

UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESTADO DO RIO DE JANEIRO

GABRIELLA RODRIGUES PINTO

**ANÁLISE GEOTÉCNICA DAS FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS DE UMA
ESTRUTURA ESPECIAL EM “STEEL FRAME”**

MACAÉ – RJ

2022

CIP - Catalogação na Publicação

P659

Pinto, Gabriella

Análise geotécnica das fundações superficiais de uma estrutura em “Steel Frame”.
/ Gabriella Pinto - Macaé, 2022.

114 f.

Orientador(a): Gustavo Vaz de Mello Guimarães.

Coorientador(a): Lucas Marques Pires da Silva.

Trabalho de conclusão de curso (graduação) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Instituto Politécnico, Bacharel em Engenharia Civil, 2022.

1. Fundações – Engenharia. 2. Fundações – Engenharia civil. 3. Geotécnica.
I. Guimarães, Gustavo Vaz Mello, orient. II. Silva, Lucas Marques Pires da, coorient.
III. Título.

CDD 624.1

Ficha catalográfica elaborada pela Biblioteca com os
dados fornecidos pelo(a) autor(a)
Biblioteca Central do Centro Multidisciplinar UFRJ-Macaé
Bibliotecário: Anderson dos Santos Guarino CRB7 – 5280

GABRIELLA RODRIGUES PINTO

**ANÁLISE GEOTÉCNICA DAS FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS DE
UMA ESTRUTURA ESPECIAL EM “STEEL FRAME”.**

Trabalho de graduação submetido à
Universidade Federal do Rio de Janeiro –
Instituto Politécnico – UFRJ/Macaé, como
parte dos requisitos necessários à obtenção
do grau de bacharel em Engenharia Civil.

Orientadores:

Prof. Gustavo Vaz de Mello Guimarães, D.Sc.

Prof. Lucas Marques Pires da Silva, Mestrando

Macaé/RJ

2022

GABRIELLA RODRIGUES PINTO

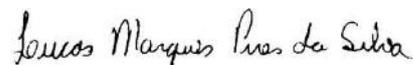
**ANÁLISE GEOTÉCNICA DAS FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS DE
UMA ESTRUTURA ESPECIAL EM “STEEL FRAME”**

Aprovada em 09/07/2022

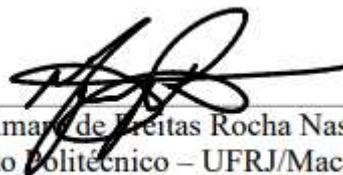
BANCA EXAMINADORA



Prof. Gustavo Vaz de Mello Guimarães, D.Sc.
(Instituto Politécnico - UFRJ/Macaé)
<http://lattes.cnpq.br/3614907040658759>



Prof. Lucas Marques Pires da Silva,
(Instituto Politécnico - UFRJ/Macaé)
<http://lattes.cnpq.br/5569347731590077>



Prof. Monique Amaro de Freitas Rocha Nascimento, D.Sc.
Instituto Politécnico – UFRJ/Macaé
<http://lattes.cnpq.br/2127043376878064>

*“À minha família, aos
meus amigos e ao Deus que nunca me deixara
desistir.*

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus, pela saúde, sabedoria e força para superar as dificuldades, por ser meu amparo e fortaleza.

Aos meus pais, Edson e Rosana, por me proporcionarem a possibilidade de cursar uma faculdade.

A minha tia Dayse que me ajudou a persistir nos piores momentos, que eu tenho como inspiração e exemplo de mulher.

Ao meu namorado, Caio Domiciano, pelo suporte, incentivo e paciência de sempre. Sem você esse TCC não teria terminado, te amo.

Aos meus professores, por todo o conhecimento compartilhado, em especial a professora Monique e o professor Gustavo, pelo suporte no pouco tempo que lhes coube, pelas correções, incentivos e pelos momentos fora de sala de aula, vou levá-los para sempre.

Ao meu chefe João Araújo, pela oportunidade de trabalhar ao seu lado, pelo aprendizado e experiências adquiridas durante todo estágio e por sempre me desafiar a dar o meu melhor a cada dia.

