-se negligenciar a obtenção de informações sobre o subsolo para atender a um orçamento menor, tendo em vista que os custos para remediação ou indenização posteriormente irão ultrapassar o que se gastaria com investigações de campo, que não excedem 0,5% do valor do projeto (ALONSO, 2011).

De acordo com Budhu (2015), os objetivos da investigação de campo são:

- Avaliar se a área é adequada para o projeto proposto;
- Permitir a elaboração de um projeto econômico e adequado;
- Obter as propriedades mecânicas e físicas dos solos para o projeto e construção;
- Obter informações sobre o nível de água subterrâneo;
- Revelar e prevenir problemas que possam ocorrer durante a execução da obra, devido à presença de água subterrânea e comportamentos do solo;
- Determinar se os materiais para construção são adequados.

O programa de investigação de subsolo deve ser desenvolvido dependendo do tipo de obra, do porte e importância da estrutura, das necessidades do proprietário, do conhecimento do tipo de solo local, das condições ambientais e normas regionais para construção. Obras mais suscetíveis a recalques, como fundações de máquinas e construções importantes ou de grande porte, necessitam de investigações e caracterização do solo mais completa e detalhada em comparação à uma simples residência (BUDHU, 2015).

Budhu (2015) informa ainda que a caracterização da área deve ser realizada de forma a obter o máximo de informações possíveis sobre o local da obra, tais como: Mapas geofísicos, relatórios existentes, plantas da área, fotografias do local e vizinhança, acessibilidade da área, serviços disponíveis (água, energia, esgoto, etc.), topografia, descrição do estado das construções vizinhas, ocorrências geológicas.

A investigação geotécnica fornece informações sobre o tipo de solo e seu comportamento, condições do lençol freático, e parâmetros a serem tomados no projeto para evitar problemas possíveis de ocorrer na obra. Essas informações podem ser obtidas através de estratigrafia (mapeamento do subsolo) utilizando métodos geofísicos, poços ou furos de sondagem, amostragem de solo para ensaios de laboratório e ensaios de campo (LIMA, 1983).

O objetivo dos ensaios de laboratório é classificar os solos, determinando características como: resistência, tensão e deformação de ruptura, relação tensão-deformação do solo, permeabilidade, compacidade, parâmetros de compressão. Deve-se ressaltar que nem todos estes ensaios serão necessários para o projeto, dependendo das necessidades e solicitações a que o solo será exposto, ou seja, porte, importância da obra e exigência do proprietário (PINTO, 2006).

Os resultados obtidos na coleta de informações de campo e ensaios devem constar em um relatório, contendo a descrição dos solos do local da obra, os métodos de investigação utilizados, a estratigrafia com perfil geotécnico, os procedimentos dos ensaios e localização do lençol freático (SCHNAID et al., 2005).

2.5. FUNDAÇÕES

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 1996), em função da profundidade da cota de apoio, as fundações classificam-se em:

- Fundação superficial direta: São elementos de fundação em que a ação é transmitida predominantemente pelas pressões distribuídas sob a base da fundação, e em que a

profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação. De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 1996), em função da profundidade da cota de apoio, as fundações classificam-se em:

- Fundação superficial: Elemento de fundação em que a ação é transmitida predominantemente pelas pressões distribuídas sob a base da fundação, e em que a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação.
- Fundação profunda: Elemento de fundação que transmite as ações ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas e que está assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta e no mínimo 3m. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas, os tubulões e os caixões.

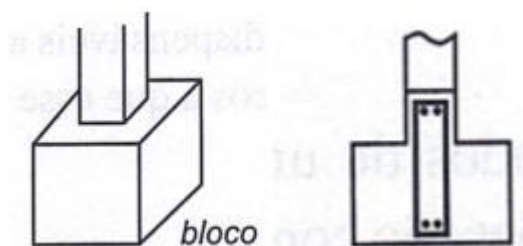
2.5.1. Fundações Superficiais

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 1996), os blocos, sapatas e radier são exemplos de fundações superficiais, que são executadas em valas rasas cuja profundidade máxima é menor que duas vezes sua menor dimensão, não ultrapassando 3 metros.

2.5.1.1. Blocos

São elementos de fundação rígidos, confeccionados com concreto simples, dimensionados de maneira que as tensões de tração neles transmitidas, possam ser resistidas apenas pelo concreto, caracterizados por uma altura relativamente grande, necessária para que trabalhem essencialmente à compressão, sem necessidade de armadura. Normalmente, os blocos assumem a forma de um bloco escalonado, ou pedestal, ou de um tronco de cone (HACHICH *et. al.*, 1998).

Figura 8 - Representação de fundação tipo bloco.

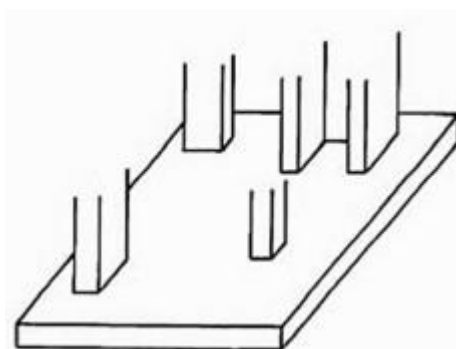


Fonte: Hachich *et. al.* (1998).

2.5.1.2. Radier

O radier é um elemento de fundação que abrange todos os pilares da obra, recebe os carregamentos distribuídos e funciona como uma laje maciça, constituídos de concreto estrutural com armaduras para suportar esforços de tração.

Figura 9 - Representação de fundação tipo Radier.



Fonte: Hachich *et. al.* (1998).

2.5.1.3. Sapatas

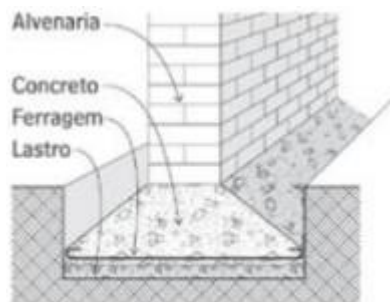
São elementos de fundação superficial de concreto armado, dimensionadas para resistir esforços de tração através de armadura, pode possuir espessura constante ou variável, com base normalmente em forma quadrada, retangular ou trapezoidal. As sapatas podem assumir praticamente qualquer forma em planta, sendo as mais frequentes as sapatas quadradas ($B=L$), retangulares e corridas ($L \gg B$).

As sapatas podem ser classificadas ainda como:

- Sapata isolada: quando recebe a carga de apenas um pilar.

- Sapata associada: sapata comum a mais de um pilar na obra, cujos centros, em planta, não estejam em um mesmo alinhamento.
- Sapata corrida: sapata sujeita à ação de uma carga distribuída linearmente.

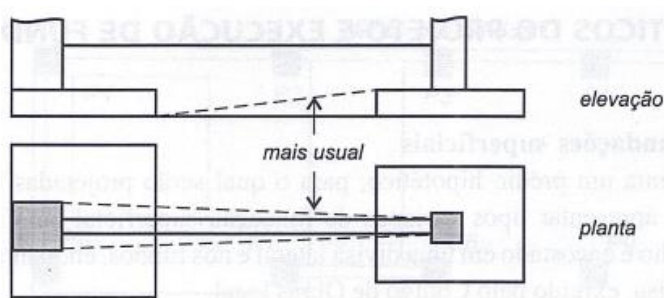
Figura 10 - Representação de uma sapata corrida.



Fonte: Velloso e Lopes (2004).

- Sapata de divisa: No caso de pilares encostados em divisas, ou junto ao alinhamento de uma calçada, não é possível projetar-se uma sapata centrada no pilar, recorrendo-se então a uma viga de equilíbrio (viga alavanca) a fim de corrigir a excentricidade existente, como mostra a Figura 11.

Figura 11 - Sapata de divisa com viga de equilíbrio.

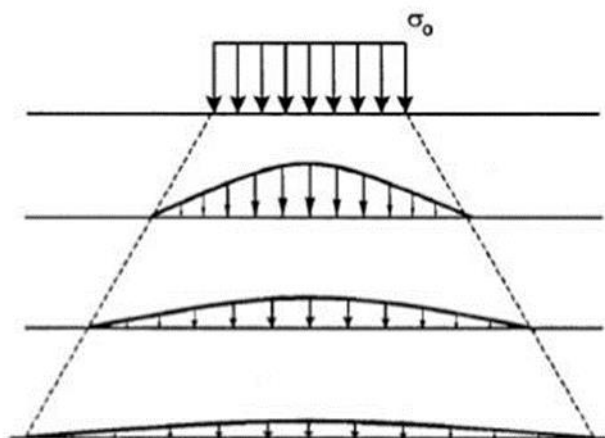


Fonte: Velloso e Lopes (2004).

2.6. DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES NO SOLO DEVIDO À SOBRECARGA

Uma forma de estimar o bulbo de tensões, é pelo método do espreadimento que considera que as tensões se espalham segundo áreas crescentes, de forma uniformemente distribuídas, ocorrendo em todas as direções, como indica a Figura 12 (PINTO,2006).

Figura 12 - Distribuição de tensões com a profundidade.



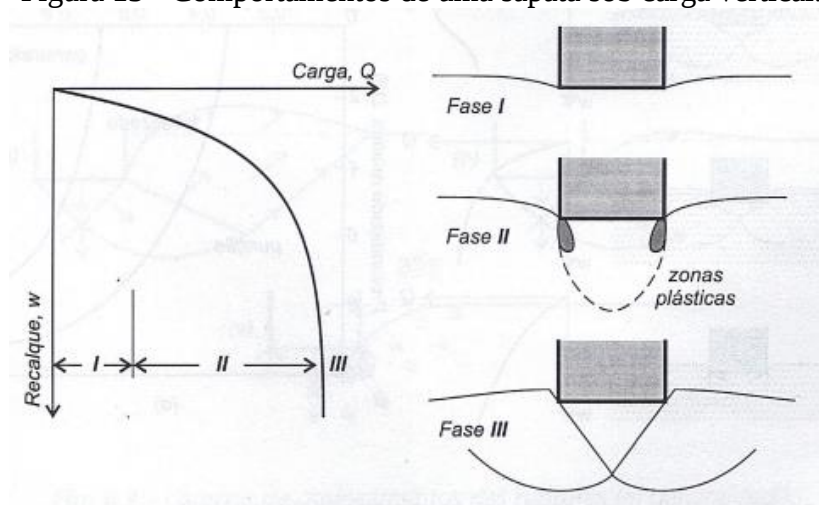
Fonte: Pinto (2006).

2.7. CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

As tensões geradas por carregamentos externos como o de fundações se distribuem no solo de forma desuniforme. Então, para analisar a capacidade de carga de fundações superficiais é necessário entender os fatores que influenciam na ruptura do solo e como esta ocorre (VELLOSO E LOPES, 2004).

Velloso e Lopes (2004) exemplificam como ocorre a ruptura de uma analisando o comportamento do subsolo de uma sapata com dimensão “B” submetida a uma carga “Q” crescente a partir de zero. Afirmando que para pequenos valores de carga, os recalques “w” serão aproximadamente proporcionais, ou seja, pequenos. Esta fase é caracterizada como elástica (I), pois os recalques irão se estabilizar com o tempo, sendo reversíveis. Em uma segunda fase, surgem os deslocamentos plásticos, aparecendo inicialmente junto às bordas da fundação. Ao aumentar o carregamento, há um crescimento da zona plástica, sendo caracterizada por recalques irreversíveis. Ultrapassando o valor crítico de carga, ocorre o recalque continuado, a velocidade de recalque assume um valor constante, não reduzindo com o tempo (II). Em uma terceira fase, a velocidade de recalque cresce continuamente, até que ocorre a ruptura do solo, cujo carregamento correspondente atinge o limite de resistência da fundação, ou seja, sua capacidade de carga (III). As situações estão representadas na Figura 13.

Figura 13 - Comportamentos de uma sapata sob carga vertical.



Fonte: Velloso e Lopes (2004).

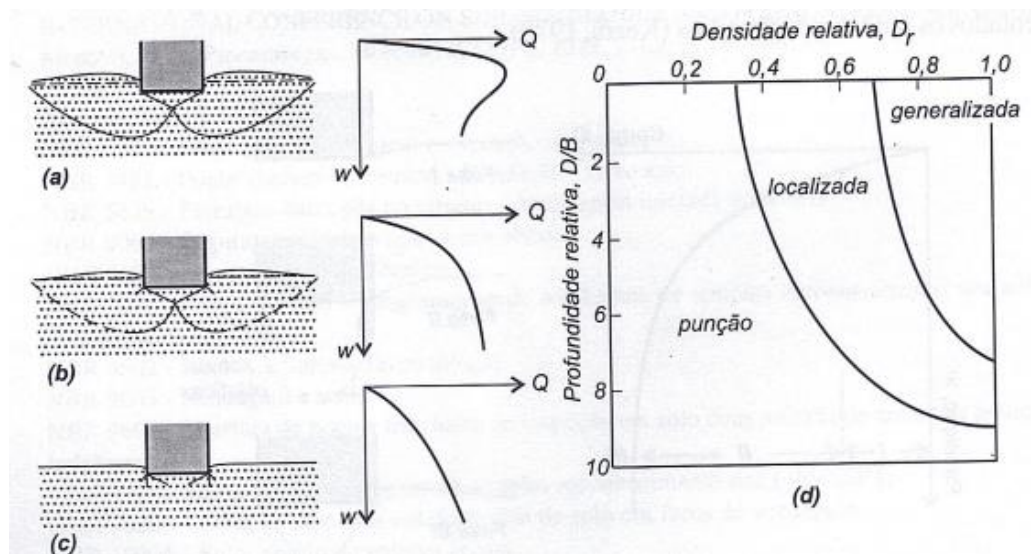
Analisando as curvas carga-recalque, observa-se que elas podem ter diferentes formas, assumindo tipos característicos (VELLOSO E LOPES, 2004).

No primeiro tipo, a ruptura ocorre bruscamente, após uma transição curta, sendo definida como ruptura generalizada, verificada em solos rígidos, como areias compactas e muito compactas e argilas rijas e duras. Caracterizada pela ocorrência de um mecanismo de ruptura bem definido e constituído por uma superfície de deslizamento que vai de uma borda da fundação à superfície do terreno (CINTRA, 2011).

A ruptura por puncionamento ocorre quando o elemento de fundação perfura a camada subjacente. Com o aumento da carga ocorre o cisalhamento do solo no contorno da fundação e o movimento vertical de afundamento da estrutura, imediatamente abaixo da fundação, não interferindo significativamente no solo fora da área carregada (VELLOSO E LOPES, 2004).

No segundo tipo, a ruptura localizada, a curva é mais abatida em comparação à primeira, com uma tangente inclinada no ponto extremo, ocorrendo em solos mais deformáveis, como areias fofas e argilas médias e moles. Nesta situação, o mecanismo de deformação é bem definido apenas imediatamente abaixo da fundação (CINTRA, 2011).

Figura 14 - Tipos de ruptura: (a) generalizada; (b) localizada; (c) punção. (d) condições em que ocorrem nas areias (Versic, 1963).



Fonte: Velloso e Lopes (2004).

2.8. ANÁLISE DE PROJETO DE FUNDAÇÕES

O detalhamento de um projeto inicia-se com o entendimento das necessidades do cliente sobre a edificação. Então são utilizados conhecimentos técnicos que garantam segurança e durabilidade da construção. Para que se garanta a segurança deve-se conhecer o Estado Limite Último e o Estado limite de serviço, que são critérios a serem atendidos em um projeto geotécnico, devendo-se satisfazer ambos os estados limites (BUDHU, 2015).

O estado limite último limita a resistência de uma obra de terra ou elemento, não devendo ser excedida por qualquer carregamento concebível durante sua vida útil. No estado limite último a obra irá apresentar dano estrutural ou colapso (BUDHU, 2015).

O estado limite de serviço limita a deformação (deslocamento, rotação e recalque) de uma obra, que se excedida, comprometerá a sua função. Quando o estado limite de serviço é superado ocorrem fissuras invisíveis, recalque diferencial, recalque total excessivo, vibrações intoleráveis, deslocamentos laterais intoleráveis e rotações (BUDHU, 2015).

Velloso e Lopes (2004) indicam que, para o desenvolvimento de um projeto de fundações, são necessários analisar os seguintes elementos:

- A topografia da área: fazer um levantamento topográfico; descrever dados sobre taludes e encostas no terreno; indicar dados sobre erosões.
- Dados geológico-geotécnicos: investigação do subsolo; mapas, fotos aéreas, trabalhos anteriores na área, dentre outras informações que podem ser obtidas.

- Dados da estrutura a construir: tipo e uso da edificação; sistema estrutural; sistema construtivo; e cargas sobre as fundações.
- Dados sobre construções vizinhas: número de pavimentos e cargas; tipo de estrutura e fundações; desempenho das fundações; existência de subsolo; e possíveis consequências de escavações e vibrações pela nova obra.

Berberiam (2015) indica que devem ser identificados os eixos de locação passando pelos centros de gravidade das áreas da base das sapatas, devendo-se cotar na planta os centros de gravidade da infraestrutura, em caso de não coincidir com os centros de gravidade dos pilares, ou seja, ocorre excentricidade da carga transmitida do pilar para a fundação, o que é suscetível geralmente em pilares “L”, sapatas corridas e sapatas de divisa, com vigas de equilíbrio. É importante também demonstrar um corte genérico da sapata, representando: sua profundidade; tipo de solo na base da sapata; furos de sondagem; profundidade e data em que o lençol freático foi encontrado; a tensão admissível do solo; resistência do concreto; convenções e legendas.

Budhu (2015) cita dois métodos de projeto utilizados na análise de fundações. Um deles é o dimensionamento pela tensão admissível (ASD), mais utilizado na prática geotécnica, e o outro é o dimensionamento pelo uso do coeficiente de carga e resistência (LRFD).

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 1996), no método da tensão admissível, a resistência última de uma estrutura é calculada e então dividida por um coeficiente maior que um (fator de segurança), para obter a tensão admissível, assim:

$$Q_{adm} = \frac{Q_{ult}}{FS} \quad (Eq. 7)$$

Onde, Q_{adm} e Q_{ult} são respectivamente as cargas admissível e última e FS é o fator de segurança.

A NBR 6122 (ABNT, 1996) estabelece ainda, que sejam adotados os seguintes fatores de segurança para cada situação citada na tabela abaixo:

Quadro 9 - Fatores de segurança globais mínimos.

Condição	Fator de segurança
Capacidade de carga de fundações superficiais	3,0
Capacidade de carga de estacas ou tubulões sem prova de carga	2,0
Capacidade de carga de estacas ou tubulões com prova de carga	1,6

Fonte: ABNT (1996).

O projeto de fundação superficial deve englobar a definição das características do solo local, o cálculo de cargas, que serão transferidas da superestrutura para a fundação e estimativa da geometria da fundação para que suporte os esforços de forma segura. Usualmente, faz-se uma estimativa das dimensões da fundação e verifica-se se estas atendem aos estados limites de serviço e último. A geometria da maioria das fundações superficiais é controlada pelo estado limite de serviço.

Seguindo um passo a passo para o projeto de fundações indicado por Budhu (2015), deve-se abordar as seguintes etapas:

1º Passo: desenhar um perfil de solo, utilizando resultados de sondagens e, se disponível, mapa geológico de subsuperfície, em que deve-se avaliar alguns fatores, como: número de camadas de solos diferentes; se são horizontais ou inclinadas; quais as espessuras das camadas; resistência destas; e posição do nível d'água;

2º Passo: Utilizar carregamentos ou tensões estruturais e empuxos para determinar o pior caso de combinação dos carregamentos utilizando o método ASD ou LRFD;

3º Passo: Determinar a menor profundidade de embutimento a partir do código de obras local;

4º Passo: Verificar se a fundação irá se assentar em um solo com resistência e espessura adequadas sob sua base, sendo esta dimensão equivalente a, no mínimo, 1,5 vezes a largura estimada da fundação;

Adotando-se o método ASD para o projeto de fundação superficial, procede-se os seguintes passos:

5º Passo: Estimar a dimensão da fundação. Em situações de cargas excêntricas, verifica-se se $e_B \leq \frac{B}{6}$ ou se $e_L \leq \frac{L}{6}$. Se $e_B > \frac{B}{6}$, aumenta-se a largura e se $e_L > \frac{L}{6}$, aumenta-se o comprimento;

6º Passo: determinar o recalque utilizando um fator de carga igual a 1;

7º Passo: verificar se o recalque é menor ou igual ao estado limite de serviço. Se exceder, então aumenta-se o tamanho da fundação e recalcula. Se for muito menor que o estado limite de serviço, então diminui-se o tamanho da fundação e recalcula. O valor máximo de recalque, tolerável para a maioria das fundações superficiais é de cerca de 25 mm. Recalques diferenciais têm maiores restrições;

8º Passo: Para cargas excêntricas, calcula-se $B' = B - 2e_B$ e $L' = L - 2e_L$;

9º Passo: Calcular tensão vertical máxima, $(\sigma_a)_{\max} = \frac{Q_a}{A} (1 + \tau)$, sendo Q_a a carga aplicada (de projeto) e $\tau = \frac{6e_B}{B}$ (ruptura no lado menor da base) e $\tau = \frac{6e_L}{L}$ (ruptura no lado maior da base), em que B e L são os largura e comprimento reais da fundação;

10º Passo: calcular a capacidade de carga última líquida (Q_u), utilizando equações de capacidade de carga se os resultados de ensaios de laboratório são disponíveis ou equações empíricas a partir de resultados de ensaios de campo. Para solos de granulometria fina, calcula-se a capacidade de carga última para condições de curto prazo (ATT) e de longo prazo (ATE). Para solos de granulometria grossa, drenantes, calcular a capacidade de carga para condição de longo prazo (ATE), que também é aplicável para as condições de curto prazo.

$$ATT: Q_u = 5,14 s_u s_c d_c i_c b_c g_c r_c \quad (Eq. 8)$$

$$ATE: Q_u = \gamma D_f (N_q - 1) s_q d_q i_q b_q g_q r_q w_q + 0,5 \gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma r_\gamma w_\gamma \quad (Eq. 9)$$

Onde: N_q e N_γ são os fatores de capacidade de carga que são função do ϕ'_p ; s_c , s_q e s_γ são fatores de forma; d_c , d_q e d_γ são fatores de profundidade de embutimento; i_c , i_q e i_γ são fatores de inclinação da carga; b_c , b_q e b_γ são fatores de inclinação da base do solo; g_c , g_q e g_γ são fatores de inclinação do terreno; r_c , r_q e r_γ são fatores de compressibilidade do solo; D_f é a espessura de embutimento, desde a base da fundação até o terreno superficial; w_q e w_γ são fatores relativos à água subterrânea.

11º Passo: calcular a capacidade de carga admissível $Q_{adm} = \frac{Q_u}{FS} \gamma D_f$;

12º Passo: verificar se $Q_{adm} \geq (\sigma_a)_{\max}$;

13º Passo: Verificar se a execução da fundação projetada é viável;

14º Passo: Projetar um reforço além do calculado.

Se os estados limites de serviço e último não forem atendidos, adota-se as seguintes medidas: aumentar o tamanho da fundação, reduzindo as tensões aplicadas; considerar a fundação do tipo radier, caso as fundações isoladas fiquem muito grandes, sobrepondo as tensões; adotar métodos de melhoria do solo; considerar a adoção de uma fundação profunda.

2.9. TENSÃO ADMISSÍVEL

Para a determinação da tensão admissível do solo devem ser considerados os seguintes fatores:

a) profundidade da fundação:

- b) dimensões e forma dos elementos da fundação;
- c) característica do terreno abaixo do nível da fundação;
- d) lençol d'água;
- e) modificação das características do terreno por efeito de alívio de pressões, alteração do teor de umidade de ambos;
- f) características da obra, em especial a rigidez da estrutura.

Seguindo a NBR 6122 (ABNT, 1996), a tensão admissível pode ser determinada por um dos critérios descritos a seguir:

- Por meio de teorias desenvolvidas na Mecânica dos Solos:
 - a) uma vez conhecida as características de compressibilidade, resistência ao cisalhamento do solo e outros parâmetros, a sua pressão admissível pode ser determinada por meio de teoria desenvolvida na Mecânica dos Solos, levando em conta eventuais inclinações da carga e do terreno e excentricidades;
 - b) faz-se um cálculo de capacidade de carga à ruptura; a partir desse valor, a pressão admissível é obtida mediante a introdução de um coeficiente de segurança, que deve ser igual ao recomendado pelo autor da teoria; caso não haja essa recomendação, adota-se um coeficiente de segurança compatível com a precisão da teoria e o grau de conhecimento das características do solo, nunca menor que três. A seguir, faz-se uma verificação de recalques para essa pressão, que, se conduzir a valores aceitáveis, será confirmada como admissível; caso contrário, o seu valor deve ser reduzido até que se obtenham recalques aceitáveis.
- Por meio de prova de cargas sobre placa, devidamente interpretada (ver NBR 6489).
- Por métodos semi-empíricos: são aqueles em que as propriedades dos materiais são estimadas com base em correlações e são usadas em teorias de Mecânica dos Solos, adaptadas para incluir a natureza empírica do método. Quando os métodos semi-empíricos são usados, deve-se apresentar justificativas, indicando a origem das correlações (inclusive referências bibliográficas).
- Por meios empíricos: são aqueles pelos quais se chega a uma pressão admissível com base na descrição do terreno (classificação e compacidade ou consistência). Estes métodos apresentam-se usualmente sob a forma de tabelas de pressões admissíveis.

Quadro 10 - Pressões básicas.

Classe	Descrição	Valores (Mpa)
1	Rocha sã, maciça, sem laminação ou sinal de decomposição	3
2	Rochas laminadas, com pequenas fissuras, estratificadas	1,5
3	Rochas alteradas ou em decomposição	ver nota c)
4	Solos granulares concrecionados - conglomerados	1
5	Solos pedregulhosos compactos e muito compactos	0,6
6	Solos pedregulhosos fofos	0,3
7	Areias muito compactas	0,5
8	Areias compactas	0,4
9	Areias mediantemente compactas	0,2
10	Argilas duras	0,3
11	Argilas rijas	0,2
12	Argilas médias	0,1
13	Siltes duros (muito compactos)	0,3
14	Siltes rijos (compactos)	0,2
15	Siltes médios (mediamente compactos)	0,1

Fonte: ABNT (1996).

Na determinação da pressão admissível deve-se considerar os itens a seguir:

- Fundação sobre rochas: em qualquer fundação sobre rocha, deve-se para a fixação da pressão admissível, levar em conta a continuidade da rocha, sua inclinação e influência da altitude da rocha sobre a sua estabilidade. Pode-se assentar fundação sobre rocha de superfície inclinada desde que se prepare, se necessário, essa superfície (chumba mentos, escalonamentos em superfícies horizontais, etc.), de modo a evitar um deslizamento da fundação.
- Pressão admissível nas areias médias e finas, fofas; argilas moles; siltes fofos; aterros e outros materiais: nesses solos a implantação de fundações só pode ser feita após cuidadoso estudo com base em ensaios de laboratório e campo, compreendendo o cálculo de capacidade de carga, o cálculo e análise da repercussão dos recalques sobre o comportamento da estrutura.
- Solos expansivos: neste caso, a pressão admissível deve-se levar em conta a pressão de expansão e nunca ser inferior a essa.
- Solos colapsíveis: para o caso de fundações apoiadas em solos de elevada porosidade, não saturados, deve ser analisada a possibilidade de colapso por encharcamento, pois estes solos são potencialmente colapsíveis. Em princípio devem ser evitadas fundações superficiais apoiadas neste tipo de solo, a não ser que sejam feitos estudos considerando-se as tensões a serem aplicadas pelas fundações e a possibilidade de encharcamento do solo.

• Prescrições especiais para solos granulares: quando se encontram abaixo da cota de fundação até uma profundidade de duas vezes a largura da construção, apenas solos das classes 4, 5, 6, 7 e 8 (areias e pedregulhos), pode-se aumentar a pressão admissível em função da largura L do corpo de fundação, de acordo com a fórmula a seguir; desde que tal largura seja maior que dois metros:

$$\sigma_{adm} = \sigma_0 \text{ adm} [1 + 0,1875 \cdot (L - 2)] < 2,5 \sigma_0 \text{ adm.} \quad (\text{Eq. 10})$$

Onde:

$\sigma_0 \text{ adm}$ = Pressão admissível, de acordo com a tabela 1

L = largura, em metros ≤ 10

• Prescrição especial para solos argilosos

As pressões admissíveis indicadas na Tabela 1 para solos argilosos (classe 10 a 15), entendem-se aplicáveis a um corpo de fundação não maior que 10m². Para maiores áreas carregadas ou na fixação da pressão média admissível sobre um conjunto de corpos de fundação ou totalidade da construção, deve-se reduzir os valores na Tabela 1, de acordo com a fórmula abaixo:

$$\sigma_{adm} = \sigma_0 \left(\frac{10}{S} \right)^{1/2} \quad (\text{Eq. 11})$$

Onde:

S = área total da parte considerada, ou da construção inteira, em m².

2.10. PATOLOGIA DE FUNDAÇÕES

A patologia das edificações se resume ao estudo da identificação das causas e dos efeitos dos problemas encontrados nas mesmas, elaborando seu diagnóstico e correção. Um diagnóstico adequado de uma manifestação patológica deve indicar em que etapa do processo construtivo teve origem o fenômeno que desencadeou o problema. Os problemas patológicos podem ter origem em qualquer fase e/ou etapa envolvida no processo construtivo de um edifício, onde muitas vezes estas podem ser atribuídas a um conjunto de fatores e não somente a uma falha em etapa isolada. As causas das manifestações patológicas estão relacionadas a vários fenômenos que influenciam no surgimento das anomalias. Pode-se destacar as seguintes causas: falha de projeto; baixa qualidade de materiais; falha na execução; cargas excessivas; variações térmicas e de umidade; agentes biológicos; e falha na utilização da edificação.

A análise de um problema de fundações ocorre a partir da determinação das solicitações ou cargas de projeto e da identificação do perfil do subsolo, obtido através de investigação geotécnica. A partir dessas informações, é feita a interpretação sobre o comportamento do solo

sob carga, ou transmissão de esforços e sua deformação. Erros na determinação das cargas podem acarretar na ruptura de fundações (Velloso *et. al.* 1998).

A fundação, como qualquer outra estrutura, deve ser projetada de forma a garantir, sob a ação das cargas em serviço: a segurança, atendendo coeficientes de segurança contra ruptura fixados por normas técnicas, tanto na resistência dos elementos estruturais que as compõem, quanto no solo que lhe dá suporte; a funcionalidade, garantindo recalques compatíveis com o tipo e a finalidade a que se destina a estrutura; e a durabilidade, apresentando vida útil, no mínimo igual ao da estrutura (ALONSO, 2011).

Na definição da solução dos problemas de fundação, são considerados vários fatores, como adoção de valores típicos para projeto, normas vigentes, uso da experiência, uso de mesma solução em situações consideradas idênticas e uso de correlações empíricas. Ultrapassada esta etapa, o elemento de fundações é dimensionado estruturalmente, sendo então elaborada a planta executiva. Dentre os problemas que poderão ocorrer nesta fase, poderão ser classificados como: relativos ao solo, relativos a mecanismos, relativos ao desconhecimento do comportamento real das fundações, relativos à estrutura de fundação, relativos às especificações construtivas ou sua ausência, intrínsecos ao projeto de fundação em aterros, relativas à execução das fundações, relativa a degradação dos materiais (CAPELLO *et. al.* 2010).

É extremamente importante realizar um reconhecimento geológico e geotécnico do terreno, pois o solo não é um material homogêneo, nem fabricado pelo homem sob um controle de qualidade, ao contrário dos elementos estruturais. Trata-se de um material heterogêneo e de natureza errática. A única forma de compreender os efeitos que as estruturas têm sobre o solo é mediante o conhecimento das suas características, difíceis de determinar, devido à diversidade de comportamento e composições variáveis. Os problemas relacionados com as fundações, implicam em maiores custos de reparação, por serem complexos de solucionar, originam grandes alterações na estrutura e podem comprometer as funções para a qual foi projetada. Estes problemas são designados de patologias de fundações, sendo de grande importância determinar suas principais causas, de forma que possam ser evitadas (CARVALHO, 2010).

2.10.1. Patologias devido a erros de investigação do subsolo

A investigação do subsolo é a causa mais frequente de problemas de fundações, devido à falta de identificação das características do solo, que suporta as cargas da edificação. Além de caracterizar o solo, pode identificar previamente comportamentos especiais (colapsíveis, expansivos ou de adensamento), zonas cársticas (MILITITSKY, *et. al.* 2015).

Erros típicos de obras de pequeno e médio porte, a falta ou investigação inadequada do subsolo podem ocasionar diversos problemas em fundações diretas, como: tensões de contato excessivas, incompatíveis com as características do solo, resultando em recalques inadmissíveis ou ruptura; fundações sobre solos heterogêneos, provocando recalques diferenciais; fundações sobre solos compressíveis resultando em grandes deformações não previstas; fundações apoiadas em solo duro sobre solo mole, ocasionando ruptura ou grandes deslocamentos da fundação (MILITITSKY, *et. al.* 2015).

O número insuficiente de sondagens em áreas extensas ou de subsolo variado resulta em erros ao traçar o perfil geotécnico, resultando em problemas de recalque diferencial. A profundidade de investigação insuficiente pode não caracterizar camadas subsequentes, com comportamento distinto, cujo carregamento possa afetar (CARVALHO, 2010).

É bastante comum erros na interpretação da sondagem devido à presença de matacões que possam vir a ser confundidos com camada resistente, fazendo com que as fundações sejam executadas sobre solo com resistência abaixo da prevista. Já em outras situações a execução da sondagem é realizada da forma correta, porém o erro pode ocorrer nos ensaios de laboratório, responsáveis por classificar o solo, indicando comportamento não condizentes com a realidade (MILITITSKY, *et. al.* 2015).

2.10.2. Patologia devido a erros de análise de projetos

Ao projetar as fundações de uma edificação, determina-se as solicitações ou cargas de projeto e adota-se um modelo de subsolo baseado na investigação geotécnica. A adoção de valores não representativos ou ausência de identificação de problemas, bem como de previsão do comportamento do solo submetidos às cargas, podem provocar desempenho inadequado das fundações.

Erros na determinação das cargas, como desconsideração de momentos fletores ou cargas horizontais podem acarretar em ruptura de fundações. A definição de solicitações deve incluir considerações referentes ao próprio comportamento do solo, submetido a ação de empuxos, atritos negativos entre outros, e não somente às cargas permanentes e acidentais transmitidos pela superestrutura (MILITITSKY, *et. al.* 2015).

É necessário o conhecimento do tipo de fundação a ser adotada, pois cada elemento possui características específicas de interação com o solo e resistência às solicitações, mobilizando cargas e deformando de maneira específica (ALONSO, 2011).

Quando uma fundação transfere carga ao solo, essa transferência é considerada de forma isolada. A existência de outra solicitação altera as tensões na massa de solo. Nas situações em que ocorre sobreposição de esforços de fundações superficiais no solo, sem avaliação adequada de seu efeito, os resultados obtidos na análise não são representativos. Os esforços sobrepostos podem ser originados na obra, sendo projetada ou, eventualmente, produzidos pela implantação posterior de edificação junto à estrutura já existente (Velloso et al. 1998).

Em casos em que as estimativas de tensões admissíveis são realizadas com base em resultados de placa ou de obras vizinhas, sendo extrapoladas para grandes áreas carregadas, são previsões com resultado inadequado e distinto da situação real. Nestas situações, o bulbo de tensões gerados pelo elemento de fundação, pode atingir camadas mais profundas que podem vir a ser frágeis, diferindo do representado no ensaio (MILITITSKY, *et. al.* 2015).

3 METODOLOGIA

Este estudo teve início com uma revisão bibliográfica (livros, monografias, teses, dissertações, artigos, normas técnicas) sobre o tema para embasamento teórico acerca das patologias de fundações e suas possíveis causas, os tipos de solo, suas características, classificação e comportamento de acordo com o tipo de fundação.

Também, realizou-se pesquisa experimental, a partir da investigação do subsolo de fundação com uso da sondagem à trado, coleta de amostras do subsolo, realização de ensaios de caracterização em laboratório, classificação e obtenção do perfil geotécnico de sondagem. Parte dos experimentos foram executados no Laboratório Mecânica dos Solos e Estradas da Universidade Federal Rural do Semi-Árido, campus Caraúbas - RN e outros no campus Mossoró – RN.

Por fim, reuniu-se todas as informações obtidas e realizou-se a análise dos projetos de uma das residências estudadas, de forma a determinar se as fundações da obra possuem resistência suficiente para resistir às solicitações da estrutura, sem que ultrapasse seu estado limite de serviço e seu estado limite último. A análise do projeto de fundações foi feita através de modelagem matemática implementada no software Excel e de simulações realizadas no módulo Sapatas do software GEO5.

3.1. VISITAS TÉCNICAS

As visitas técnicas ocorreram em duas etapas, a primeira foi para averiguar locais para realização das sondagens e investigar se ocorreram de fato, problemas com surgimento de manifestações patológicas, que indicassem possível relação com o subsolo de um condomínio residencial, em Mossoró - RN. Esta primeira visita foi realizada no dia 16 de janeiro de 2019, acompanhada por um funcionário responsável pela fiscalização das obras, que foi entrevistado através de questionário estruturado com informações pertinentes quanto à existência de manifestações patológicas, realização de sondagens nas obras, fragilidades do solo local.

Os locais de sondagem foram definidos após a autorização de engenheiros de duas obras, em execução no condomínio. As construções estavam na fase de escavações das fundações, o que permitiu realizar as sondagens no nível da base das sapatas. Nesta segunda etapa, foram executadas as sondagens a trado. A primeira na obra que serviu como base para este estudo, ocorreu no dia 21 de janeiro de 2019, e a segunda, em outra obra, para averiguar se ocorreria variação do perfil do solo, realizada no dia 31 de janeiro de 2019.

3.2 CARACTERIZAÇÃO DA OBRA E DO PROJETO

O projeto estudado trata-se da construção de uma residência de alto padrão, com três pavimentos (subsolo, térreo e primeiro andar), em um terreno com área de 420 m², em um condomínio residencial em Mossoró - RN.

O Quadro 6 apresenta todas as dimensões das sapatas e todas as cargas que as solicitam. Essas cargas são do tipo força normal de compressão (P), e do tipo momento em torno das direções dos dois eixos dos pilares (M_x e M_y). Essas cargas são originadas pela estrutura da edificação e são transmitidas às fundações através dos pilares. O dimensionamento das fundações foi concebido admitindo-se que a tensão admissível do terreno fosse 2 kgf/cm². A Figura 15 apresenta a planta de locação das sapatas.

Quadro 11 - Dados do Projeto de Fundações.

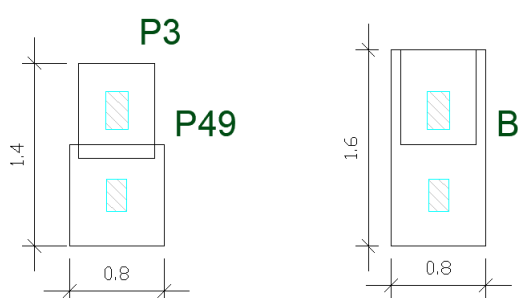
Nome	Seção (cm)	X (cm)	Y (cm)	Carga Máx. (tf)	Carga Mín. (tf)	Pilar								Fundação				
						Mx Máximo (kgf.m)		My Máximo (kgf.m)		Fx Máximo (tf)		Fy Máximo (tf)		Lado B (cm)	Lado H (cm)	h0 / ha (cm)	h1 / hb (cm)	df (cm)
						Positivo	Negativo	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo					
P1	18x30	-851.88	-1429.62	16.8	13.7	0	0	0	0	0.1	-0.2	0.0	-0.2	95	110	20	30	140
P2	16x26	-445.84	-1431.62	28.3	23.2	0	0	0	0	0.2	0.0	0.1	0.0	130	140	20	40	140
P3	18x30	-239.85	-1429.62	6.6	4.9	0	0	0	0	0.2	0.0	0.1	0.0	60	75	25	25	140
P4	16x30	-1029.88	-1519.59	6.2	4.1	0	0	0	0	0.1	-0.2	0.1	0.0	60	75	25	25	140
P5	16x30	-858.88	-1512.58	12.6	9.9	0	0	0	0	0.2	-0.2	0.0	0.0	85	95	25	25	140
P6	18x30	-1171.09	-1640.58	2.7	2.2	0	0	0	0	0.2	-0.2	0.1	0.0	60	75	25	25	140
P7	16x26	-1271.88	-1690.80	5.3	3.5	0	0	0	0	0.2	0.0	0.1	0.0	60	75	25	25	140
P8	16x30	-1029.88	-1683.58	5.4	4.1	0	0	0	0	0.1	0.0	0.1	0.0	60	75	25	25	140
P9	20x30	-851.88	-1683.58	22.4	17.2	0	0	0	0	0.2	-0.1	0.1	0.0	115	120	20	35	140
P10	20x30	-239.85	-1683.58	14.8	11.9	0	0	0	0	0.2	-0.2	0.1	0.0	95	105	25	25	140
P11	16x42	-1276.88	-1815.62	6.8	5.4	0	0	0	0	0.1	0.0	0.1	0.0	60	85	25	25	140
P12	16x30	-1058.88	-1825.58	2.2	1.7	0	0	0	0	0.1	0.0	0.1	0.0	60	75	25	25	140
P13	22x26	-911.88	-2023.61	9.3	8.4	0	0	0	0	0.1	0.0	0.0	-0.2	75	80	25	25	140
P14	18x50	-851.88	-2032.62	22.1	15.9	0	0	0	0	0.1	0.0	0.0	0.0	105	135	20	30	140
P15	20x50	-239.87	-2032.62	35.8	29.0	200	-400	500	0	0.5	0.0	0.3	-0.1	140	170	20	40	140
P16	16x30	-1276.88	-2151.58	5.5	3.0	0	0	0	0	0.1	-0.2	0.0	0.0	60	75	25	25	140
P17	16x48	-1083.42	-2158.62	8.5	6.6	0	0	0	0	0.2	-0.2	0.0	0.0	60	95	25	25	140
P18	16x26	-911.88	-2365.62	5.8	2.6	0	0	0	0	0.0	0.0	0.0	-0.2	60	75	25	25	140
P19	18x60	-851.88	-2382.62	20.4	15.3	900	0	100	-500	0.1	-0.6	0.0	-0.6	105	135	20	30	140
P20	18x60	-239.85	-2382.62	18.5	14.7	400	-300	200	-300	0.0	-0.5	0.2	-0.3	90	135	25	25	140
P21	16x30	-1219.73	-16.00	4.5	3.7	200	0	0	-200	0.0	-0.2	0.2	0.0	65	75	25	25	140
P22	18x30	-837.82	-7.50	7.2	5.7	200	0	100	-300	0.0	-0.3	0.0	0.0	70	85	25	25	140
P23	16x30	-435.73	-16.00	6.2	5.0	100	0	100	0	0.1	-0.2	0.1	0.0	65	75	25	25	140
P24	16x30	-257.73	-16.00	2.2	1.7	0	-300	100	0	0.1	0.0	0.2	0.0	65	75	25	25	140
P25	16x26	-1259.72	-386.00	2.3	1.8	200	0	100	-200	0.0	-0.3	0.0	-0.1	65	75	25	25	140
P26	18x30	-996.04	-387.00	8.1	6.4	200	0	200	0	0.2	0.0	0.0	0.0	70	85	25	25	140
P27	16x26	-430.73	-386.00	7.9	6.3	100	0	200	0	0.2	-0.2	0.0	-0.1	70	85	25	25	140
P28	18x26	-182.73	-385.00	2.5	1.9	200	0	200	0	0.2	0.0	0.0	-0.3	65	75	25	25	140
P29	16x26	-1276.88	-737.65	9.1	7.5	100	-200	100	-100	0.0	-0.2	0.1	-0.2	75	80	25	25	140
P30	16x26	-851.87	-737.62	10.5	8.8	100	-100	200	-200	0.2	0.0	0.2	-0.2	80	90	25	25	140
P31	18x30	-844.85	-958.62	23.3	19.0	100	-100	300	-600	0.0	-0.8	0.2	-0.2	115	130	20	35	140
P32	18x30	-452.84	-958.62	34.7	29.0	200	0	700	-100	0.8	0.0	0.1	-0.2	140	155	20	45	140
P33	16x26	-1276.88	-1177.62	9.7	7.6	100	-100	0	-300	0.0	-0.4	0.2	-0.1	80	90	25	25	140
P34	18x26	-852.88	-1237.61	13.4	10.8	100	-200	100	-300	0.2	0.0	0.3	-0.2	90	95	25	25	140
P35	16x26	-1246.85	-1304.20	5.4	4.4	100	-200	300	-200	0.1	-0.3	0.1	0.0	65	75	25	25	140
P36	16x26	-1251.87	-1417.21	4.8	3.6	100	-300	200	-200	0.2	-0.4	0.3	-0.2	65	75	25	25	140
P48	16x26	-906.87	-1818.62	12.9	10.8	0	0	0	0	0.1	-0.1	0.0	0.0	85	95	25	25	140
P49	16x26	-239.85	-1496.61	7.5	6.0	0	-100	200	0	0.2	-0.2	0.3	0.0	75	80	25	25	140

Os esforços indicados nesta tabela são os valores máximos obtidos pela envoltória de todas as combinações definidas para as fundações. Para análises complementares, deve-se consultar o relatório de esforços na fundação, que apresenta os valores calculados para cada combinação.

Fonte: Projeto Base (2019).

Devido ao processo executivo ter sido realizado com adaptações do projeto de fundações, estas mesmas alterações foram consideradas nas análises deste trabalho. As sapatas que se cruzaram no projeto ($S1+S5=A$, $S3+S49=B$, $S13+S14=C$, $S18+S19=D$), foram executadas como sapatas associadas dos pilares correspondentes a elas. Neste trabalho, a associação das sapatas foi feita adotando-se, para um dos lados, a soma das dimensões que se interceptam, e para o outro, a maior dimensão entre elas.