As minhas amigas, Anna Carolina, Laura e Fernanda, que ao longo dos anos me fizeram rir durante um turbilhão de problemas, que me apoiaram quando eu mesma não conseguia. Obrigada por serem essas mulheres maravilhosas que me inspiraram.

Aos meus companheiros de trabalho Luís Felipe e Lucas Leal.

A Rosilda Alves, minha mãe de coração, que puxava a minha orelha, mas sempre tinha uma palavra de encorajamento e força.

Algumas pessoas marcaram a minha vida para sempre. Umas por terem me ajudado na caminhada, outras por terem me apresentado projetos de sonhos e outras pelo fato de terem me desafiado a concretizá-los.

A todos que direta ou indiretamente fizeram parte da minha formação, o meu muito obrigada.

*“Você pode sonhar, criar, desenhar e
construir o lugar mais maravilhoso do mundo.
Mas é necessário ter pessoas para transformar
seu sonho em realidade.”*

Walt Disney

RESUMO

O avanço tecnológico permite cada vez mais desafiar metodologias tradicionais que muitas vezes são utilizadas somente por já serem uma prática normal. No Brasil, a construção civil vem cada vez mais trazendo novidades, como a metodologia *Steel Frame*. Esse tipo de estrutura metálica, leve e de fácil execução permite uma velocidade de execução estrutural muito adequada a um projeto. O *Steel*, como é carinhosamente chamado no meio de projetos, requer uma mão de obra qualificada e traz como benefícios alta produtividade, baixo desperdício de insumos e pequena geração de resíduos sólidos. Nesse contexto, um estudo de caso foi realizado durante o projeto de uma estrutura em *Steel Frame* na cidade de Rio das Ostras - RJ. Foram projetadas as fundações superficiais em sapata corrida para a estrutura metálica. Em todos os casos, as dimensões das sapatas projetadas foram capazes de atender aos dois requisitos básicos que toda fundação tem que atender: (i) Segurança adequada com relação a ruptura, $F.S. > 3$; (ii) recalques compatíveis com a estrutura. Além disso, é apresentada uma estimativa de custos para as fundações.

Palavras-Chave: Steel Frame. Fundações Superficiais. Dimensionamento Geotécnico. Orçamento.

ABSTRACT

The technological advances provides the use of new methodologies. In Brazil, civil construction is bringing new features, such as the Steel Frame methodology. This type of structure has several characteristics such as, lightweight and easy construction methods. The Steel frame requires a skilled labor and brings high productivity. In other hand, has low waste of material and small generation of solid waste. In this context, research was conducted during the design of a steel frame structure in the city of Rio das Ostras - RJ. The shallow foundations were designed as flat footing for the steel frame structure. The geotechnical design was able to agreement with the two basic requirements: (i) Enough safety factor against failure, $F.S. > 3$; (ii) Settlements compatible with the structure displacements. In addition, a budget for the shallow foundations options is also presented.