Figura 16 - Associação entre sapatas.



Fonte: Autor (2019).

Quadro 12 - Sapatas Associadas.

ALTERAÇÕES DE PROJETO					
Sapata	Seq	H		B	
A	S1+S5	1,95	Y	0,95	X
B	S3+S49	1,55	Y	0,75	X
C	S13+S14	1,75	X	1,35	Y
D	S18+S19	1,65	X	1,35	Y

Fonte: Autor (2019).

3.3 SONDAGENS À TRADO

A sondagem adotada neste trabalho para a investigação do subsolo de fundação e obtenção do perfil estratigráfico correspondente foi do tipo Trado, utilizou-se o trado holandês com 4 hastes de 1 metro de comprimento cada e o trado helicoidal.

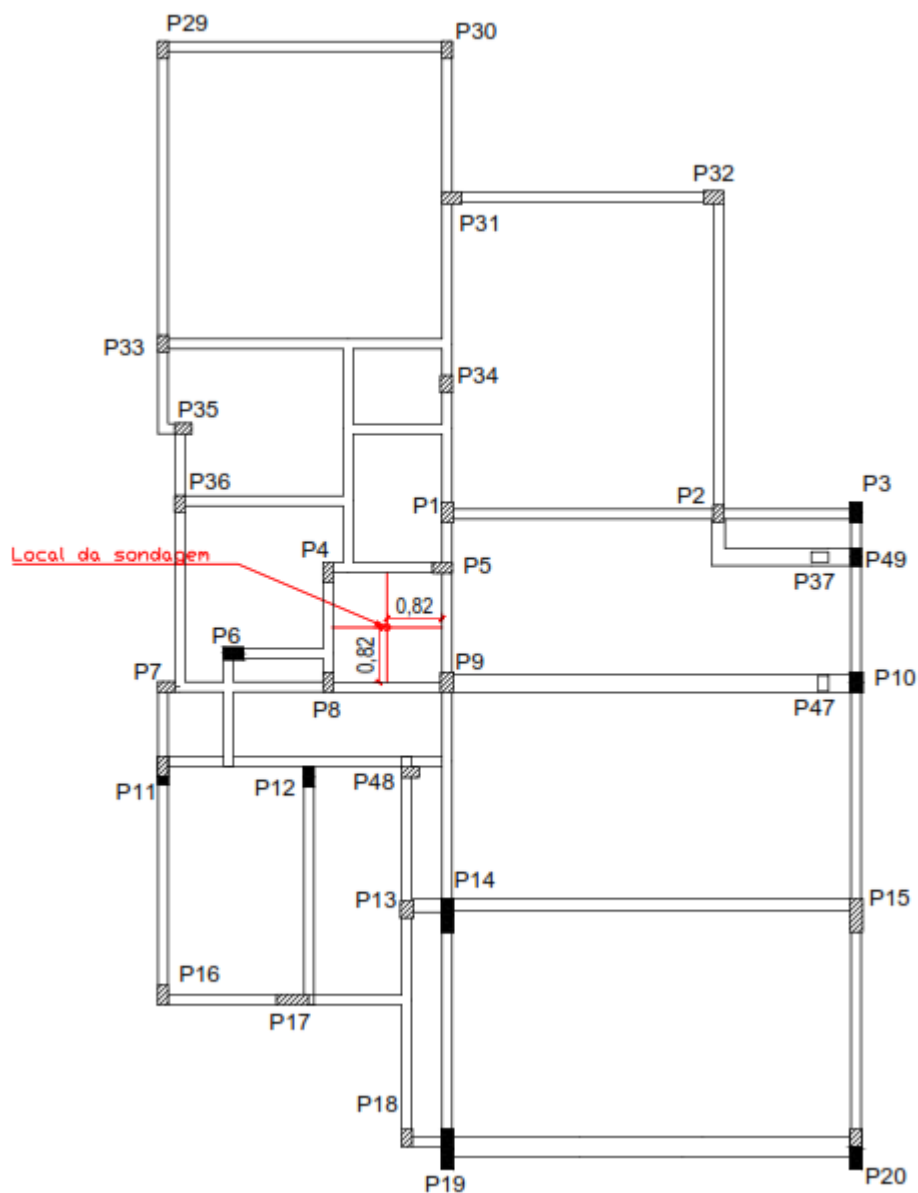
A escolha do local de perfuração para a sondagem, foi decidida observando a área de maior concentração de sapatas próximas umas das outras, devido à possibilidade de interseção

entre seus bulbos de tensões. A sobreposição de tensões atuantes resultaria em esforços superiores aos previstos no projeto de fundações, e consequentemente, poderia levar à ocorrência de recalques diferenciais indesejáveis ou mesmo à ruptura do solo. A Figura 17 mostra a planta de locação da sondagem.

A sondagem ocorreu na manhã do dia 21 de janeiro de 2019. Durante o processo de execução, foi preenchido o boletim de sondagem, identificando as amostras coletadas, a profundidade e a mudança de características visíveis no solo. As amostras foram colocadas imediatamente em sacos plásticos devidamente lacrados e identificados, para evitar a perda de umidade e foram transportadas aos laboratórios de Mecânica dos Solos para serem ensaiadas. O término da sondagem ocorreu quando se atingiu o lençol freático, em situação de solo muito resistente, matacão ou o nível da rocha.

Com a obtenção dos boletins de sondagem e as informações de testes tátil visuais e de granulometria foi possível construir o perfil de sondagem representativo do terreno de fundação. As informações obtidas neste perfil servirão de parâmetros de entrada para a realização das análises no módulo Sapatas do software GEO5, para determinação da tensão admissível das fundações.

Figura 17 - Localização do furo de sondagem.



Fonte: Projeto Base (2019).

3.4 CARACTERIZAÇÃO DAS AMOSTRAS

Para a análise e caracterização do solo, foram executados os seguintes ensaios laboratoriais:

- Tátil Visual;
- Granulometria – NBR 7181;
- Umidade;
- Peso Específica dos Grãos;

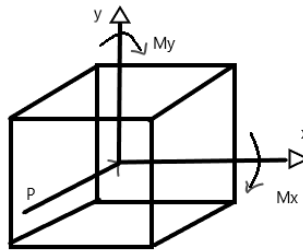
- Limite de Liquidez;
- Limite de plasticidade;

3.5 ANÁLISE DO PROJETO DE FUNDAÇÕES

3.5.1 Determinação da Tensão Solicitante Máxima

Para a determinação da tensão solicitante das sapatas no solo de fundação foi utilizado a Equação 12. As cargas que solicitam as sapatas são originadas pela estrutura da edificação e são transmitidas às fundações através dos pilares. Essas cargas são do tipo força normal de compressão (P), e do tipo momento em torno das direções dos dois eixos dos pilares (Mx e My).

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{Mx \times y}{Ix} \pm \frac{My \times x}{Iy} \quad (Eq. 12)$$



Onde:

σ - Tensão Normal Solicitante;

P - Força Normal de Compressão;

Mx - Momento Solicitante em Torno do Eixo X;

My- Momento Solicitante em Torno do Eixo Y;

Ix- Momento de Inércia da Seção da Base da Sapata em Relação ao Eixo X;

Iy- Momento de Inércia da Seção da Base da Sapata em Relação ao Eixo Y;

A - Área da Base da Sapata;

x - Posição do Ponto em Relação à linha neutra do My ;

y - Posição do Ponto em Relação à linha neutra do Mx.

3.5.2 Cálculo dos Bulbos e do Espraçamento de Tensões no Solo de Fundação

O bulbo de tensões das sapatas foi determinado através da Equação 13, visto que todas tratam-se de sapatas de base retangular. Conforme a Figura 18, o bulbo encontra-se na região entre a superfície do solo abaixo da base da sapata e a distância z , medida na direção vertical.

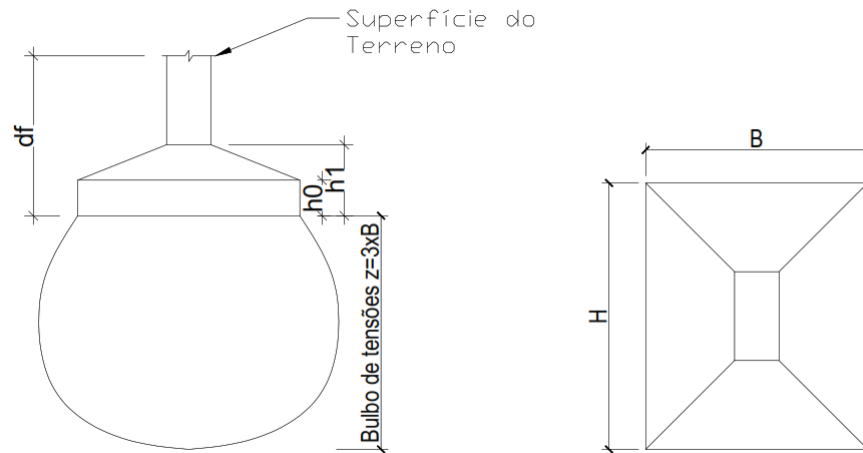
$$z = 3 \times B \quad (\text{Eq. 13})$$

Onde:

z - Extensão do Bulbo de Tensões;

B - Lado menor da Base da Sapata.

Figura 18 - Representação do Bulbo de Tensões da Sapata.



Fonte: Autor (2019).

Com as dimensões das sapatas, obtidas no projeto de fundações, foram calculadas as dimensões dos bulbos, originados pela tensão solicitante das sapatas no solo, através da Eq. 14, válida para sapatas retangulares. O espraçamento foi determinado pelas Eqs. 15 e 16. As dimensões dos bulbos foram importantes para analisar a interação entre as tensões das sapatas da edificação, sobre o solo.

$$Z = 3 \times B \quad (\text{Eq. 14})$$

$$B' = Z + B \quad (\text{Eq. 15})$$

$$H' = Z + H \quad (\text{Eq. 16})$$

Onde,

Z – Profundidade do bulbo de Tensões;

B – Dimensão do menor lado da sapata;

H – Dimensão do maior lado da sapata;

B' – Dimensão do menor lado da área de espraçamento;

H' – Dimensão do maior lado da área de espraçamento.

3.5.3 Verificação de Interseção de Bulbos

Após o cálculo dos espraçamentos de cada sapata, foi verificado se havia interseção entre os bulbos. A interseção seria confirmada quando a distância entre eixos da área do espraçamento, na direção do encontro entre as sapatas, for maior que a distância entre eixos das áreas das sapatas. A distância entre eixos da área do espraçamento é determinada através da Eq. 17.

$$E = \frac{(Dim1' + Dim2')}{2} \quad (Eq.17)$$

Onde,

E = Distância entre eixos da área do espraçamento, na direção do encontro entre as sapatas;

D = Distância entre eixos das áreas das sapatas, na direção do encontro entre elas;

$Dim1'$ = Dimensão da área de espraçamento da sapata 1, na direção do encontro entre as sapatas, B' ou H' ;

$Dim2'$ = Dimensão da área de espraçamento da sapata 2, na direção do encontro entre as sapatas, B' ou H' ;

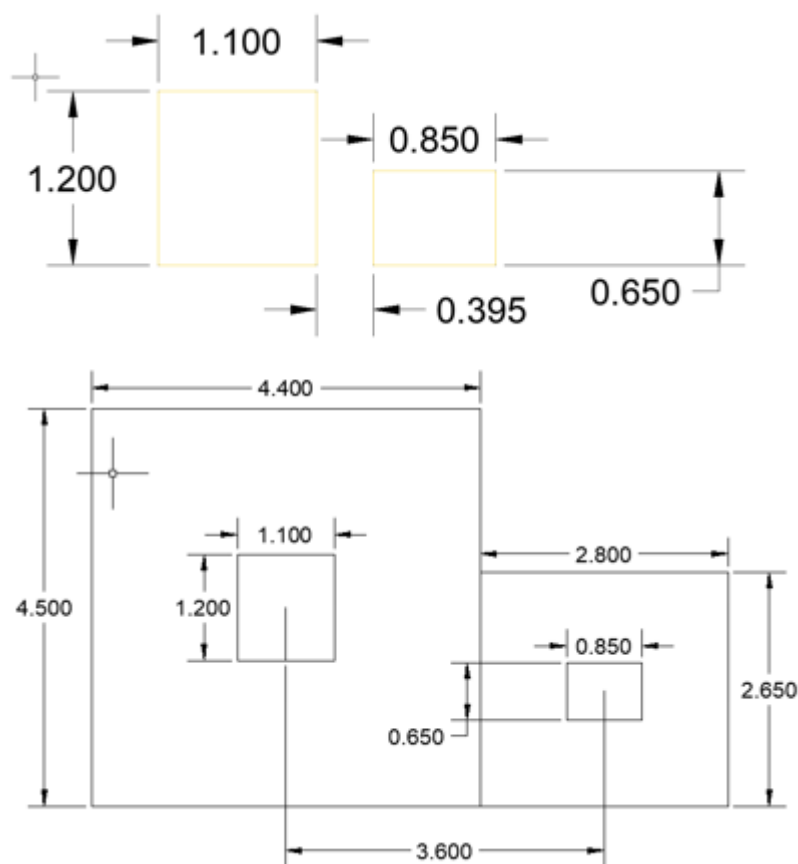
3.6. Determinação da Sapata e Carga Equivalentes

Para determinação da tensão admissível da fundação, no GEO5, é necessário considerar a sapata equivalente, visto que, o programa só realiza simulações de uma sapata por vez, não

considerando a influência da interseção de bulbos de tensão no subsolo da fundação, que depende da disposição relativa entre as sapatas.

Nas situações em que foram confirmadas as interseções, foram criadas combinações entre o conjunto de sapatas vizinhas. A combinação é feita somando-se as dimensões das sapatas na direção em que o espraio se intercepta e com relação a outra dimensão, mantêm-se a maior entre elas.

Figura 19 - Distância entre sapatas.



Fonte: Autor (2019).

Para executar a simulação da tensão admissível no GEO5 é preciso implementar inicialmente o modelo da fundação da obra. Este modelo precisa se aproximar o máximo possível de situação real. Para isto, a sapata e carga equivalente devem produzir no terreno a mesma tensão que o bulbo total, formado pela interseção dos respectivos bulbos, originais. Em consequência disto, deve ser encontrada a força necessária para provocar a tensão σ_{eq} na área A_{eq} , conforme a Eq. 19.

Para o cálculo das tensões resultantes da interseção dos bulbos das sapatas do projeto, é preciso determinar as tensões solicitantes por cada sapata e depois calcula o somatório delas (Eq. 21), definir a área equivalente pelo somatório das áreas de todas as sapatas consideradas (Eq.20) e, consecutivamente, a força capaz de provocar a tensão equivalente na área equivalente, através da Eq. 22.

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad (Eq. 18)$$

$$\sigma_{eq} = \sigma_1 + \sigma_2 + \dots + \sigma_n = \sum \sigma \quad (Eq. 19)$$

$$A_{eq} = A_1 + A_2 + \dots + A_n = \sum A \quad (Eq. 20)$$

$$\sigma_1 + \sigma_2 + \dots + \sigma_n = \frac{P_{eq}}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \quad (Eq. 21)$$

$$P_{eq} = \sum A \times \sum \sigma \quad (Eq. 22)$$

Onde,

σ – Tensão Normal Solicitante;

P – Força Normal;

A – Área da Seção Transversal;

σ_{eq} – Tensão Equivalente;

A_{eq} – Área Equivalente;

P_{eq} – Carga Solicitante da Sapata Equivalente

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1. ENTREVISTAS

No dia 16 de janeiro de 2019, foi realizada uma visita ao condomínio para observar possíveis locais para estudo. A pesquisa teve início com uma entrevista, através de aplicação de questionário elaborado ao Técnico em edificações, responsável por fiscalizar as obras do condomínio. A princípio, o objetivo da pesquisa era definir residências com manifestações patológicas relacionadas à problemas de fundações.

Ao ser indagado a respeito, o funcionário afirmou que acompanhou casos de residências que aparentavam estar sofrendo problemas patológicos, com o surgimento de fissuras de 45 graus em algumas paredes, indicando um possível recalque não previsto em

projeto. Ele ressalta ainda, que ocorreu reincidência destes tipos de manifestações patológicas em algumas residências, em uma determinada zona do condomínio, podendo estar relacionada à uma maior fragilidade do solo da área de ocorrência, que aliado com adoção de técnicas inadequadas de construção, podem resultar nestes eventos indesejáveis. O entrevistado afirmou que, problemas de execução ou pós execução da obra, não é responsabilidade do condomínio, que atua apenas na fiscalização para manter os padrões de construção estabelecidos, se abstendo de qualquer fato referente à problemas de obra.

De acordo com o funcionário, a visita de residências para investigar a causa e origem das manifestações patológicas, era inviável, devido à política do condomínio de não permitir de forma alguma, que terceiros visitem as residências para tratar de qualquer interesse, não informado ou que não seja previamente conhecido e permitido pelo condômino, inviabilizando a pesquisa junto com os moradores. Porém, as obras em execução poderiam ser visitadas, desde que houvesse o consenso com o Engenheiro ou responsável técnico da obra.

No transcorrer da entrevista, quando perguntado se foram executadas investigações geotécnicas para traçar o perfil das obras, respondeu que só foram realizadas duas sondagens com SPT e que na maioria das obras, eram adotadas fundações do tipo Sapata, como uma forma de consenso geral entre as construtoras. A análise de vizinhança e características do solo superficial têm sido os fatores escolhidos pelas construtoras para determinar a escolha da fundação do tipo sapata, negligenciando, na maioria das vezes, a investigação do subsolo.

4.2. CARACTERIZAÇÃO DAS AMOSTRAS COLETADAS

4.2.1 Análise tátil visual

A análise inicial consistiu em determinar se o solo é granular ou não, através de testes que permitam a realização da distinção entre grossos e finos. Na análise visual as amostras dos solos A1, A2 e A3 apresentaram maior quantidade de grãos invisíveis a olho nu, podendo ser classificado como um solo fino, areia fina, argila ou silte. Ao realizar o teste do tato, percebe-se que existem uma menor proporção de grãos maiores, presente em uma maioria de finos, observando que o solo é predominantemente macio, mas ao friccionar, pode-se tatear partículas maiores. Não foi observado minerais visíveis, nem presença de matéria orgânica. O resultado desta análise para todas as amostras de solo estudadas é aproximadamente equivalente e é ilustrado pela Figura 20.

Figura 20 - Amostras A1, A2 e A3, representando o Teste do Tato.



Fonte: Autor (2019).

No teste de finos e grossos (teste da folha), foram colocadas pequenas porções das amostras sobre uma folha de papel em branco, esfregando ao longo de toda a superfície do papel. Observou-se que o solo A1 apresentou mais partículas granulares soltas sobre a folha, mas com uma proporção pouco diferente aos finos, grudados na folha, já nos solos A2 e A3 essa proporção aparenta ser o inverso, têm-se menos partículas grossas soltas sobre a folha do que finos aderidos (Figura 21), indicando que há uma presença maior de finos em A2 e A3.

Figura 21 - Teste da folha dos solos A1, A2 e A3.



Fonte: Autor (2019).

No teste do corte (Figura 22), que consiste em cortar pelotas de solo seco, observou-se que as superfícies cortadas não estão polidas, como se esperaria de solos predominantemente finos, significando que existe uma presença bem considerável de partículas grossas (pedregulho e/ou areia).

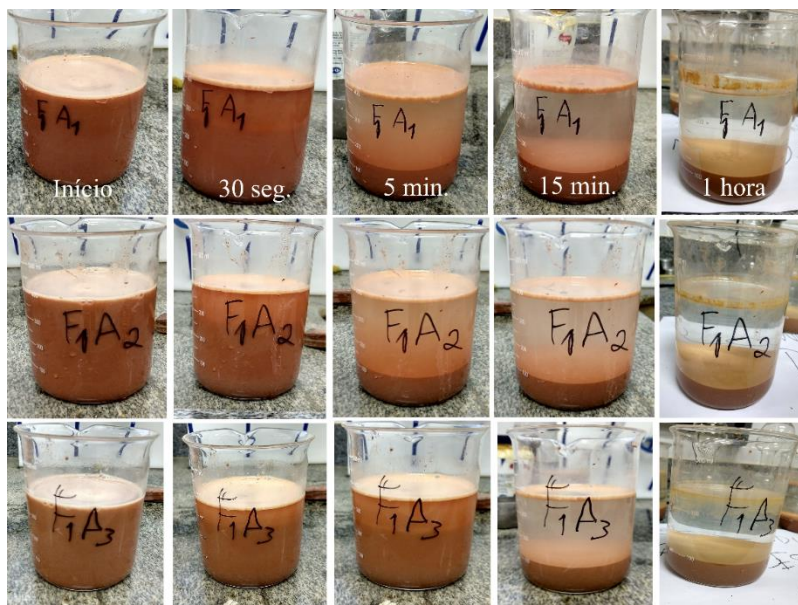
Figura 22 - Resultado das amostras de solo A1, A2 e A3 para análise da superfície.



Fonte: Autor (2019).

O ensaio de dispersão em água dos solos foi preparado despejando uma quantidade aproximada das amostras de solo, em recipientes com água e mediu-se o tempo que ocorre a deposição total das partículas e os momentos em que os aspectos da solução mudam. O teste foi apresentado na Figura 23, em cinco momentos diferentes. Observou-se um comportamento bastante parecido entre as 3 amostras que entre 30 segundos e 1 minuto, apresentavam a maior parte das partículas ainda dispersas, o que indica que existe grande quantidade de finos e uma menor quantidade de areia (se deposita em alguns segundos). Após 5 minutos, as amostras A1 e A2 apresentaram maior sedimentação que A3, o que pode indicar diferença quanto a característica dos finos. Após 15 minutos, as amostras apresentam o mesmo aspecto, a maior parte das partículas se sedimentaram e a água ainda permanece pouco turva, indicando que ainda existem partículas finas suspensas. Transcorrido mais de 1 hora, aparentemente todas as partículas se sedimentaram. O resultado provável deste teste é uma maior quantidade de finos, tendo em vista que demorou mais de 1 minuto para a maioria das partículas se sedimentarem.

Figura 23 - Teste de dispersão em água nas amostras da sondagem na obra 1: após a dispersão de 30 segundos, 5 minutos, 15 minutos e 1 hora.



Fonte: Autor (2019).

No teste de sujar as mãos, as amostras de solos A1, A2 e A3 demonstraram uma dificuldade em serem limpas, quando expostas à água, sendo necessário friccionar as mãos para limpar totalmente (Figura 24), caracterizando-as como um comportamento argiloso, ou indicando que apresenta grande quantidade de argila.

Figura 24 - O teste de sujar as mãos das amostras: A1, A2 e A3.

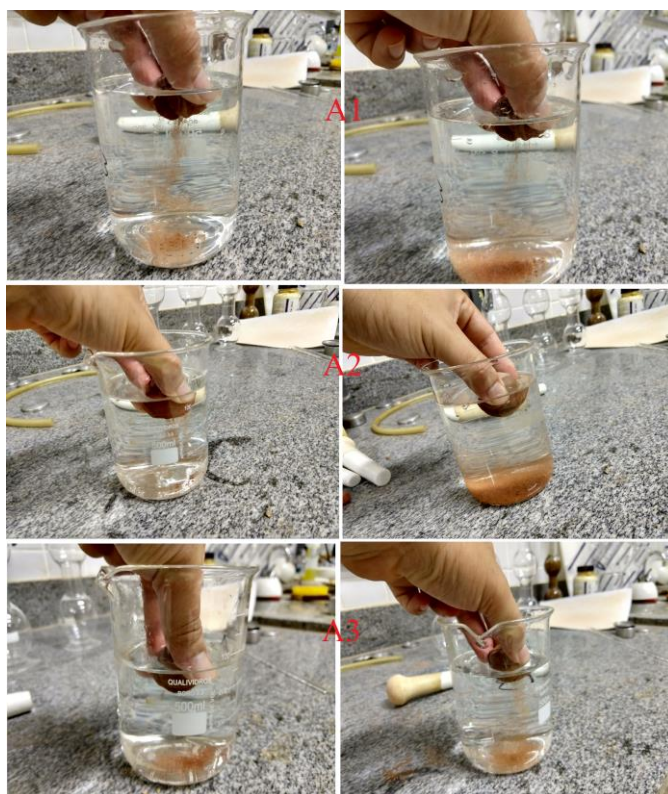


Fonte: Autor (2019).

O teste de desagregação do solo submerso, trata da submersão parcial de um torrão de solo em água, analisando se ocorre a desagregação rápida ou lenta do torrão. As amostras A1,

A2 e A3, são apresentadas na Figura 25 em 2 momentos distintos. Observou-se que em alguns minutos, poucas partículas de solo se desagregaram do torrão, fator que indica grande quantidade de finos, principalmente argila, devido à coesão.

Figura 25 - Teste de desagregação do solo submerso das amostras A1, A2 e A3.



Fonte: Autor (2019).

No teste de plasticidade, as amostras foram moldadas sem o aparecimento de fissuras, permanecendo assim, mesmo ao fecha-las em forma de círculo, indicando que as amostras apresentam características predominantemente argilosas (Figura 26).

Figura 26 - Teste de plasticidade as amostras A1, A2 e A3.



Fonte: Autor (2019).

No ensaio de resistência a seco observou-se uma alta resistência nas pelotas, necessitando da utilização de um martelo para rompê-las, o que indica que os solos são argilosos. Ao romper-se, fragmentaram-se em pedaços como demonstrado na Figura 27, tratando-se de solo de comportamento argiloso.

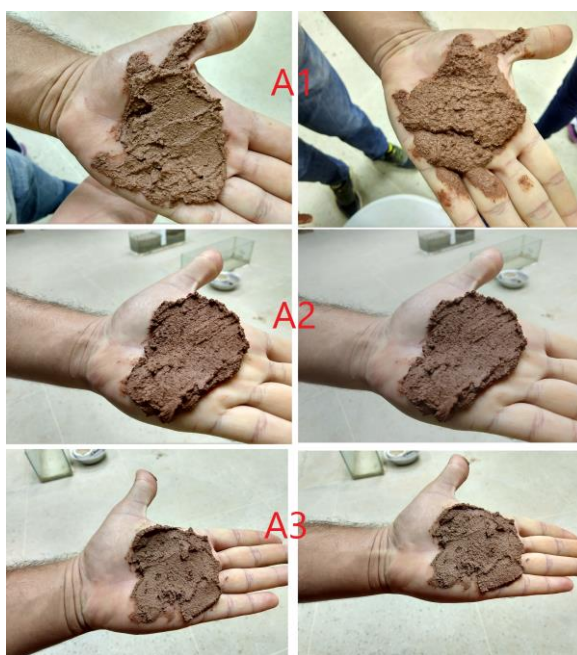
Figura 27 - Resultado da análise de resistência a seco dos solos.



Fonte: Autor (2019).

No *Shaking test*, também chamado de teste da dilatância, os solos também obtiveram resultados uniformes. As amostras dos solos A1, A2 e A3 foram qualificadas como solos argilosos devido ao não surgimento de água na superfície (Figura 28).

Figura 28 - Teste de dilatância das amostras A1, A2 e A3.



Fonte: Autor (2019).

Assim, após obtenção de todos os resultados dos testes, o Quadro 13 apresenta um resumo geral com as classificações das amostras do solo, a fim de se obter através de comparações, a classificação dos tipos de solo.

Quadro 13 - Resultados dos testes tátil-visuais das amostras do solo da sondagem 1.

Análise	A1	A2	A3
Teste do tato	Finos e grossos	Finos e grossos	Finos e grossos
Teste da folha	Finos e grossos	Maioria finos	Maioria finos
Teste do corte	Maioria grossos	Maioria grossos	Maioria grossos
Dispersão em água	Maioria finos	Maioria finos	Maioria finos
Sujar as mãos	Argiloso	Argiloso	Argiloso
Desagregação do solo submerso	Argiloso	Argiloso	Argiloso
Plasticidade	Argiloso	Argiloso	Argiloso
Resistência a seco	Argiloso	Argiloso	Argiloso
Dilatância	Argiloso	Argiloso	Argiloso
Classificação	Argila arenosa	Argila arenosa	Argila arenosa

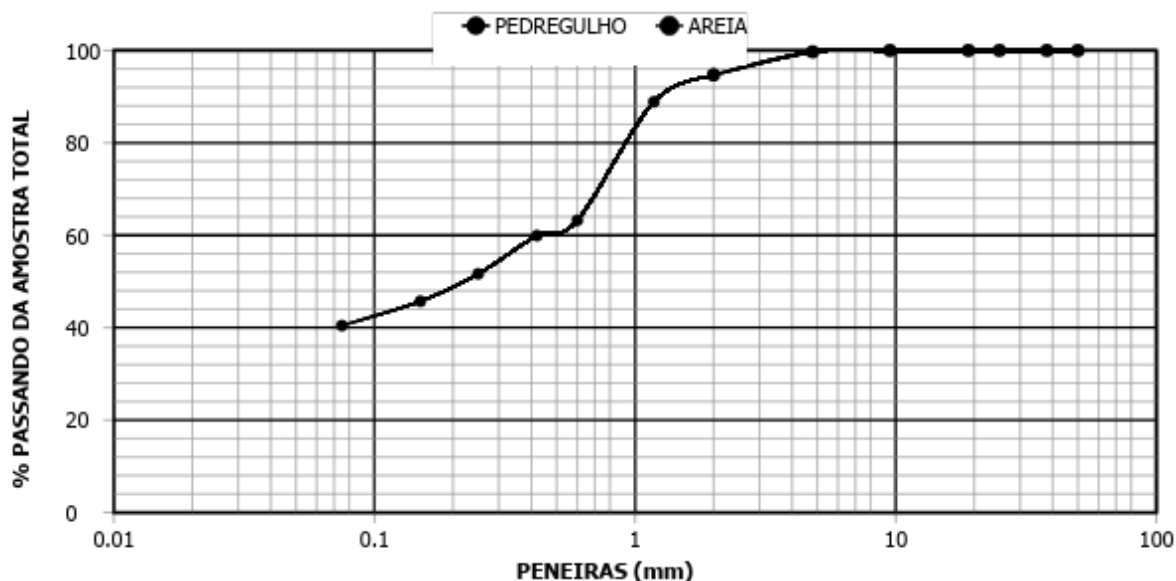
Fonte: Autor (2019).

4.3. DETERMINAÇÃO DA GRANULOMETRIA DAS AMOSTRAS

Os valores calculados para os parâmetros de caracterização granulométrica dos grãos da amostra do solo A1 estão dispostos no Quadro 14, que representa um resumo da planilha de granulometria presente no Anexo A. De acordo com os valores encontrados, pode-se afirmar que o material possui característica de areia, com grande quantidade de finos, visto que cerca de 31,48% do diâmetro das partículas são de areia grossa, possuindo 11,20% de areia fina, 11,57% de areia média 5,29% de pedregulhos e 40,46% de solos finos, podendo ser silte ou argila.

O Gráfico 1 mostra a curva granulométrica em escala logarítmica da amostra do solo A1 obtida a partir dos dados do Quadro 10, baseando-se nas porcentagens retidas e passantes, de acordo com a abertura das peneiras.

Gráfico 1 - Granulometria da amostra A1.



Fonte: Autor (2019).

Quadro 14 - Faixas de granulometria da amostra A1.

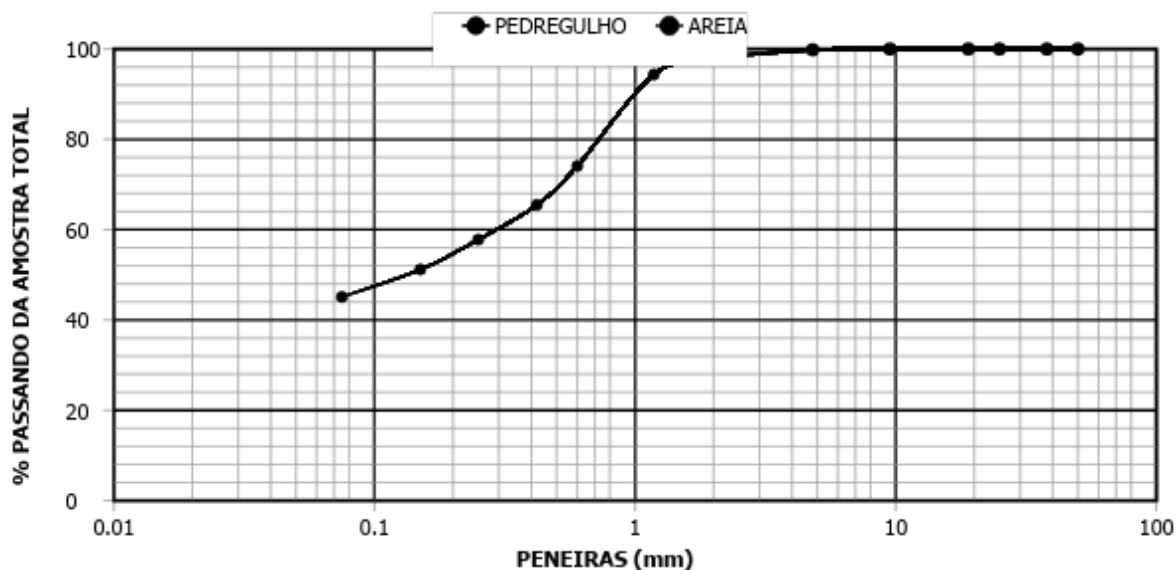
RESUMO DA GRANULOMETRIA	Pedregulho		5,29%
	Areia	grossa	31,48%
		média	11,57%
		finas	11,20%
	Silte + Argila		40,46%

Fonte: Autor (2019).

Os valores calculados para os parâmetros de caracterização granulométrica dos grãos da amostra do solo A2 estão dispostos no Quadro 15, que representa um resumo da planilha de granulometria presente no Anexo A. De acordo com os valores encontrados, pode-se afirmar que o solo A2 possui 1,96% de pedregulho, 23,96% de areia grossa, cerca de 16,29% areia média, 12,29% de areia fina, e 45,10% de solos finos, podendo ser silte ou argila.

O Gráfico 2 mostra a curva granulométrica em escala logarítmica obtida a partir dos dados do Quadro 15 (Anexo A), baseando-se nas porcentagens retidas e passantes, de acordo com a abertura das peneiras.

Gráfico 2 - Granulometria da amostra A2.



Fonte: Autor (2019).

Quadro 15 - Faixas de granulometria da amostra A2.

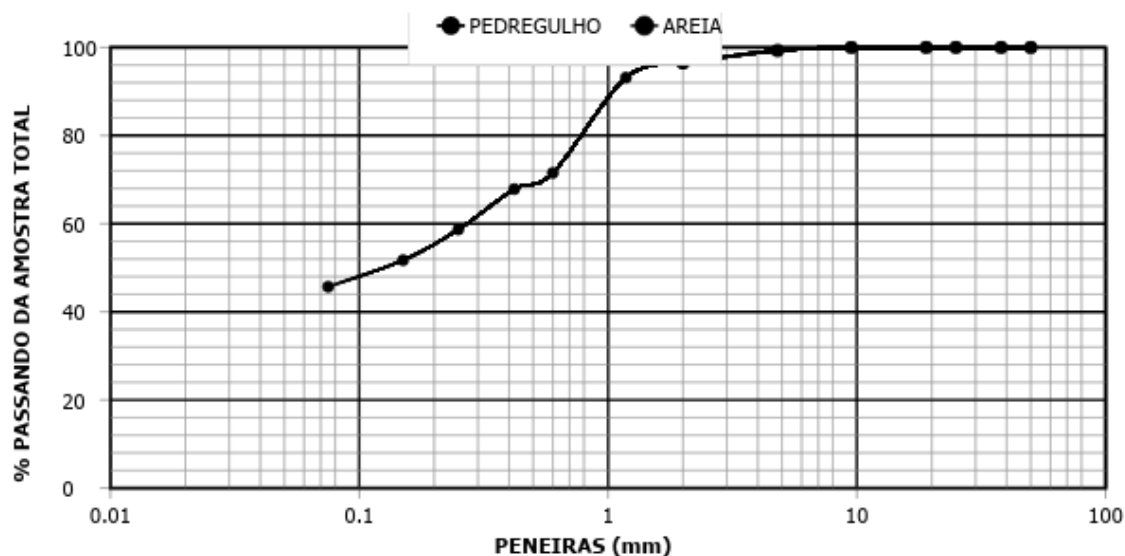
RESUMO DA GRANULOMETRIA	Pedregulho		1,96%
	Areia	grossa	23,96%
		média	16,29%
		finas	12,69%
	Silte + Argila		45,10%

Fonte: Autor (2019).

Os valores calculados para os parâmetros de caracterização granulométrica dos grãos da amostra do solo A3 estão dispostos no Quadro 16, que representa um resumo da planilha de granulometria presente no Anexo A. De acordo com os valores encontrados, pode-se afirmar que o solo A3 possui 3,51% de pedregulho, 24,98% de areia grossa, cerca de 12,83 de areia média%, 12,99% de areia fina, e 45,70% de solos finos, podendo ser silte ou argila.

O Gráfico 3 mostra a curva granulométrica em escala logarítmica obtida a partir dos dados do Quadro 16 (Anexo A), baseando-se nas porcentagens retidas e passantes, de acordo com a abertura das peneiras.

Gráfico 3 - Granulometria da amostra A3.



Fonte: Autor (2019).

Quadro 16 - Faixa de granulometria da amostra A3.

RESUMO DA GRANULOMETRIA	Pedregulho		3,51%
	Areia	grossa	24,98%
		média	12,83%
		finas	12,99%
	Silte + Argila		45,70%

Fonte: Autor (2019).

4.3. DETERMINAÇÃO DA UMIDADE NATURAL

As amostras retiradas na sondagem do dia 21/01/2019, foram encaminhadas para o laboratório de mecânica dos solos da Universidade Federal Rural de Mossoró, imediatamente após a coleta, tomado devidos cuidados para evitar a perda de umidade. Foram retiradas 3 quantidades de cada amostra, e inseridas em capsulas com massa conhecida, para pesagem e descanso em estufa durante 24 horas. Após a retirada da estufa, pesa-se novamente cada amostra. Após obtenção dos dados antes e depois da secagem em estufa, calculou-se a umidade das amostras, obtendo uma média dos valores de umidade que seria a umidade natural do solo. A amostra A1 tinha umidade natural de 15,29%, a A2 de 17,66% e A3 de 22,75%, como representa nos quadros 17, 18 e 19, respectivamente.

Quadro 17 - Dados coletados e calculados da Umidade Natural da amostra A1.

AMOSTRA	UMIDADE NATURAL		
	1	2	3
Cápsula nº			
Cápsula + solo úmido (g)	23,03	29,11	23,80
Cápsula + solo seco (g)	20,79	25,91	21,55
Peso da cápsula (g)	5,94	6,48	5,83
Peso da água (g)	2,24	3,20	2,25
Peso do solo seco (g)	14,85	19,43	15,72
Teor de Umidade %	15,08	16,47	14,31
UMIDADE MÉDIA	15,29		

Fonte: Autor (2019).

Quadro 18 - Dados coletados e calculados da Umidade Natural da amostra A2.

AMOSTRA	UMIDADE NATURAL		
	1	2	3
Cápsula nº			
Cápsula + solo úmido (g)	26,83	23,82	28,44
Cápsula + solo seco (g)	23,50	21,29	25,13
Peso da cápsula (g)	5,76	6,39	5,92
Peso da água (g)	3,33	2,53	3,31
Peso do solo seco (g)	17,74	14,90	19,21
Teor de Umidade %	18,77	16,98	17,23
UMIDADE MÉDIA	17,66		

Fonte: Autor (2019).

Quadro 19 - Dados coletados e calculados da Umidade Natural da amostra A3.

AMOSTRA	UMIDADE NATURAL		
	1	2	3
Cápsula nº			
Cápsula + solo úmido (g)	29,25	21,24	23,87
Cápsula + solo seco (g)	24,93	18,48	20,53
Peso da cápsula (g)	6,80	5,78	5,81
Peso da água (g)	4,32	2,76	3,34
Peso do solo seco (g)	18,13	12,70	14,72
Teor de Umidade %	23,83	21,73	22,69

Fonte: Autor (2019).

4.4. DETERMINAÇÃO DO PESO ESPECÍFICO DOS GRÃOS DE SOLO

Nos Quadros 20, 21 e 22 estão os resultados obtidos para determinação dos pesos específicos dos sólidos das amostras A1, A2 e A3, respectivamente.

Quadro 20 - Massa específica dos grãos da amostra A1.

Picnômetro N°	1	2	3
Massa do Solo úmido (M1)	50	50	50
Massa do Picnômetro + solo úmido + água (M2)	684,1	683,9	683,7
Massa do Picnômetro cheio de água até a marca de referência (M3)	653,3	653,3	653,3
Umidade inicial da amostra (h)	5,87	5,87	5,87
Massa específica da água (g/cm ³)	0,997	0,997	0,997
Massa específica dos grãos (g/cm ³)	2,87	2,83	2,80
Média (g/cm ³)	2,83		

Quadro 21 - Massa específica dos grãos da amostra A2.

Picnômetro N°	1	2	3
Massa do Solo úmido (M1)	50	50	50
Massa do Picnômetro + solo úmido + água (M2)	706	705,8	706,3
Massa do Picnômetro cheio de água até a marca de referência (M3)	674,8	674,8	674,8
Umidade inicial da amostra (h)	0,92	0,92	0,92
Massa específica da água (g/cm ³)	0,997	0,997	0,997
Massa específica dos grãos (g/cm ³)	2,69	2,66	2,74
Média (g/cm ³)	2,70		

Quadro 22 - Massa específica dos grãos da amostra A3.

Picnômetro N°	1	2	3
Massa do Solo úmido (M1)	50	50	50
Massa do Picnômetro + solo úmido + água (M2)	684,6	684,2	685,4
Massa do Picnômetro cheio de água até a marca de referência (M3)	653,3	653,3	653,3
Umidade inicial da amostra (h)	1,68	1,68	1,68
Massa específica da água (g/cm ³)	0,997	0,997	0,997
Massa específica dos grãos (g/cm ³)	2,74	2,68	2,87
Média (g/cm ³)	2,77		

Fonte: Autor (2019).

4.5. DETERMINAÇÃO DO LIMITE DE LIQUIDEZ

O ensaio de determinação do limite de liquidez indica a umidade do solo no qual foi realizado segundo a ABNT NBR 6459:1984, utilizando-se do aparelho Casagrande. Os dados expressos no Quadro 23 correspondem aos valores obtidos no ensaio para o solo A1.

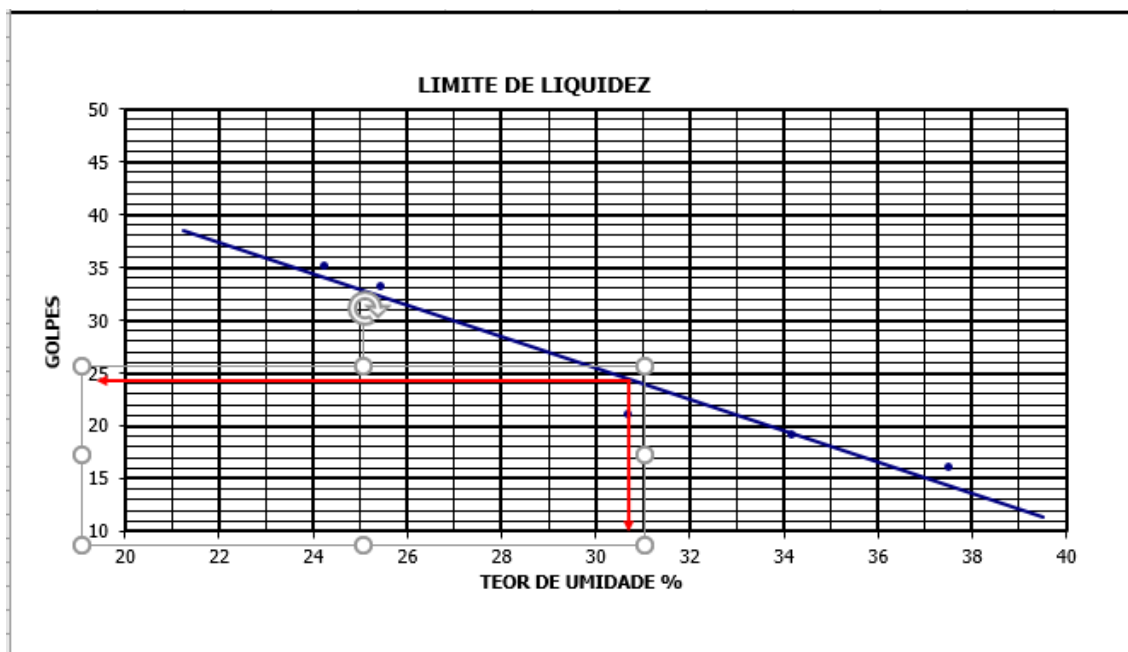
Quadro 23 - Limite de liquidez do solo A1.

AMOSTRA	LIMITE DE LIQUIDEZ				
Cápsula nº	1	2	3	4	5
Cápsula + solo úmido (g)	9,72	8,28	11,58	13,25	14,24
Cápsula + solo seco (g)	8,99	7,75	10,09	11,43	12,06
Peso da cápsula (g)	5,98	5,67	5,24	6,11	6,25
Peso da água (g)	0,73	0,53	1,49	1,82	2,18
Peso do solo seco (g)	3,01	2,08	4,85	5,32	5,81
Teor de Umidade %	24,25	25,48	30,72	34,21	37,52
Golpes	35	33	21	19	16

Fonte: Autor (2019).

O Gráfico 4 mostra a reta de teor de umidade em escala logarítmica obtida a partir dos dados do Quadro 23, baseando-se no número de golpes e o teor de umidade, necessário para o fechamento da ranhura. Com isso, obtêm-se a equação do teor de umidade correspondente a 25 golpes, sendo possível encontrar o limite de liquidez do solo A1 correspondendo a 30,80%.

Gráfico 4 - Limite de liquidez da amostra A1.



Fonte: Autor (2019).

Os dados obtidos no ensaio de limite de liquidez, estão estabelecidos no Quadro 24, calculado o teor de umidade correspondente de cada amostra do solo A2.