Keywords: Steel Frame. Shallow Foundations. Geotechnical Design. Budget.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1- – Estrutura em Wood Frame Fonte http://steelframebrasil.com.br/quando-o-steel-frame-chegou-no-brasil-e-sua-historia/	21
Figura 2.2- Fotografia da época da construção do protótipo. Fonte: Sharon Jenkins, The Clio.	22
Figura 2.3– a) A Casa Ensign-Seelinger em 1933-35; b) A Casa Ensign-Seelinger 2012. Fonte: Sharon Jenkins, The Clio (2015).....	22
Figura 2.4– Visão geral do sistema LSF e seus componentes. Fonte NBR 16970-2(2022).....	24
Figura 2.5- Conceito in line framing estrutura alinhada do topo à base. Fonte Manual da construção em Aço, Steel Framing: Arquitetura (2012).	25
Figura 2.6– Tolerância de excentricidade entre a viga e o montante. Fonte: NBR 16970-2:2022	26
Figura 2.7– Tolerância de excentricidade entre a viga e o montante com enrijecedor de alma externo a viga. Fonte: NBR 16970-2 (2022).....	26
Figura 2.8-- Detalhamento da manta asfáltica. a) áreas molhadas e molháveis; b) áreas secas. Fonte: NBR 16970-3 (2022) e detalhamento da interação entre parede e base sóculo.	29
Figura 2.9- a) Detalhe de interação entre parede e radier e b) detalhe de interação entre parede e varanda. Fonte: NBR 16970-3 (2022).	30
Figura 2.10–Detalhamento da fixação da estrutura com a fundação superficial. Fonte: Castro, 2005.....	30
Figura 2.11- Os objetivos das ODS. Fonte: https://brasil.un.org/pt-br/sdgs	31
Figura 2.12-Os 4 objetivos que o ISF pode ser relacionado. Fonte: https://brasil.un.org/pt-br/sdgs	32
Figura 3.1- Bloco com base quadrada. Fonte: Melhado (2002)	35
Figura 3.2- Sapatas isoladas. Fonte: Fundações Melhado; Silvio 2002 e Guimarães,(2021)...	36
Figura 3.3- Sapatas corrida. Fonte: https://celere-ce.com.br/construcao-civil/fundacoes-de-obras/	37
Figura 3.4- Sapatas associadas. Fonte: https://celere-ce.com.br/construcao-civil/fundacoes-de-obras/	37
Figura 4.1- Curva carga-recalque de uma fundação Fonte: Slide Aula 8 Fundações 1 UFRJ .	39
Figura 4.2- Curva carga-recalque de uma fundação. Fonte: Marangon, Capítulo-07-Capacidade-de-Carga-dos-Solos-2018.pdf.	40
Figura 4.3– Critérios de ruptura: Comportamentos frágil e plástico. (Alonso, 1983).....	43

Figura 4.4– Superfície potencial de ruptura para o maciço de solo submetido à ação de uma fundação superficial.	44
Figura 4.5- Fatores de capacidade de carga (Terzaghi, 1943).....	45
Figura 4.6- a) Ruptura geral; b) Ruptura local; c) Puncionamento; d) Condições de ocorrência dos modos de ruptura em areia (Vesic, 1975).....	48
Figura 4.7- Ruptura generalizada em conjunto de silos de concreto (Tschebotarioff 1978). Fonte: Fundações diretas. São Paulo, Oficina de Textos. 2011.	48
Figura 5.1– Influência do bulbo de tensões para estimativa de Ez.....	57
Figura 6.1-3D da fachada do prédio. Fonte: Autor	58
Figura 6.2-3D da fachada posterior. Fonte: Autor	58
Figura 6.3-Planta baixa pavimento térreo. Fonte: Autor.....	59
Figura 6.4-Planta baixa pavimento superior. Fonte: Autor	59
Figura 6.5-Planta baixa pavimento cobertura. Fonte: Autor.	60
Figura 6.6 – Mapa de carga (cargas em kN/m). Fonte: Autor.....	60
Figura 6.7- Mapa de carga, de uma estrutura LSF edificação de 2 pavimentos (lado esquerdo) e o quadro de legenda das caras. Fonte: Autor.....	61
Figura 6.8– Mapa de carga estrutural LSF edificação de 2 pavimentos (lado direito). Fonte: Autor.	62
Figura 6.9- Sustentabilidade no projeto arquitetônico. Fonte: Manual franquia.....	64
Figura 6.10- Imagem via satélite do terreno. Fonte: Google Maps.....	65
Figura 6.11-Croqui da localização das sondagens. Fonte: Autor	66
Figura 6.12- Boletim de sondagem do ponto 1.	67
Figura 6.13-Perfil geotécnico das verticais de sondagens 1, 2 e 3. Fonte: Autor.....	69
Figura 6.14- Fotos do serviço de STP. Fonte: Autor.....	69
Figura 6.15- Imagem de satélite do terreno no ano de 2003. Fonte: Google Earth.....	70
Figura 6.16- Imagem de satélite, b) 19875, c)2010, d)2016; e) 2019. Fonte: Google Earth....	71
Figura 6.17- Imagem de satélite do terreno no ano de 2022. Fonte: Google Earth.....	71
Figura 6.18- Croqui da localização dos pontos da segunda campanha de sondagem. Fonte: Google Maps.	72
Figura 6.19- Boletim de sondagem ponto 1, segunda campanha. Fonte: Autor.....	73
Figura 6.20- Realização da 2ª campanha de sondagens, Fonte: Autor.....	74
Figura 6.21-Figura 6.21- Perfil geotécnico da segunda campanha de sondagens, Fonte: Autor	75
Figura 6.22- Perfil geotécnico dos pontos 2, 4 e 5. Fonte: Autor.....	75
Figura 6.23- Planta baixa com destaque para a sapata com o $<3,0 FS < 4,0$. Fonte: Autor.....	84
Figura 6.24- Planta baixa com destaque para as sapatas com os maiores recalques. Fonte: Autor	87