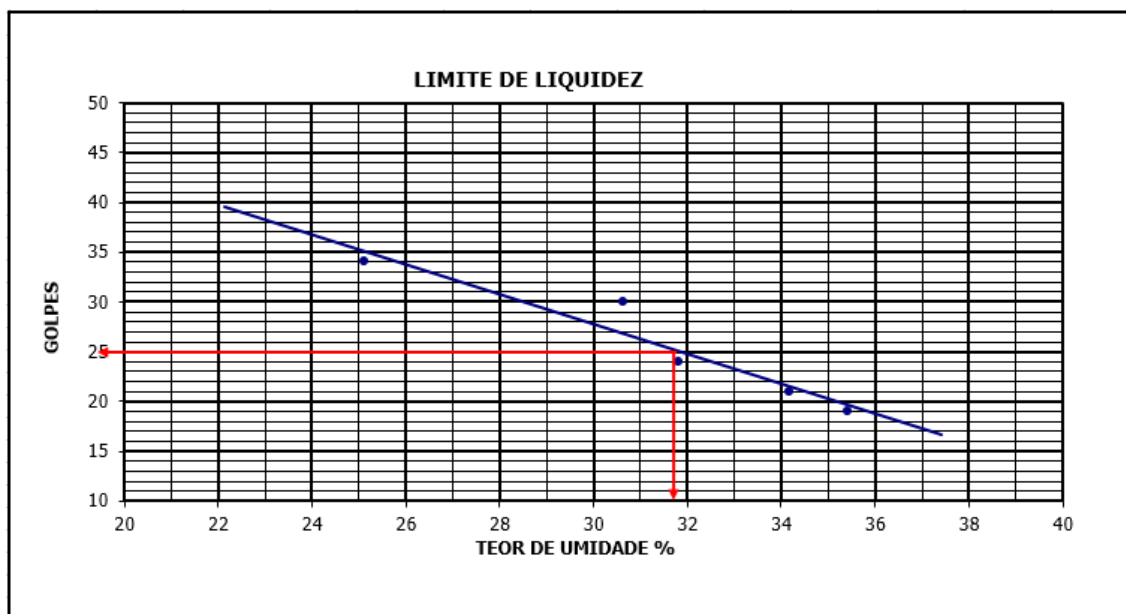
Quadro 24 - Limite de liquidez do solo A2.

AMOSTRA	LIMITE DE LIQUIDEZ				
Cápsula nº	1	2	3	4	5
Cápsula + solo úmido (g)	11,17	12,06	10,21	18,25	23,81
Cápsula + solo seco (g)	10,16	10,74	9,09	15,17	19,37
Peso da cápsula (g)	6,14	6,43	5,57	6,16	6,83
Peso da água (g)	1,01	1,32	1,12	3,08	4,44
Peso do solo seco (g)	4,02	4,31	3,52	9,01	12,54
Teor de Umidade %	25,12	30,63	31,82	34,18	35,41
Golpes	34	30	24	21	19

Fonte: Autor (2019).

O Gráfico 5 mostra a reta de teor de umidade em escala logarítmica obtida a partir dos dados da Quadro 24, baseando-se no número de golpes e o teor de umidade, necessário para o fechamento da ranhura. Com isso, obtêm-se a equação do teor de umidade correspondente a 25 golpes, sendo possível encontrar o limite de liquidez do solo A2 correspondendo a 31,90%.

Gráfico 5 - Limite de Liquidez da amostra A2.



Fonte: Autor (2019).

Os dados obtidos no ensaio de limite de liquidez, estão estabelecidos no Quadro 25, calculado o teor de umidade correspondente de cada amostra do solo A3.

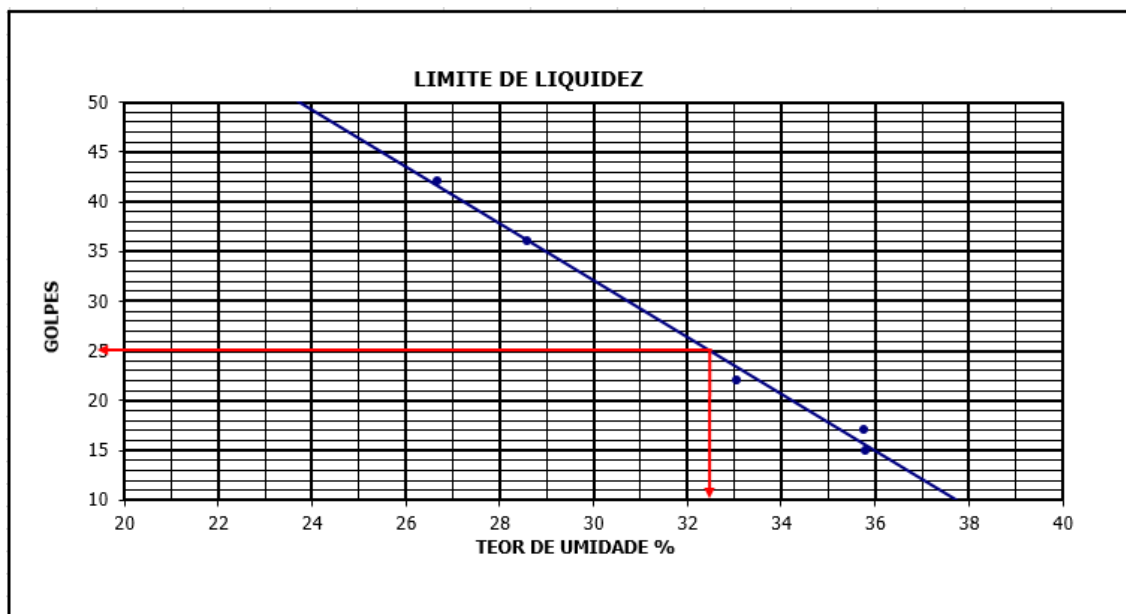
Quadro 25 - Limite de liquidez do solo A3.

AMOSTRA	LIMITE DE LIQUIDEZ				
Cápsula nº	1	2	3	4	5
Cápsula + solo úmido (g)	10,9 4	16,5 3	9,30	20,0 6	23,6 6
Cápsula + solo seco (g)	9,87	14,1 4	8,45	16,3 1	19,0 0
Peso da cápsula (g)	5,86	5,78	5,88	5,83	5,99
Peso da água (g)	1,07	2,39	0,85	3,75	4,66
Peso do solo seco (g)	4,01	8,36	2,57	10,4 8	13,0 1
Teor de Umidade %	26,6 8	28,5 9	33,0 7	35,7 8	35,8 2
Golpes	42	36	22	17	15

Fonte: Autor (2019).

O Gráfico 6 mostra a reta de teor de umidade em escala logarítmica obtida a partir dos dados do Quadro 25, baseando-se no número de golpes e o teor de umidade, necessário para o fechamento da ranhura. Com isso, obtêm-se a equação do teor de umidade correspondente a 25 golpes, sendo possível encontrar o limite de liquidez do solo A3, que correspondeu a 32,50%.

Gráfico 6 - Limite de Liquidez da amostra A3.



Fonte: Autor (2019).

4.6. DETERMINAÇÃO DO LIMITE DE PLASTICIDADE

O ensaio de determinação do limite de plasticidade foi realizado segundo a ABNT NBR 7180:1984. O valor obtido para a amostra A1 está expresso no Quadro 26, obtendo um valor de limite de plasticidade de 18,12%.

Quadro 26 - Limite de plasticidade da amostra de solo A1.

AMOSTRA		LIMITE DE PLASTICIDADE				
Cápsula nº		1	2	3	4	5
Cápsula + solo úmido (g)		8,21	8,24	7,55	8,27	8,89
Cápsula + solo seco (g)		7,90	7,96	7,22	7,95	8,59
Peso da cápsula (g)		6,17	6,46	5,56	6,15	6,83
Peso da água (g)		0,31	0,28	0,33	0,32	0,30
Peso do solo seco (g)		1,73	1,50	1,66	1,80	1,76
Teor de Umidade %		17,92	18,67	19,88	17,78	17,05

VERIFICAÇÃO DO LP						
UMIDADES	W. MÉDIA	ΔW	VARIAÇÃO	REJEIÇÃO	UMI. LP(%)	LP(%)
17,92	18,26	$\pm 0,05$	-0,02	OK	17,92	18,12
18,67			0,02	OK	18,67	
19,88			0,09	ELIMINADO	-	
17,78			-0,03	OK	17,78	
17,05			-0,07	ELIMINADO	-	

Fonte: Autor (2019).

No Quadro 27 estão expressos os dados para o cálculo e o Limite de Plasticidade de 21,10% para a amostra A2.

Com base nos valores do limite de plasticidade e limite de liquidez do solo a é possível obter o índice de plasticidade da amostra, onde obteve-se para a amostra de solo A1 alta plasticidade, A2 tem plasticidade média, o A3 é um solo pouco plástico.

Quadro 27 - Limite de plasticidade da amostra de solo A2.

AMOSTRA		LIMITE DE PLASTICIDADE				
Cápsula nº		1	2	3	4	5
Cápsula + solo úmido (g)		7,73	7,81	8,20	8,37	7,60
Cápsula + solo seco (g)		7,41	7,47	7,79	8,06	7,29
Peso da cápsula (g)		5,92	5,77	5,91	6,42	5,90
Peso da água (g)		0,32	0,34	0,41	0,31	0,31
Peso do solo seco (g)		1,49	1,70	1,88	1,64	1,39
Teor de Umidade %		21,48	20,00	21,81	18,90	22,30

VERIFICAÇÃO DO LP						
UMIDADES	W. MÉDIA	ΔW	VARIAÇÃO	REJEIÇÃO	UMI. LP(%)	LP(%)
21,48	20,90	$\pm 0,05$	0,03	OK	21,48	21,10
20,00			-0,04	OK	20,00	
21,81			0,04	OK	21,81	
18,90			-0,10	ELIMINADO	-	
22,30			0,07	ELIMINADO	-	

Fonte: Autor (2019).

No Quadro 28 estão expressos os dados para o cálculo e o Limite de Plasticidade de 21,32% para a amostra A3.

Quadro 28 - Limite de plasticidade da amostra de solo A3.

AMOSTRA	LIMITE DE PLASTICIDADE				
Cápsula nº	1	2	3	4	5
Cápsula + solo úmido (g)	9,39	9,42	8,04	9,16	10,17
Cápsula + solo seco (g)	9,10	9,10	7,72	8,89	9,84
Peso da cápsula (g)	7,69	7,56	6,22	7,64	8,36
Peso da água (g)	0,29	0,32	0,32	0,27	0,33
Peso do solo seco (g)	1,41	1,54	1,50	1,25	1,48
Teor de Umidade %	20,57	20,78	21,33	21,60	22,30

VERIFICAÇÃO DO LP						
UMIDADES	W. MÉDIA	ΔW	VARIAÇÃO	REJEIÇÃO	UMI. LP(%)	LP(%)
20,57	21,32	$\pm 0,05$	-0,04	OK	20,57	21,32
20,78			-0,03	OK	20,78	
21,33			0,00	OK	21,33	
21,60			0,01	OK	21,60	
22,30			0,05	OK	22,30	

Fonte: Autor (2019).

Com base nos valores do limite de plasticidade e limite de liquidez do solo a é possível obter o índice de plasticidade da amostra, onde obteve-se para a amostra de solo A1 alta plasticidade, A2 tem plasticidade média, o A3 é um solo pouco plástico.

4.7. CLASSIFICAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DAS AMOSTRAS DE SOLO

Com base nos resultados dos ensaios de laboratório, utilizando o método do Sistema Unificado de Classificação dos solos, as amostras A1, A2 e A3 foram classificadas como Areia argilosa (SC).

Os resultados de índice de consistência indicaram que a amostra A1 é caracterizada como comportamento duro, com média plasticidade e quanto às argilas, são inativas. A amostra A2, também apresentou média plasticidade, consistência dura e inatividade das argilas. A amostra A3, diferiu das demais, apenas na consistência Rija (Quadro 29).

Quadro 29 - Resultados de Caracterização dos solos.

RESULTADO			
A1	SC	Areia-argilosa	Características
	IP (%)	12,68	Média Plasticidade
	IC (%)	1,22	Consistência Dura
	NSPT	20	RUPTURA GERAL
	ATIVIDADE	0,447909252	INATIVA
A2	SC	Areia-argilosa	Características
	IP (%)	10,80	Média Plasticidade
	IC (%)	1,32	Consistência Dura
	NSPT	20	RUPTURA GERAL
	ATIVIDADE	0,239573151	INATIVA
A3	SC	Areia-argilosa	Características
	IP (%)	11,18	Média Plasticidade
	IC (%)	0,87	Consistência Rija
	NSPT	15	RUPTURA GERAL
	ATIVIDADE	0,46645783	INATIVA

Fonte: Autor (2019).

4.8. ANÁLISE DA TENSÃO ADMISSÍVEL DO SOLO

O Quadro 30 mostra os tipos de solo e suas tensões admissíveis características, conforme a norma NBR 6122 (ABNT, 1996). Baseado nessas informações, e considerando a classificação e caracterização do solo obtida com as análises de laboratório, pode-se adotar o menor valor para uma Areia Argilosa com características de rija a dura, que seria de 0,2 Mpa, para efeitos de segurança, já que a amostra A3 apresentou característica rija e se encontra abaixo do nível da água, podendo afetar na consistência. Assim, observa-se que o engenheiro projetista adotou o mesmo valor de tensão admissível para o projeto.

Quadro 30 – Tensão admissível dos solos.

Classe	Descrição	Valores (Mpa)
1	Rocha sã, maciça, sem laminação ou sinal de decomposição	3
2	Rochas laminadas, com pequenas fissuras, estratificadas	1,5
3	Rochas alteradas ou em decomposição	ver nota c)
4	Solos granulares concrecionados - conglomerados	1
5	Solos pedregulhosos compactos e muito compactos	0,6
6	Solos pedregulhosos fofos	0,3
7	Areias muito compactas	0,5
8	Areias compactas	0,4
9	Areias mediantemente compactas	0,2
10	Argilas duras	0,3
11	Argilas rijas	0,2
12	Argilas médias	0,1
13	Siltes duros (muito compactos)	0,3
14	Siltes rijos (compactos)	0,2
15	Siltes médios (mediamente compactos)	0,1

Fonte: ABNT (1996).

4.9. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DO SOLO PARA OBRAS DE ENGENHARIA

4.9.1. Perfis do subsolo

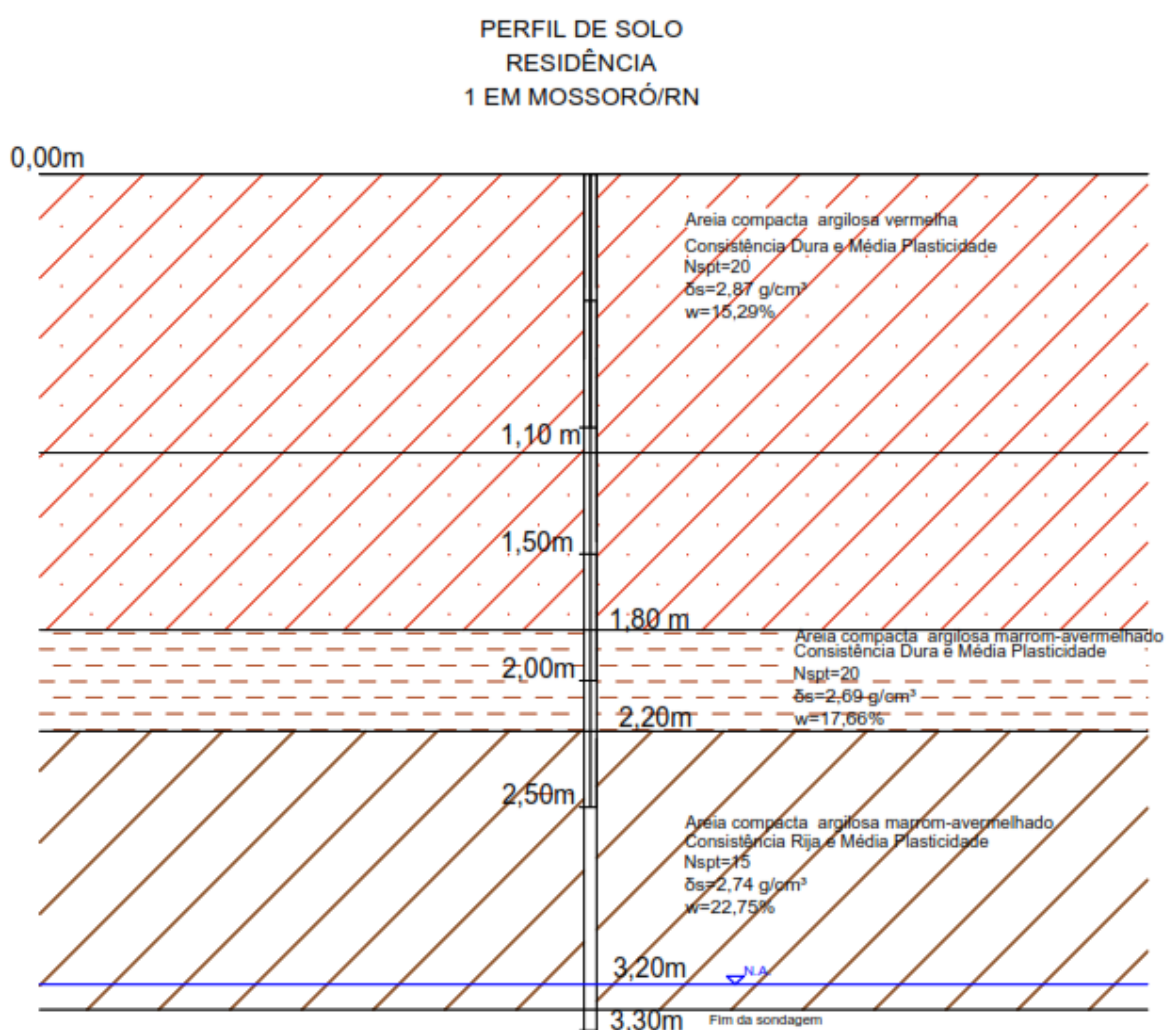
Foram obtidos dois Perfis de Sondagem mediante às perfurações à trado, às visitas à obra e aos resultados dos ensaios de caracterização das amostras coletadas. Devido a sondagem ter sido interrompida com a aparição do nível da água, que impossibilita a coleta de amostras do solo, um dos perfis de sondagem foi construído com base na hipótese de que o solo da última camada se prolongava a profundidades além da investigação, que teve fim a 3,30 m da superfície do terreno. As Figuras 29 e 30 apresentam os perfis de sondagem obtidos com a caracterização das amostras. O segundo perfil (Figura 30) foi obtido com a realização de sondagem em outra obra presente no mesmo condomínio, com finalidade de comparar os tipos de solo.

No perfil da residência estudada (Figura 29), a caracterização do solo indicou como sendo areia argilosa nas três camadas de solo, diferindo entre si, apenas na coloração e na rigidez, sendo que as duas primeiras camadas possuem consistência dura e na terceira, é rija. A

primeira camada apresentou solo de coloração vermelha e a segunda e terceira camada, uma coloração mais marrom.

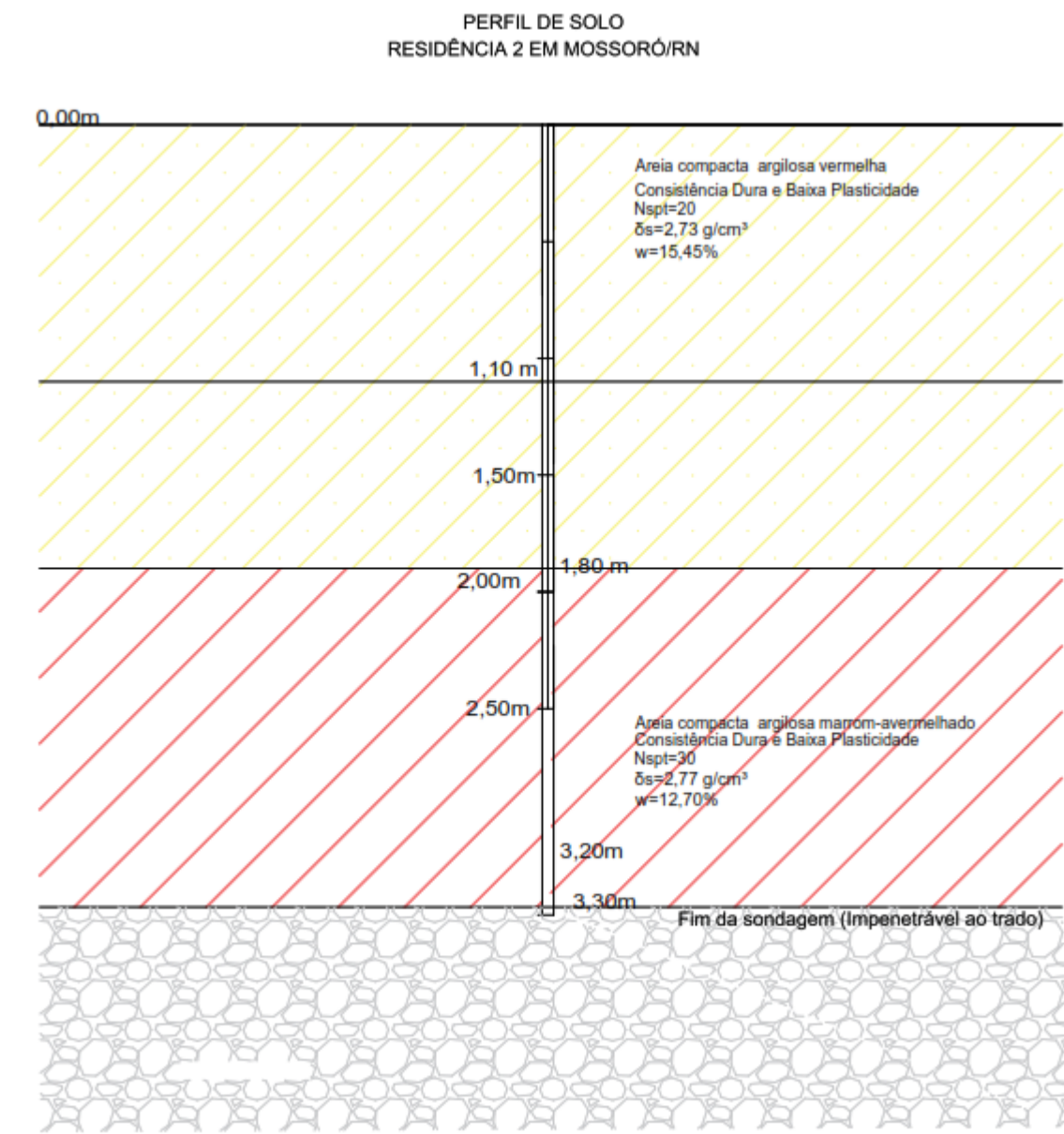
O equipamento utilizado para a sondagem, possuía apenas 4 hastes de 1 metro cada, podendo atingir uma profundidade de 4 metros apenas. Por este motivo, não pôde-se atingir profundidades maiores de perfuração para identificar outras camadas e até mesmo a rocha, ou solo impenetrável.