Figura 6.25- Interface do site Gerador de Preços. Fonte: Gerador de preço 88

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1- Classificação com os diversos tipos de fundação superficiais.	35
Tabela 4.1- Fatores de capacidade de carga Terzaghi. Fonte: Bowles, (1968).	46
Tabela 4.2- Modos de rupturas para diferentes tipos de solo, fundação e carregamento (Vesic, 1975).	49
Tabela 4.3- Fatores de capacidade de carga, adaptado de Vesic (1975)	50
Tabela 5.1- Fatores de forma $c\Delta$	53
Tabela 5.2- Sugestões de valores de coeficiente de Poisson (Barata, 1984), Apud Danziger, 2006.....	53
Tabela 5.3-Sugestões de valores de coeficiente de Mindlin (Barata, 1962), Apud Danziger, 2006.....	54
Tabela 5.4- Coeficiente de Buisman, (Barata, 1962), Apud Danziger, 2006.	55
Tabela 5.5- Coeficiente k, Danziger (1982)	56
Tabela 5.6- Valores de α para estimativa da profundidade atingida pelo bulbo de tensões (na seção central) de uma fundação de comprimento L e largura B (adaptado de Barata, 1984).	57
Tabela 6.1- Cargas permanentes.....	62
Tabela 6.2- Cálculo do ângulo de atrito	77
Tabela 6.3- Relação entre o peso específico e o N_{SPT}	78
Tabela 6.4- Peso específico natural.....	78
Tabela 6.5- Tensão admissível a 2 metros de profundidade.....	79
Tabela 6.6-Carga atuante, área inicial de cálculo, comprimento da sapata e B adotado.....	79
Tabela 6.7- B necessário e B adotado	81
Tabela 6.8- Carga de ruptura e fatores de segurança (F.S.).....	82
Tabela 6.9- Parede com fator de segurança menor ou igual a 4,0.....	84
Tabela 6.10-Tabela dos recalques das sapatas	85
Tabela 6.11- Paredes com recalques maiores que 7,0 mm.....	86
Tabela 6.12- Planilha orçamentaria com mão de obra, insumos e custo de manutenção.....	88
Tabela 6.13- Valor total sapata corrida (Gerador de preços)	89
Tabela 6.14- Parâmetros B e h	90
Tabela 6.15- Cálculo da seção mínima de armadura.....	90
Tabela 6.16- Valor total malha Q196.....	91
Tabela 6.17- Valor total de concreto	92
Tabela 6.18- Valor total concreto armado.....	92
Tabela 6.19- Comparativo Gerador de preços vs concreto armado $f_{ck}=25\text{MPa}$	92