Figura 29 - Perfil do solo da residência estudada.



Fonte: Autor (2019).

Figura 30 - Perfil de solo de residência na vizinhança.



Fonte: Autor (2019).

4.10. ANÁLISE DO PROJETO DE FUNDAÇÕES – ESTUDO DE CASO

4.10.1. Cálculo dos bulbos de tensões

O resultado do cálculo do bulbo de tensões de cada sapata foi expressado em planilha do Excel, originando o Quadro 31, com as dimensões de cada sapata e os valores Z , de B' e H' que são as dimensões do bulbo e do espraçamento, respectivamente. Como muitos bulbos, atingiram todas as camadas do perfil de sondagem, para efeito de cálculo no GEO5, foi considerada que a última camada se estende até a profundidade do bulbo de tensões.

Quadro 31 - Cálculo dos Bulbos e espraimento das sapatas.

CÁLCULO DOS BULBOS DE TENSÃO DAS SAPATAS								
Sapata	B	H	Z=3*B	B'= Z+B	H'=Z+H	h ₀	h ₁	df
1	0,95	1,1	2,85	3,8	3,95	0,2	0,3	1,4
2	1,3	1,4	3,9	5,2	5,3	0,2	0,4	1,4
3	0,6	0,75	1,8	2,4	2,55	0,25	0,25	1,4
4	0,6	0,75	1,8	2,4	2,55	0,25	0,25	1,4
5	0,85	0,95	2,55	3,4	3,5	0,25	0,25	1,4
6	0,6	0,75	1,8	2,4	2,55	0,25	0,25	1,4
7	0,6	0,75	1,8	2,4	2,55	0,25	0,25	1,4
8	0,6	0,75	1,8	2,4	2,55	0,25	0,25	1,4
9	1,15	1,2	3,45	4,6	4,65	0,2	0,35	1,4
10	0,95	1,05	2,85	3,8	3,9	0,25	0,25	1,4
11	0,6	0,85	1,8	2,4	2,65	0,25	0,25	1,4
12	0,6	0,75	1,8	2,4	2,55	0,25	0,25	1,4
13	0,75	0,8	2,25	3	3,05	0,25	0,25	1,4
14	1,05	1,35	3,15	4,2	4,5	0,2	0,3	1,4
15	1,4	1,7	4,2	5,6	5,9	0,2	0,4	1,4
16	0,6	0,75	1,8	2,4	2,55	0,25	0,25	1,4
17	0,6	0,95	1,8	2,4	2,75	0,25	0,25	1,4
18	0,6	0,75	1,8	2,4	2,55	0,25	0,25	1,4
19	1,05	1,35	3,15	4,2	4,5	0,2	0,3	1,4
20	0,9	1,35	2,7	3,6	4,05	0,25	0,25	1,4
21	0,65	0,75	1,95	2,6	2,7	0,25	0,25	1,4
22	0,7	0,85	2,1	2,8	2,95	0,25	0,25	1,4
23	0,65	0,75	1,95	2,6	2,7	0,25	0,25	1,4
24	0,65	0,75	1,95	2,6	2,7	0,25	0,25	1,4
25	0,65	0,75	1,95	2,6	2,7	0,25	0,25	1,4
26	0,7	0,85	2,1	2,8	2,95	0,25	0,25	1,4
27	0,7	0,85	2,1	2,8	2,95	0,25	0,25	1,4
28	0,65	0,75	1,95	2,6	2,7	0,25	0,25	1,4
29	0,75	0,8	2,25	3	3,05	0,25	0,25	1,4
30	0,8	0,9	2,4	3,2	3,3	0,25	0,25	1,4
31	1,15	1,3	3,45	4,6	4,75	0,2	0,35	1,4
32	1,4	1,55	4,2	5,6	5,75	0,2	0,45	1,4
33	0,8	0,9	2,4	3,2	3,3	0,25	0,25	1,4
34	0,9	0,95	2,7	3,6	3,65	0,25	0,25	1,4
35	0,65	0,75	1,95	2,6	2,7	0,25	0,25	1,4
36	0,65	0,75	1,95	2,6	2,7	0,25	0,25	1,4
48	0,85	0,95	2,55	3,4	3,5	0,25	0,25	1,4
49	0,75	0,8	2,25	3	3,05	0,25	0,25	1,4
A	0,95	1,95	2,85	3,8	4,8	0,25	0,25	1,4
B	0,75	0,25	2,25	3	2,5	0,25	0,25	1,4
C	1,35	1,75	4,05	5,4	5,8	0,25	0,25	1,4
D	1,35	1,65	4,05	5,4	5,7	0,25	0,25	1,4

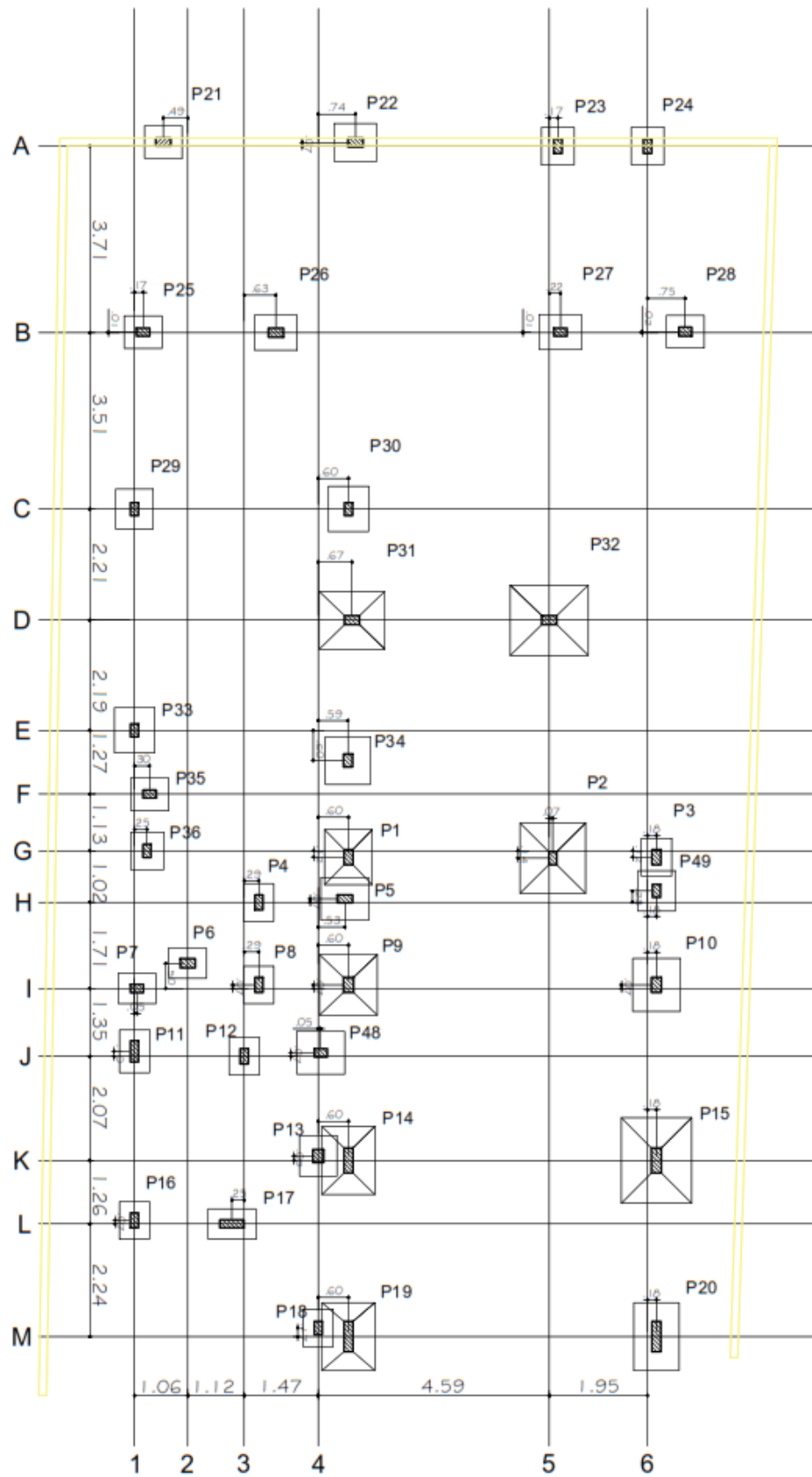
Fonte: Autor (2019).

4.10.2. Verificação de Interseção de Bulbos

A Figura 31 representa planta de locação utilizada para localizar as sapatas e identificar a interação entre os seus bulbos de tensões, fazendo a combinação entre sapatas vizinhas para a verificação desta hipótese. A verificação da interseção entre os bulbos de tensões é observado no Quadro 32, que calcula em planilha do Excel, se a distância entre eixos da área de espraiamento, no sentido em que estas tendem a se interceptarem (E), é maior que a distância entre os eixos das sapatas no mesmo sentido (D).

Após a análise das sapatas vizinhas, verificou-se que muitas sapatas interceptaram seus bulbos. Como houve interseção entre muitas sapatas, decidiu-se analisar também a influência desta soma de tensões destas sapatas em outras sapatas que não se interceptavam.

Figura 31 - Planta de locação de sapatas.



Fonte: Projeto Base (2019).

Quadro 32 - Verificação de combinações entre sapatas.

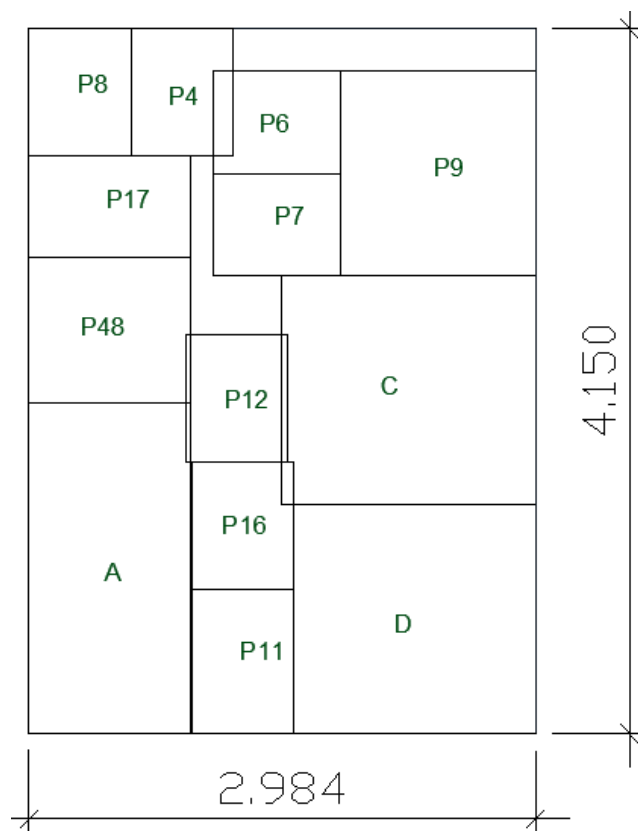
Verificação de combinações entre sapatas			
Sapatas	E	D	Verificação SE (E>D)
HA+H9	5,65	2,03	Há Interseção
BA+B4	3,1	1,71	Há Interseção
B8+B9	3,5	2,07	Há Interseção
H4+H8	2,55	1,64	Há Interseção
H9+B48	3,825	1,35	Há Interseção
H12+H8	2,55	1,42	Há Interseção
B12+H48	2,95	1,52	Há Interseção
H6+B8	2,475	1,41	Há Interseção
H6+H7	2,55	1,01	Há Interseção
B7+H11	2,525	1,25	Há Interseção
BC+B48	4,4	2,05	Há Interseção
HC+H17	4,275	2,02	Há Interseção
H17+B16	2,575	1,93	Há Interseção
BC+BD	4,2	3,95	Há Interseção
B17+BD	2,7	2,24	Há Interseção
H15+H20	4,975	3,5	Há Interseção
H15+H10	4,9	3,49	Há Interseção
HB+H10	3,2	2,205	Há Interseção
BB+B2	4,1	2,06	Há Interseção
H2+H10	4,6	2,52	Há Interseção
H31+H32	5,25	3,92	Há Interseção
B31+H30	3,95	2,21	Há Interseção
B30+B29	3,1	4,25	Não se Interseptam
H29+B25	2,825	3,51	Não se Interseptam
H25+H26	2,825	2,64	Há Interseção
H26+H27	2,95	5,65	Não se Interseptam
H27+H28	2,825	2,48	Há Interseção
B23+B24	2,6	1,78	Há Interseção
B28+H24	2,65	3,71	Não se Interseptam
B27+H23	2,75	3,71	Não se Interseptam
B23+H22	2,775	4,02	Não se Interseptam
H22+H21	2,825	3,88	Não se Interseptam
H21+B25	2,65	3,88	Não se Interseptam
B11+B12	2,4	2,13	Há Interseção

Fonte: Autor (2019).

4.10.3. Combinação das Sapatas – Obtenção das sapatas equivalentes e Cargas equivalentes

A combinação entre as dimensões das sapatas SA; S9; S8; S4; S48; S12; S6; S7; SC; S17; S16; e SD, cujos bulbos se interceptaram, resultaram em uma área equivalente representada na Figura 32. A carga equivalente correspondente a sapata combinada (Figura 32) calculada pela Equação 19, está apresentada no Quadro33.

Figura 32 - Sapata equivalente 1.



Fonte: Autor (2019).

Quadro 33 - Cálculo da carga solicitante da sapata equivalente 1.

CÁLCULO DA CARGA SOLICITANTE DA SAPATA EQUIVALENTE 1				
	$\sum \sigma_s$ (kgf/m ²)	$\sum A$ (m)	Peq (kgf)	Peq (kN)
Sapata equivalente 1	148889,15	11,9	1771780,919	17381,17082

Fonte: Autor (2019)

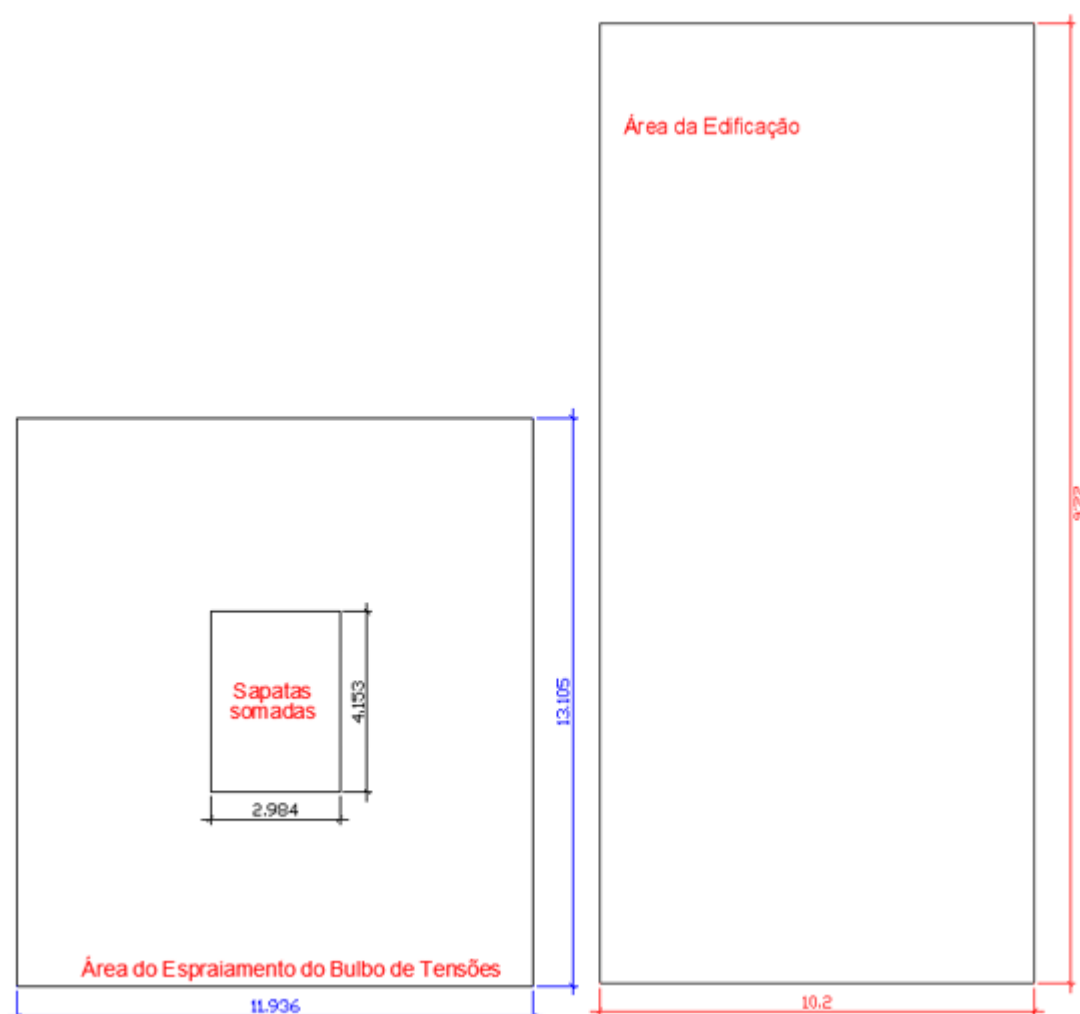
A Figura 33 representa uma comparação da área de espraio da sapata equivalente 1 e a área total da edificação. Verificou-se que a área da sapata equivalente passa a ter novas

dimensões, que são o B e H originados da junção das áreas das sapatas, correspondendo à base e altura da Figura 32.

A partir deste entendimento, calculou-se um novo espraimento com esta sapata combinada. Como a área de espraimento atingiu grande parte da área da edificação, e consequentemente se unirá ao bulbo de tensões com o restante das sapatas, levando à compreensão que o bulbo de tensões de todas as sapatas da edificação se interceptam.

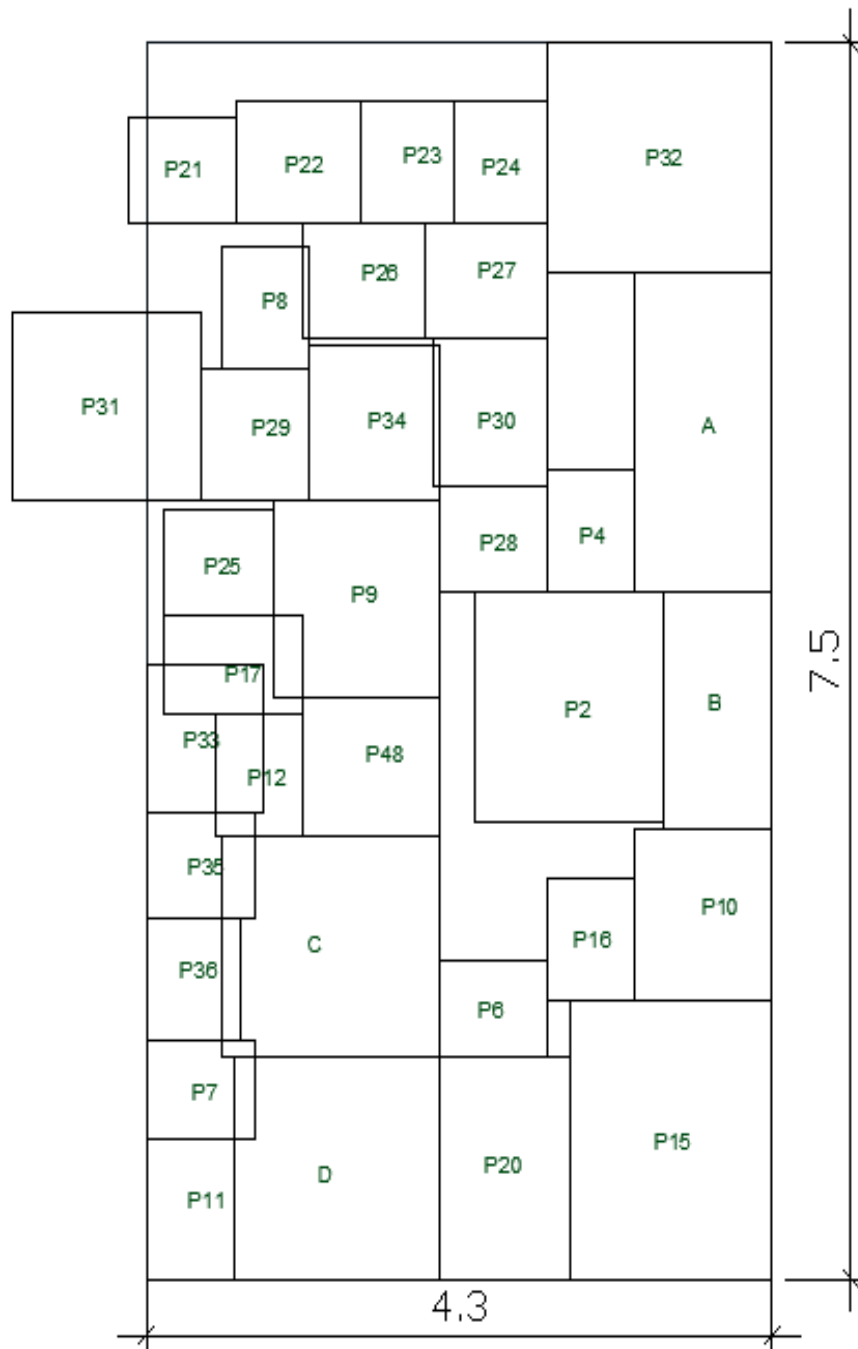
Nesta situação, calculou-se uma nova área, englobando todas as seções das sapatas do projeto, resultando em outra sapata equivalente com novas dimensões B e H representadas pela Figura 33.

Figura 33 - Comparação da área de espraimento da sapata equivalente 1 e a área da edificação.



Fonte: Autor (2019)

Figura 34 - Sapata Equivalente Total.

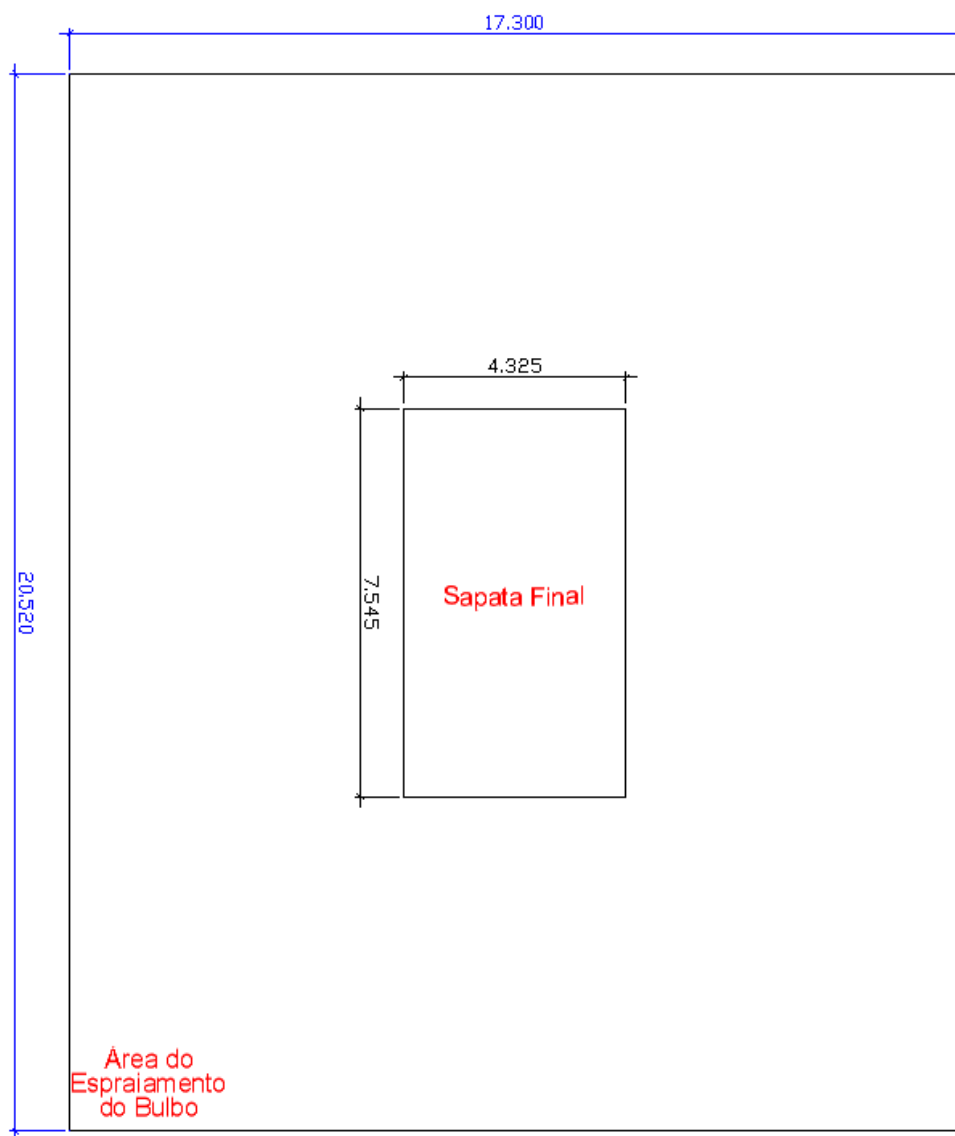


Fonte: Autor (2019).

Com a soma das tensões atuantes nas sapatas e a soma das áreas de cada sapata, calculou-se a força vertical sobre a sapata resultante (Figura 34). Foi calculado também, o um novo bulbo de tensões referente à ação de todas as sapatas unidas pela equivalente, chegando a

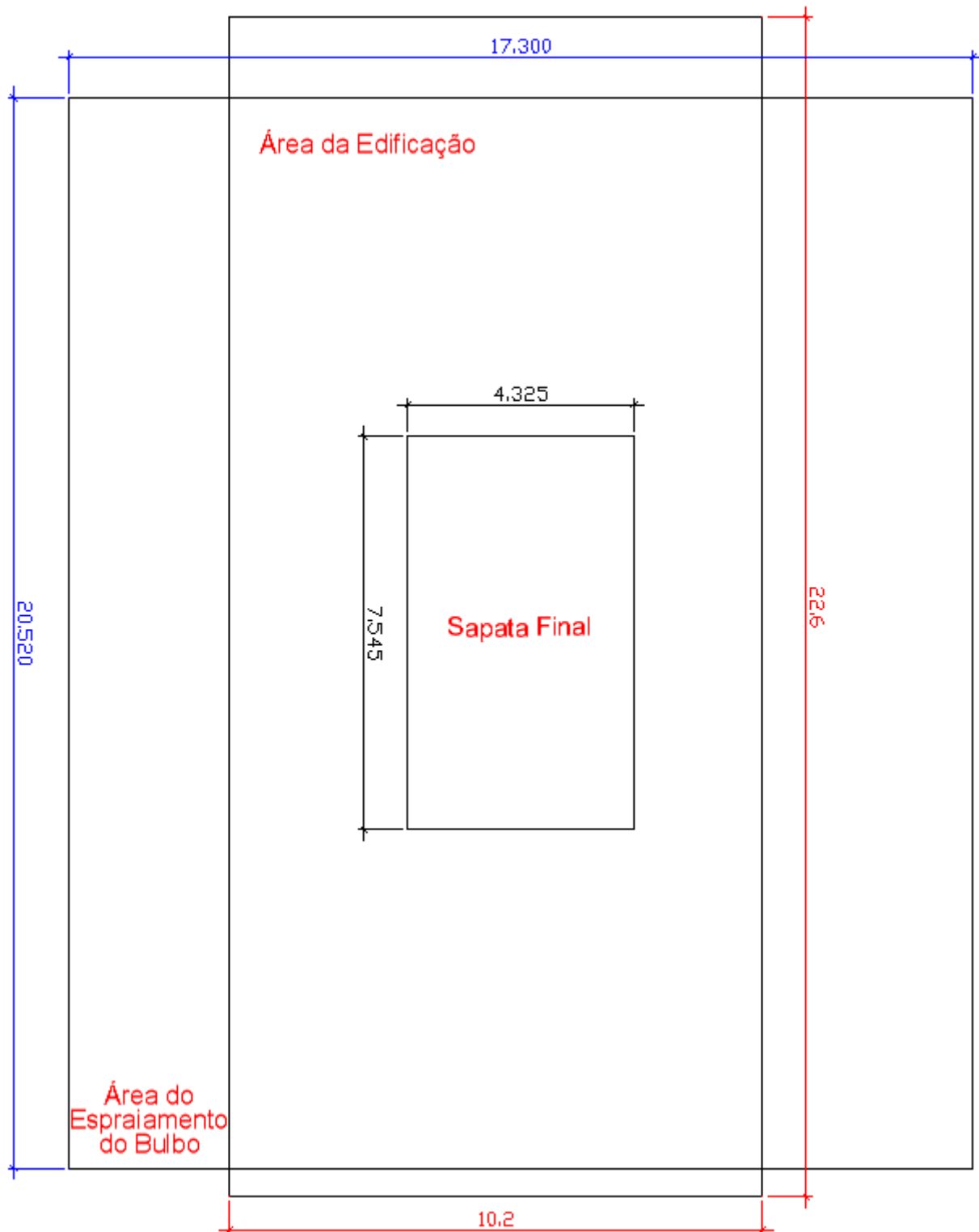
novos valores para H' , B' e Z (Figura 35). Assim, $H'= 20,52$ m, $B'= 17,3$ m e a profundidade de bulbo de tensões, $Z= 3 \times 4,325= 12,97$ m.

Figura 35 - Dimensões de espraçamento da sapata equivalente Total.



Fonte: Autor (2019).

Figura 36 - Comparação da área de espraio da sapata equivalente final e a área da edificação.



Fonte: Autor (2019).

Quadro 34 - Cálculo das tensões solicitantes e áreas das sapatas.

CÁLCULO DAS TENSÕES SOLICITANTES E ÁREAS DAS SAPATAS							
Sapata	X (m)	Lado	Y (m)	Lado	A= B . H (m²)	P (kgf)	σP (kgf/m²)
2	1,3	B	1,4	H	1,82	28300	15549,45
4	0,6	B	0,75	H	0,45	6200	13777,78
6	0,75	H	0,6	B	0,45	2700	6000,00
7	0,75	H	0,6	B	0,45	5300	11777,78
8	0,6	B	0,75	H	0,45	5400	12000,00
9	1,15	B	1,2	H	1,38	22400	16231,88
10	0,95	B	1,05	H	0,9975	14800	14837,09
11	0,6	B	0,85	H	0,51	6800	13333,33
12	0,6	B	0,75	H	0,45	2200	4888,89
15	1,4	B	1,7	H	2,38	35800	15042,02
16	0,6	B	0,75	H	0,45	5500	12222,22
17	0,95	H	0,6	B	0,57	8500	14912,28
20	0,9	B	1,35	H	1,215	18500	15226,34
21	0,75	H	0,65	B	0,4875	4500	9230,77
22	0,85	H	0,7	B	0,595	7200	12100,84
23	0,65	B	0,75	H	0,4875	6200	12717,95
24	0,65	B	0,75	H	0,4875	2200	4512,82
25	0,75	H	0,65	B	0,4875	2300	4717,95
26	0,75	H	0,65	B	0,4875	8100	16615,38
27	0,85	H	0,7	B	0,595	7900	13277,31
28	0,85	H	0,7	B	0,595	2500	4201,68
29	0,65	B	0,75	H	0,4875	9100	18666,67
30	0,75	B	0,8	H	0,6	10500	17500,00
31	0,9	H	0,8	B	0,72	23300	32361,11
32	1,3	H	1,15	B	1,495	34700	23210,70
33	1,4	B	1,55	H	2,17	9700	4470,05
34	0,8	B	0,9	H	0,72	13400	18611,11
35	0,95	H	0,9	B	0,855	5400	6315,79
36	0,65	B	0,75	H	0,4875	4800	9846,15
48	0,95	H	0,85	B	0,8075	12900	15975,23
A	0,95	B	1,95	H	1,8525	29400	15870,45
B	1,55	H	0,75	B	1,1625	14100	12129,03
C	1,75	H	1,35	B	2,3625	31400	13291,01
D	1,65	H	1,35	B	2,2275	26600	11941,64

Fonte: Autor (2019).

Quadro 35 - Carga Solicitante da sapata resultante.

CÁLCULO DA CARGA SOLICITANTE DA SAPATA EQUIVALENTE				
	$\sum \sigma_s$ (kgf/m ²)	$\sum A$ (m)	Peq (kgf)	Peq (kN)
Sapata Resultante	443362,70	31,7425	14073440,52	138060,4515

Fonte: Autor (2019).

Quadro 36 - Cálculo do Bulbo de Tensões da Sapata Final.

CÁLCULO DO BULBO DE TENSÃO DA SAPATA FINAL								
Sapata	B (m)	H (m)	Z=3*B (m)	B'=Z+B (m)	H'=Z+H (m)	h₀	h₁	df
Sapata Final	4,325	7,545	12,975	17,3	20,52	0,2	0,3	1,4

Fonte: Autor (2019).

4.11. SIMULAÇÕES NO GEO5 – OBTENÇÃO DA TENSÃO ADMISSÍVEL DA FUNDAÇÃO

Com os dados obtidos das dimensões da sapata equivalente, em que B= 4,325 m e H= 7,545m, a carga vertical equivalente Peq = 138060,45 kN (Quadro 35), o perfil geotécnico do solo e a profundidade do bulbo de tensões ($Z = 3 \times 4,325 = 12,97$ m), foi possível realizar a modelagem para a verificação da segurança da fundação contra à ruptura do solo, utilizando o Software GEO5.

4.11.1. Definição dos Parâmetros do Subsolo da Fundação – Modelagem

Utilizando o Software GEO5, foram inseridas as classificações das camadas de solo presentes nos perfis criados através dos resultados de sondagem e caracterização, realizados em laboratório. Ao classificar a primeira camada como Areia-argilosa (SC), utilizando o banco de dados do Software, foram fornecidas informações sobre as características mais predominantes neste tipo de solo, que foram utilizadas para obtenção dos resultados. As características das camadas do solo foram:

- Camada 1- Areia argilosa (SC) vermelha compacta
 - Peso específico: $\gamma = 18,5$ kN/m³;
 - Ângulo de atrito interno: $\phi = 27^\circ$

Coesão do solo: $c = 8 \text{ kPa}$

Módulo edométrico: $E_{oed} = 12,5 \text{ MPa}$;

Peso específico saturado: $\gamma_{sat} = 18,5 \text{ kN/m}^3$

- Camada 2- Areia argilosa (SC) marrom avermelhada compacta
 - Peso específico: $\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$;
 - Ângulo de atrito interno: $\phi = 27^\circ$
 - Coesão do solo: $c = 8 \text{ kPa}$
 - Módulo edométrico: $E_{oed} = 12,5 \text{ MPa}$;
 - Peso específico saturado: $\gamma_{sat} = 18,5 \text{ kN/m}^3$
- Camada 3- Areia argilosa (SC) marrom avermelhada rija
 - Peso específico: $\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$;
 - Ângulo de atrito interno: $\phi = 27^\circ$
 - Coesão do solo: $c = 8 \text{ kPa}$
 - Módulo edométrico: $E_{oed} = 12,5 \text{ MPa}$;
 - Peso específico saturado: $\gamma_{sat} = 18,5 \text{ kN/m}^3$
- Camada 4- Areia argilosa (SC) nível lençol freático
 - Peso específico: $\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$;
 - Ângulo de atrito interno: $\phi = 27^\circ$
 - Coesão do solo: $c = 8 \text{ kPa}$
 - Módulo edométrico: $E_{oed} = 12,5 \text{ MPa}$;
 - Peso específico saturado: $\gamma_{sat} = 18,5 \text{ kN/m}^3$

Em um próximo passo, foram inseridas as características das sapatas, informando dentre as opções sugeridas pelo software, que se trata de uma sapata concêntrica:

- Profundidade da sapata: $d = 1,4 \text{ m}$;
- espessura da fundação: $t = 0,25 \text{ m}$;
- Peso específico da sobrecarga (camada de embutimento): $\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$.
- A carga equivalente obtida de $138060,45 \text{ kN}$, foi inserida como Força vertical.
- As dimensões da sapata equivalente referente à junção de todas as sapatas do projeto foram inseridas nas abas solicitadas pelo GEO5:
- Dimensão total: $x = 4,325 \text{ m}$;
- Dimensão total: $y = 7,545 \text{ m}$;
- Dimensão da coluna: $C_x = 1,00 \text{ m}$;
- Dimensão da coluna: $C_y = 2,00 \text{ m}$.

Foram relacionados dados de características dos materiais utilizados na modelagem da sapata, fornecidos pelo software com:

- Concreto: C25
 - $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$;
 - $f_{ctm} = 2,56 \text{ MPa}$;
 - $E_{cm} = 28000,00 \text{ MPa}$.
- Armadura longitudinal:
 - $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$;
- Armadura transversal:
 - $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$;
- Peso específico da estrutura: $\gamma = 23,00 \text{ kN/m}^3$.

Devido a profundidade de realização da sondagem e o número de furos serem limitados para gerar uma informação mais precisa, quanto às características do subsolo em toda a área da obra, foram consideradas 3 situações diferentes para a verificação da segurança contra a ruptura no Software GEO5.

Na primeira situação, foi considerado o perfil 1 criado neste trabalho, com 3 camadas de solo Areia argilosa, sendo as duas primeiras consideradas duras (alta densidade - $I_d > 0,67$). Porém, da terceira camada até o final do bulbo de tensões (profundidade de 13 m), ao invés de rijo (resultado da caracterização), foi adotado o solo com média densidade, por estar coincidindo com o nível da água atingido na sondagem (profundidade de 3,20 m).

Na segunda situação, computou-se uma pequena mudança quanto à primeira. Para a camada 3 até o fim do bulbo de tensões, foi adotado a situação de solo rijo (alta densidade - $I_d > 0,67$). Em uma terceira análise, foi adotado um perfil próximo ao encontrado em outra obra em que também foi realizada sondagem, encontrando camada resistente a uma profundidade de 3,30 m.

4.11.2. Verificação da Segurança Contra à Ruptura

Após a definição dos dados do perfil de solo e da sapata, o GEO5 gerou o resultado da verificação de segurança contra à ruptura devido ao carregamento vertical, atestando como não satisfatórias a condição de capacidade de carga na direção vertical. Considerando o Fator de

Segurança igual a 3,0, como definido na norma NBR 6122:1996, para fundações superficiais, o GEO5 calculou, encontrando a Tensão admissível de 4254,45 kPa, bem como a Capacidade de Carga Última ($R_d = 895,33$ kPa). Então, o programa calculou e verificou a Segurança contra a ruptura da seguinte forma:

$$FS = \frac{R_d}{\sigma_{adm}} = \frac{895,33}{4254,43} = 0,21 < 3$$

Figura 37 - 1ª Verificação da segurança contra ruptura do solo, gerada pelo GEO5.

Verificação da capacidade de carga da base da sapata contínua
Verificação de capacidade de carga vertical
 Forma da tensão de contato : retângulo
 Combinação de cargas mais desfavorável No. 1. (Carga No. 1)
 Projeto da capacidade de carga da fund. do solo $R_d = 895,33$ kPa
 Pressão de contato extrema $\sigma = 4254,45$ kPa
 Fator de segurança = $0,21 < 3,00$
Capacidade de carga na direção vertical NÃO É SATISFATÓRIA
Verificação da excentricidade da carga
 Max. excentricidade na direção do comprimento da base $e_x = 0,000 < 0,333$
 Max. excentricidade na direção da espessura da base $e_y = 0,000 < 0,333$
 Max. excentricidade total $e_t = 0,000 < 0,333$
Excentricidade da carga É SATISFATÓRIA

Fonte: Software GEO5.

Na segunda situação, a característica da camada 3 em diante é de alta densidade, mas não houve mudança no resultado, significando que a carga sobre o solo é muito grande e o sofrerá ruptura.

Na terceira situação, apesar de a capacidade de carga do solo aumentar, devido a camada de pedregulho bem graduado inserido na profundidade de 3,30, ainda não satisfaz a condição de segurança.

$$FS = \frac{R_d}{\sigma_{adm}} = \frac{3784,68}{4254,46} = 0,89 < 3$$

Figura 38 - 2ª Verificação da segurança contra ruptura do solo, gerada pelo GEO5.

Verificação da capacidade de carga da base da sapata contínua

Verificação de capacidade de carga vertical

Forma da tensão de contato : retângulo

Combinação de cargas mais desfavorável No. 1. (Carga No. 1)

Projeto da capacidade de carga da fund. do solo $R_d = 3784,68 \text{ kPa}$

Pressão de contato extrema $\sigma = 4254,46 \text{ kPa}$

Fator de segurança = $0,89 < 3,00$

Capacidade de carga na direção vertical NÃO É SATISFATÓRIA

Verificação da excentricidade da carga

Max. excentricidade na direção do comprimento da base $e_x = 0,000 < 0,333$

Max. excentricidade na direção da espessura da base $e_y = 0,000 < 0,333$

Max. excentricidade total $e_t = 0,000 < 0,333$

Excentricidade da carga É SATISFATÓRIA

Verificação da capacidade de carga horizontal

Combinação de cargas mais desfavorável No. 1. (Carga No. 1)

Capacidade de carga horizontal $R_{dh} = 71048,45 \text{ kN}$

Força horizontal extrema $H = 0,00 \text{ kN}$

Fator de segurança = $1000,00 > 1,50$

Capacidade de carga horizontal É SATISFATÓRIA

Capacidade e carga da fundação NÃO É SATISFATÓRIA

Fonte: Software GEO5.

Após os resultados obtidos no software GEO5, pode-se concluir que há um risco considerável de ruptura do solo, que devido suas características de rigidez, ocorreria de forma generalizada. Assim, considera-se a grande probabilidade de surgimento de manifestações patológicas significativas que possam provocar sinistro ou colapso da estrutura.

Para se ter uma maior confiabilidade dos resultados, seria necessário realizar mais sondagens e atingir profundidade de perfuração maior que o bulbo de tensões da sapata equivalente, que não foi possível realizar neste trabalho, devido à falta de equipamentos capazes.

No caso de confirmação do resultado deste trabalho, deve-se verificar a profundidade do solo resistente e adotar reforços estruturais, com o uso de fundações profundas que se assentem nesta camada.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

De acordo com os resultados da sondagem e das análises laboratoriais realizadas neste trabalho, o solo das três camadas do perfil foi caracterizado como Areia argilosa, com consistência rija a dura, compacta a muito compacta, e com presença de lençol freático à 3,20 metros de profundidade.

Os resultados obtidos para caracterização do solo foram importantes na elaboração do perfil geotécnico do local da obra. O solo do perfil estudado, foi comparado com a classificação da Tabela 28 (NBR 6122:1996), que cita os tipos de solo, com relação a padrões de tensão admissível. Associando com esta correlação, o solo teria um valor mínimo de tensão admissível de 2 kgf/cm², coincidindo com a tensão admissível adotada pelo projeto de fundações original. Mas, o resultado de uma caracterização física de amostras de solo e sua correlação com valores pré-definidos, ou padrões de métodos construtivos tradicionais, não são suficientes para o dimensionamento de um projeto de fundações, com comportamentos diversos, com relação às solicitações de carga.

As elevadas solicitações da estrutura, a quantidade e proximidade das sapatas e a previsão da ocorrência de interseção entre os seus bulbos, levaram à dúvida se os prováveis acúmulos das tensões induzidas pela edificação seriam realmente resistidos pelo solo.

Após a análise de combinações dos espraamentos, confirmou-se a interseção entre os bulbos, a ponto de ser factível somar a área das sapatas da edificação para avaliar se a sobreposição das tensões seria resistida pelo solo. As análises realizadas, com o auxílio do software GEO5, atestaram que o fator de segurança não foi atendido.

Contudo, a realização de sondagens suficientes e mais aprofundadas poderiam confirmar ou não os resultados obtidos neste trabalho. Então, para simular hipóteses de variações do perfil, com relação ao diagnóstico, foram consideradas outras situações em que se aumentava a densidade e resistência do solo para verificação de segurança à ruptura no GEO5. Mesmo assim, o solo não resistiria às solicitações consideradas no trabalho.

Portanto, os resultados deste estudo sugerem a possível ocorrência de manifestações patológicas na residência, podendo até mesmo, resultar em sinistro ou colapso da estrutura. Sugere-se então, a execução de novas sondagens para averiguar mais detalhadamente as características do subsolo, bem como, a adoção de reforços estruturais nas fundações. Uma inspeção geotécnica mais detalhada poderia encontrar a camada mais resistente, onde os reforços da fundação possam ser assentados de forma segura.

REFERÊNCIAS

- ALONSO, U. R. **Previsão e Controle das Fundações**. 2ª ed. São Paulo, Editora Edgar Blucher Ltda., 2011.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA E AMBIENTAL (ABGE). **Manual de Sondagens**. 5ª ed. São Paulo – ABGE, 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 1996.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – **NBR 6459: Determinação do limite de liquidez**. Rio de Janeiro, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484: Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT: Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2001.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – **NBR 7180: Determinação do limite de plasticidade**. Rio de Janeiro, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – **NBR 7181: Solo – Análise granulométrica**. Rio de Janeiro, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9603: Sondagem a Trado: Procedimento**. Rio de Janeiro, 1986.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9604: Abertura de poço e trincheiras de inspeção em solo, com retirada de amostra deformada e indeformada: Procedimento**. Rio de Janeiro, 1986.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9820: Coleta de amostras indeformados de solos de baixa resistência em furos de sondagens: Procedimento**. Rio de Janeiro, 1997.
- BERBERIAM D. Engenharia de fundações. Editora UNB- Infrasolo, 2ªed. Brasília, Maio de 2015.
- BUDHU, Muni. **Fundações e Estruturas de Contenção**. 1ª ed. Rio de Janeiro: LTC, 2015.
- BURMISTER, D. M. **Burmister concepts in soil mechanics**. Dept. of Civil Engineering, Columbia University, 1949.
- CARVALHO, D. M. **Patologias das Fundações: fundações em depósitos de vertente na cidade de Machico**. Funchal, Portugal. Dissertação de Mestrado. Curso de Engenharia Civil. Universidade da Madeira. Funchal, Portugal, 2010.
- CAPELLO, Anílson; ROCHA, Erick Leonardo Barros; SOUZA, Ivo Felipe; PEREIRA, Rafael M.; SCARELLI, Sabrina Rodrigues Gonçalves Garcia. **Patologia das Fundações**. Trabalho de

Conclusão de Curso de Engenharia Civil. Faculdade Anhanguera de Jundiaí, 116 p. Jundiaí-SP, 2010.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos Solos e Suas Aplicações**. Rio de Janeiro: LTC, 6ª edição, 1996.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. Fundações Diretas – Projeto Geotécnico. São Paulo, Oficina de Textos, 2011.

DAS, Braja M. Fundamentos de Engenharia Geotécnica. 6ª ed. São Paulo: Editora Thomson Learning, 2007.

GOOGLE. Google Earth Pro. Version 7.1.5.1557. 2015. Condomínio Residencial Alphaville, em Mossoró/RN. Disponível em: <<https://www.google.com/earth/download/gep/agree.html>>. Acesso em: 13/03/2019

HACHICH, W.; FALCONI, F. F. **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: PINI, 1998.

LIMA, Maria José C. Porto A. de. (1983). Prospecção geotécnica do subsolo. 1ª ed. LTC, Editora SA, Rio de Janeiro, 1983.

MILITITSKY, J.; CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F. **Patologia das fundações**. 2ªed.São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

Ortigão, J.A.R. Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos.3ª ed. 2007.

PINTO, Carlos de Souza. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 1 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

SCHNAID, F.; MILITITSKY J.; CONSOLI, N. C. **Patologia das Fundações**. São Paulo, 2005. Ed. Oficina de Textos. 207 Pag.

SCHNAID, Fernando; ODEBRECHT, Edgar. **Ensaio de Campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SKEMPTON, A. W. Standard Penetration Test Procedures and the Effect in Sands Of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Aging and Overconsolidation. Geotechnique, 1986.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações - Critérios de projeto - Investigação do subsolo - Fundações superficiais**. Volume 1. São Paulo: Oficina de Textos, 2004.

APÊNDICE A – ROTEIRO DE ENTREVISTAS**1ª Funcionário do Condomínio**

Nome do Condomínio: _____.

Entrevistado: _____.

Contato (e-mail/telefone): _____.

Cargo: _____.

Escolaridade: _____.

Formação: _____.

1- Quando o condomínio começou a receber as primeiras construções? A idade da residência mais antiga? Localização?

2- Qual a responsabilidade do Condomínio quanto às construções das residências, fiscalização, manutenção, acesso a projetos?

_____.

3- Foram realizados estudos de solo por parte do Condomínio?

() Sim () Não

Quais? _____

_____.

Tipo de Solo: _____.

Classificação: _____.

Características: _____.

4- Quantas obras estão sendo executadas?

_____.

5- Quantas residências estão concluídas?

_____.

6- Ocorreram reclamações de moradores devido à problemas construtivos?

() Sim()Não

_____.

7- O condomínio se responsabiliza por quais ocorrências?

_____.

8- Quais os problemas de manifestações patológicas mais recorrentes?

() Infiltração de reservatórios.

() Infiltrações em Lajes.

() Goteiras na cobertura.

() Descolamento de Revestimento.

() Fissuras em Paredes:

- () Mapeadas.
- () Horizontais.
- () Transversais.
- () Em portas.
- () Em Janelas.

() Fissuras em Pilares.

() Fissuras em vigas.

() Fissuras em Lajes.

()Exposição de armadura na estrutura.

- ☐ Corrosão de armaduras.
- ☐ Deseagregação do concreto.
- ☐ Carbonatação do concreto.
- ☐ Eflorescência.
- ☐ Problemas com instalações hidráulicas.
- ☐ Problemas com instalações elétricas.

9- Na execução das obras, qual o tipo de fundação mais utilizado? Quais outras fundações aplicadas?

☐ Fundações diretas ou rasas

☐ Sapata _____

☐ Bloco

☐ Radier

☐ Fundações Profundas

☐ Estacas _____

☐ Blocos de coroamento das estacas

☐ Brocas

☐ Estacas Escavadas _____

☐ Estacas Strauss

☐ Estacas Franki

☐ Tubulões

☐ Estaca Tipo Hélice Continua

☐ Estaca Raiz

☐ OUTRA _____

10- Foram realizadas sondagens do subsolo em residências? Quantas?

11- O condomínio possui mapas temáticos? É disponível ao público?

☐ Sim ☐ Não

12- Quais as empresas construtoras estão atuando no condomínio?

2ª ENGRNHEIRO DA OBRA

Identificação da Edificação

Proprietário: _____.

Contato (e-mail/telefone): _____.

Residência: _____.

Nome do Condomínio: _____.

Idade da edificação: _____.

- 1- Possui Habite-se? () Sim () Não.
- 2- Número de Pavimentos: _____.
- 3- Número de Quartos: _____.
- 4- Tipo de administração do condomínio: () Síndico () Empresa.
- 5- Quantos moradores na residência? _____.

INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

1- A construção possui projeto estrutural?

() Sim () Não

2- Foi executada sondagem do subsolo?

() Sim () Não

3- Se sim, qual o tipo de sondagem executada?

() SPT

() Trado

() OUTRA _____

4- Foi contratada empresa especializada em inspeção geotécnica?

☐ Sim ☐ Não

Nome da Empresa: _____

5- Foi realizado mais algum estudo no solo? Quais?

7- Com que frequência o engenheiro comparece na obra?

☐ Sempre presente

☐ Diariamente (presença eventual)

☐ Alguns dias na semana. _____

8- Foi realizado escavação ou aterro na obra?

☐ Sim ☐ Não

10- Qual a fundação utilizada?

☐ Fundações diretas ou rasas

☐ Sapata _____

☐ Bloco

☐ Radier

☐ Fundações Profundas

☐ Estacas _____

☐ Blocos de coroamento das estacas

☐ Brocas

☐ Estacas Escavadas _____

☐ Estacas Strauss

☐ Estacas Franki

☐ Tubulões

☐ Estaca Tipo Hélice Continua

☐ Estaca Raiz

() OUTRA _____

11- Ocorreu algum problema durante a execução da fundação?

() Sim () Não

Quais: _____

12- Foram realizados movimentos de terra (escavação ou aterro)?

() Sim () Não

13- A fundação foi construída sobre o aterro?

() Sim () Não

QUESTIONÁRIO TÉCNICO- OBRA

Nome do Condomínio: _____.

Entrevistado: _____.

Contato (e-mail/telefone): _____.

Cargo: _____.

Escolaridade: _____.

Formação: _____.

Empresa: _____.

Residência: _____.

Número de pavimentos: _____.

Idade da residência: _____.

1- Foi realizado algum estudo do solo?

() Sim () Não

Quais?

2- Foi executada sondagem do subsolo?

() SPT;

() Trado;

Outra: _____.

3- Existe Perfil de sondagem do solo?

() Sim

() Não.

4- Quais os projetos disponíveis na obra?

() Arquitetônico;

() Estrutural;

() Hidrossanitário;

() Elétrico;

Outros:

5- Qual o tipo de fundação utilizada?

() Rasa; _____.

() Profunda; _____.

Se for Sapata:

- () Isolada;
- () Associada;
- () Corrida;

- () Alavancada;
- () Excêntrica.

Dimensões:

Cargas:

_____.(qual a mais carregada?)

Profundidade:

Cobrimento das armaduras: _____.

6- Qual a bitola de aço da armadura?

7- Tem armadura positiva e negativa na fundação?

8- A armadura do pilarete (encontro entre pilar e fundação) é a mesma do pilar? (o cobrimento é o mesmo?)

9- Qual o traço utilizado no concreto da fundação e sua resistência (f_{ck})?

10- Qual a tensão admissível do solo?

11- Qual a classificação do solo? Quais características observadas?

12- Verificou-se se o solo é colapsivo ou expansivo?

() Sim () Não

13- Foi feita alguma prova de carga no solo (placa...)?

() Sim () Não

14- Como ocorreu a execução da fundação?

15- Ocorreu algum problema durante a execução?

-

16- Verificou-se a existência de lençol freático e sua profundidade?

() Sim () Não

Qual a profundidade?_____.

17- Houveram cortes e aterros?

() Sim () Não

Profundidade do corte:_____.

Altura do Aterro: _____.

18- Como ocorreu a compactação (camadas)? Qual equipamento utilizado?

19- Foi executada alguma forma de contenção de taludes? Qual?

20- Quais as características da Viga Baldrame?

- Traço: _____;
- Armadura: _____;
- Dimensões: _____.

21- Foi executada impermeabilização da viga baldrame?

() Sim () Não

22- Utilizou-se juntas de dilatação na estrutura?

() Sim

() Não

23- Foi observada a ocorrência de recalque significativo da edificação durante ou pós-obra?

() Sim

() Não

- Medidas adotadas: _____

_____.

APÊNDICE B – BOLETIM DE SONDAGEM

UNIVERSIDADE FEDERAL RURAL DO SEMI-ÁRIDO – UFERSA
CURSO DE CAPACITAÇÃO EM SONDAGEM INDEFORMADA TIPO BLOCO E
DEFORMADA TIPO TRADO E SPT

RELATÓRIO DE SONDAGEM À TRADO

INTERESSADO:	FURO:
LOCAL DA SONDAGEM:	RN:
SONDADOR:	Cota RN:
DATA: INÍCIO: ____ / ____ / ____ FIM: ____ / ____ / ____	RELATÓRIO:

(m)	Nº da amostra	Profundidade da camada	Descrição das amostras de solo
		De: 0 m A:	
		De: A:	
		De: A:	
		De: A:	

		De: A:	
		De: A:	

PROFUNDIDADE DO NÍVEL DA ÁGUA (NA):	
ENCAMINHAMENTO DAS AMOSTRAS PARA:	

ANEXO A – PLANILHAS DE ANÁLISE GRANULOMÉTRICA DAS AMOSTRAS A1, A2 E A3

Quadro 37 - Dados coletados e calculados da granulometria do solo A1.

Determinação da Umidade Higroscópica (hig)			
Cápsula nº	1	2	3
Peso bruto úmido (g)	14,48	13,90	11,84
Peso bruto seco (g)	14,01	13,44	11,51
Peso da cápsula (g)	5,99	5,67	5,84
Peso da água (g)	0,47	0,46	0,33
Peso do solo seco (g)	8,02	7,77	5,67
Teor de umidade (%)	5,86	5,92	5,82
hig = Média das umidades	5,87		
Descrição		Massa (g)	
A) Amostra total úmida		1.000,00	
B) Solo seco retido pela peneira nº 10		50,12	
C) Solo úmido passante na peneira nº 10 (A-B)		949,88	
D) Solo seco passante na peneira nº 10 $\left(\frac{C}{1 + \text{hig}} \right)$		897,24	
E) Amostra total seca (B+D)		947,36	

PENEIRAMENTO GROSSO						
Peneira		Retida da Amostra Total			% Passante Total	
AST M	mm	Retido	% Ret.	% Acumulada		
2"	50	0,00	0,00	0,00	100,00	
1 1/2"	38	0,00	0,00	0,00	100,00	
1"	25	0,00	0,00	0,00	100,00	
3/4"	19	0,00	0,00	0,00	100,00	
3/8"	9,50	0,00	0,00	0,00	100,00	
N.º 4	4,8	2,82	0,30	0,30	99,70	
N.º 10	2,0	47,30	4,99	5,29	94,71	
PENEIRAMENTO FINO						
Amostra Parcial Úmida (g)			120,00		% Passante Parcial	% Passante Total
Amostra Parcial Seca (g)			113,35			

Peneira		Retida da Amostra Parcial				
AST M	mm	Massa (g)	% Ret.	% Acumulada		
16	1,2	6,98	6,16	6,16	93,84	88,88
30	0,6	30,70	27,08	33,24	66,76	63,23
40	0,42	3,97	3,50	36,74	63,26	59,91
60	0,25	9,88	8,72	45,46	54,54	51,65
100	0,15	7,10	6,26	51,72	48,28	45,72
200	0,075	6,30	5,56	57,28	42,72	40,46

Fonte: Autor (2019).

Quadro 38 - Dados coletados e calculados da granulometria do solo A2.

Determinação da Umidade Higroscópica (hig)			
Cápsula nº	1	2	3
Peso bruto úmido (g)	11,90	13,60	13,74
Peso bruto seco (g)	11,85	13,54	13,65
Peso da cápsula (g)	5,90	6,39	5,23
Peso da água (g)	0,05	0,06	0,09
Peso do solo seco (g)	5,95	7,15	8,42
Teor de umidade (%)	0,84	0,84	1,07
hig = Média das umidades	0,92		
Descrição		Massa (g)	
A) Amostra total úmida		1.000,00	
B) Solo seco retido pela peneira nº 10		19,40	
C) Solo úmido passante na peneira nº 10 (A-B)		980,60	
D) Solo seco passante na peneira nº 10 $\left(\frac{C}{1 + hig}\right)$		971,70	
E) Amostra total seca (B+D)		991,10	

PENEIRAMENTO GROSSO					
Peneira		Retida da Amostra Total			% Passante Total
AST M	mm	Retido	% Ret.	% Acumulada	
2"	50	0,00	0,00	0,00	100,00

1 1/2"	38	0,00	0,00	0,00	100,00	
1"	25	0,00	0,00	0,00	100,00	
3/4"	19	0,00	0,00	0,00	100,00	
3/8"	9,50	0,00	0,00	0,00	100,00	
N.º 4	4,8	1,76	0,18	0,18	99,82	
N.º 10	2,0	17,64	1,78	1,96	98,04	
PENEIRAMENTO FINO						
Amostra Parcial Úmida (g)			120,00		% Passant e Parcial	% Passant e Total
Amostra Parcial Seca (g)			118,91			
Peneira		Retida da Amostra Parcial				
AST M	mm	Massa (g)	% Ret.	% Acumulada		
16	1,2	4,49	3,78	3,78	96,22	94,34
30	0,6	24,57	20,66	24,44	75,56	74,08
40	0,42	10,43	8,77	33,21	66,79	65,48
60	0,25	9,33	7,85	41,06	58,94	57,79
100	0,15	8,02	6,74	47,80	52,20	51,18
200	0,075	7,37	6,20	54,00	46,00	45,10

Fonte: Autor (2019).

Quadro 39 - Dados coletados e calculados da granulometria do solo A3.

Determinação da Umidade Higroscópica (hig)			
Cápsula nº	1	2	3
Peso bruto úmido (g)	13,58	12,20	11,90
Peso bruto seco (g)	13,41	12,12	11,81
Peso da cápsula (g)	5,03	7,15	5,35
Peso da água (g)	0,17	0,08	0,09
Peso do solo seco (g)	8,38	4,97	6,46
Teor de umidade (%)	2,03	1,61	1,39
hig = Média das umidades	1,68		
Descrição		Massa (g)	
A) Amostra total úmida		1.000,00	
B) Solo seco retido pela peneira nº 10		34,50	
C) Solo úmido passante na peneira nº 10 (A-B)		965,50	

D) Solo seco passante na peneira nº 10 $\left(\frac{c}{1 + h_{ig}}\right)$		949,57
E) Amostra total seca (B+D)		984,07

PENEIRAMENTO GROSSO						
Peneira		Retida da Amostra Total			% Passante Total	
AST M	mm	Retido	% Ret.	% Acumulada		
2"	50	0,00	0,00	0,00	100,00	
1 1/2"	38	0,00	0,00	0,00	100,00	
1"	25	0,00	0,00	0,00	100,00	
3/4"	19	0,00	0,00	0,00	100,00	
3/8"	9,50	0,00	0,00	0,00	100,00	
N.º 4	4,8	6,81	0,69	0,69	99,31	
N.º 10	2,0	27,69	2,81	3,51	96,49	
PENEIRAMENTO FINO						
Amostra Parcial Úmida (g)			120,00		% Passante Parcial	% Passante Total
Amostra Parcial Seca (g)			118,02			
Peneira		Retida da Amostra Parcial				
AST M	mm	Massa (g)	% Ret.	% Acumulada		
16	1,2	4,09	3,47	3,47	96,53	93,15
30	0,6	26,46	22,42	25,89	74,11	71,52
40	0,42	4,48	3,80	29,68	70,32	67,85
60	0,25	11,21	9,50	39,18	60,82	58,69
100	0,15	8,52	7,22	46,40	53,60	51,72
200	0,075	7,37	6,24	52,64	47,36	45,70

Fonte: Autor (2019).

ANEXO B – RELATÓRIO DE RESULTADO DE SIMULAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA VERTICAL DO SOLO.

WANDICK NASCIMENTO DANTAS

VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA CONTRA RUPTURA
WANDICK NASCIMENTO DANTAS

Verificação da sapata de fundação

Introduzir dados

Projeto

Tarefa : VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA CONTRA RUPTURA
 Parte : WANDICK NASCIMENTO DANTAS
 Cliente : UFERSA
 Autor : WANDICK NASCIMENTO DANTAS
 Data : 13/03/2019

Configurações

(apenas para a tarefa atual)

Materiais e Normas

Estruturas de concreto : NBR 6118-2014

Assentamento

Método de análise : Análise utilizando módulo odométrico
 Restrição da zona de influência : por porcentagem de Sigma, Ou
 Coeficiente de restrição da zona de influência : 10,0 [%]

Análise para condições drenadas : Abordagem padrão
 Análise de levantamento : Padrão
 Excentricidade permitida : 0,333
 Metodologia de verificação : Fatores de segurança

Fatores de segurança		
Situação permanente do projeto		
Fator de segurança para a capacidade de carga vertical :	SF _v =	3,00 [-]
Fator de segurança para a resistência ao deslizamento :	SF _h =	1,50 [-]

Parâmetros básicos do solo

No.	Nome	Teste padrão	ϕ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Areia argilosa (SC) compacta vermelha		27,00	8,00	18,50	8,50	
2	Areia argilosa (SC) compacta marrom-avermelhada		27,00	8,00	18,50	8,50	
3	Areia argilosa (SC) marrom-avermelhada		27,00	8,00	18,50	8,50	
4	Areia argilosa (SC) marrom-avermelhada abaixo do NA		27,00	8,00	18,50	8,50	

Todos os solos são considerados como coesos para a análise da pressão em repouso.

Parâmetros do solo

Areia argilosa (SC) compacta vermelha

Peso volúmico :	γ = 18,50 kN/m ³
Ângulo de atrito interno :	ϕ_{ef} = 27,00 °
Coesão do solo :	c_{ef} = 8,00 kPa
Módulo odométrico :	E_{oed} = 12,50 MPa
Peso volúmico saturado :	γ_{sat} = 18,50 kN/m ³

Areia argilosa (SC) compacta marrom-avermelhada

Peso volúmico :	γ = 18,50 kN/m ³
Ângulo de atrito interno :	ϕ_{ef} = 27,00 °

1

[GEO5 - Sapata (versão demo) | versão 5.2018.74.0 | Copyright © 2019 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.com.br]

Coesão do solo :	c_{ef} = 8,00 kPa
Módulo odométrico :	E_{oed} = 12,50 MPa
Peso volúmico saturado :	γ_{sat} = 18,50 kN/m ³

Areia argilosa (SC) marrom-avermelhada

Peso volúmico :	γ = 18,50 kN/m ³
Ângulo de atrito interno :	ϕ_{ef} = 27,00 °
Coesão do solo :	c_{ef} = 8,00 kPa
Módulo odométrico :	E_{oed} = 12,50 MPa
Peso volúmico saturado :	γ_{sat} = 18,50 kN/m ³

Areia argilosa (SC) marrom-avermelhada abaixo do NA

Peso volúmico :	γ = 18,50 kN/m ³
Ângulo de atrito interno :	ϕ_{ef} = 27,00 °
Coesão do solo :	c_{ef} = 8,00 kPa
Módulo odométrico :	E_{oed} = 12,50 MPa
Peso volúmico saturado :	γ_{sat} = 18,50 kN/m ³

Fundação

Tipo de fundação: sapata cêntrica

Profundidade do terreno original h_z =	1,40 m
Profundidade da sapata d =	1,40 m
Espessura da fundação t =	0,25 m
Incl. da superfície s_1 =	0,00 °
Incl. da sapata s_2 =	0,00 °

Peso volúmico do solo acima da fundação = 18,50 kN/m³

Geometria de estrutura

Tipo de fundação: sapata cêntrica

Comprimento da sapata contínua x =	4,33 m
Largura da sapata contínua y =	7,54 m
Largura da coluna na direção de x c_x =	1,00 m
Largura da coluna na direção y c_y =	2,00 m
Volume da sapata contínua	= 8,16 m ³

Material da estrutura

Peso volúmico γ = 23,00 kN/m³

Análise das estruturas de concreto realizadas de acordo com o padrão NBR 6118-2014.

Concreto : C25

Força de compressão cilíndrica f_{ck} =	25,00 MPa
Força de tração $f_{ct,m}$ =	2,56 MPa
Módulo de elasticidade E_{cm} =	28000,00 MPa

Aço longitudinal : CA-50

Tensão de escoamento

$f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$

Aço transversal: CA-50

Tensão de escoamento

$f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$

Perfil geológico e solos atribuídos

No.	Camada [m]	Solo atribuído	Teste padrão
1	1,80	Areia argilosa (SC) compacta vermelha	
2	0,40	Areia argilosa (SC) compacta marrom-avermelhada	
3	1,10	Areia argilosa (SC) marrom-avermelhada	
4	9,80	Areia argilosa (SC) marrom-avermelhada abaixo do NA	
5	-	Areia argilosa (SC) marrom-avermelhada abaixo do NA	

Carga

No.	Carga		Nome	Tipo	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]
	novo	mudar							
1	Sim		Carga No. 1	Projeto	138060,45	0,00	0,00	0,00	0,00

Nível freático

O nível freático está a uma profundidade de 3,20 m do terreno original.

Configurações globais

Tipo de análise : análise para condições drenadas

Verificação Não. 1**Verificação da combinação de cargas**

Nome	e _x [m]	e _y [m]	σ [kPa]	R _d [kPa]	Utilização [%]	está satisfeito
Carga No. 1	0,00	0,00	4254,45	895,33	1425,54	Não

Análise realizada para a seleção automática da combinação de cargas mais desfavorável .

Computado peso da sapata contínua $G = 187,73 \text{ kN}$ Computado peso de tombamento $Z = 652,04 \text{ kN}$ **Verificação de capacidade de carga vertical**

Forma da tensão de contato : retângulo

Combinação de cargas mais desfavorável No. 1. (Carga No. 1)

Parâmetros da superfície de deslizamento abaixo da fundação:

Profundidade da superfície de deslizamento $z_{sp} = 6,20 \text{ m}$ Comprimento da superfície de deslizamento $l_{sp} = 17,87 \text{ m}$ Projeto da capacidade de carga da fund. do solo $R_d = 895,33 \text{ kPa}$ Pressão de contato extrema $\sigma = 4254,45 \text{ kPa}$ Fator de segurança $= 0,21 < 3,00$ **Capacidade de carga na direção vertical NÃO É SATISFATÓRIA**