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas

NBR - Norma Brasileira

LSF - *Light steel framing*

SPT - *Standard Penetration Test*

EIFS – Sistema de revestimento e isolamento térmico externo

N_{SPT} - Índice de resistência à penetração

FS - Fator de segurança

C - Coesão

γ - Peso específico

Φ - Ângulo de atrito

MPa - Mega Pascal

kg - Quilograma

Kgf/cm² - Quilograma força por centímetro quadrado

Kgf/cm³ - Quilograma força por centímetro cúbico

kN - Quilo Newton

kN/m³ - Quilo newton por metro cúbico

kN/m² - Quilo newton por metro quadrado

m - Metro

m² - Metro Quadrado

m³ - Metro Cúbico

cm - Centímetro

cm² - Centímetro quadrado

cm³ - Centímetro Cúbico

mm - Milímetro

\emptyset - Diâmetro

Sumário

1. INTRODUÇÃO	18
1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO DO TEMA	18
1.2 MOTIVAÇÃO	18
1.3 OBJETIVO GERAL DO TRABALHO	19
1.4 OBJETIVOS ESPECÍFICOS DO TRABALHO	19
1.5 METODOLOGIA	20
1.6 ESTRUTURA DO TRABALHO	20
2. <i>LIGHT STEEL FRAMING</i> – SISTEMA CONSTRUTIVO ESTRUTURADO EM PERFIS LEVE DE AÇO FORMADOS A FRIO	21
2.1 HISTÓRICO	21
2.2 NORMAS TÉCNICAS	23
2.3 GENERALIDADES	23
2.4 EXCENTRICIDADES TOLERADAS	25
2.5 REQUISITOS DE PROJETO	26
2.6 ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO	27
2.7 INTERFACE ENTRE PAREDES, INSTALAÇÕES E FUNDAÇÕES	28
2.8 OBJETIVOS DE DESENVOLVIMENTO SUSTENTÁVEL - ODS	31
3. FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS	33
3.1 GENERALIDADES	33
3.2 INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS	34
3.3 TIPOS DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS	34
3.3.1 Bloco de fundação	35
3.3.2 Sapata isolada	35
3.3.3 Sapatas corridas	36
3.3.4 Sapatas associadas	37
3.3.5 Radier	37

4. CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS A RUPTURA GEOTÉCNICA DO SOLO	39
4.1 CARGA (TENSÃO) DE RUPTURA (Q_{RUP})	39
4.2 CARGA (TENSÃO) DE SEGURANÇA (Q_{SEG})	39
4.3 CARGA (TENSÃO) ADMISSÍVEL (Q_{ADM})	40
4.4 CARGA (TENSÃO) DE TRABALHO (Q_{TRAB})	41
4.4.1 Fatores a serem considerados para a determinação da tensão admissível ou da tensão resistente de cálculo	41
4.4.2 Métodos para a determinação da capacidade de carga de fundações superficiais	42
4.5 ABORDAGEM DE TERZAGHI (1943) PARA A ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA A RUPTURA DE UMA FUNDAÇÃO SUPERFICIAL	42
4.6 ABORDAGEM DE VESIC (1975)	46
5. ESTIMATIVA DE RECALQUE	52
6. ESTUDO DE CASO	58
6.1 CARACTERÍSTICAS DO EMPREENDIMENTO	58
6.2 CARACTERÍSTICAS DO PROJETO ESTRUTURAL	60
6.3 SUSTENTABILIDADE NO PROJETO	63
6.4 CARACTERÍSTICA DO TERRENO	64
6.4.1 Generalidades	64
6.4.2 Primeira campanha de investigação	65
6.4.3 Análise de imagens via satélite	69
6.4.4 Segunda campanha de investigação	72
6.5 FUNDAÇÕES	76
6.5.1 Capacidade de carga à ruptura	76
6.5.2 Recalques	84
6.5.3 Estimativa de custo	87
6.5.3.1 Custo com base no site Gerador de Preços. Brasil	89
6.5.3.2 Custo com base na estimativa do concreto armado de mercado f_{ck} de 25 MPa. ...	89
7. CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES PARA FUTUROS PROJETOS	93

REFERÊNCIAS	95
ANEXO A – Boletim de Sondagem Primeira Campanha	99
ANEXO B – Boletim de Sondagem Segunda Campanha	106
ANEXO C – Mapa de Cargas	113

1. INTRODUÇÃO

1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO DO TEMA

O setor da construção civil no Brasil, ainda é caracterizado pela utilização de metodologias construtivas artesanais, que precisam de fôrmas, gabaritos e argamassa, esses insumos dependem da mão de obra que está executando e que muitas vezes não são capacitados de maneira adequada. Porém, com a crescente preocupação com o meio ambiente e o avanço tecnológico, esse cenário está timidamente mudando.

Segundo Flávio Augusto Settimi (2020) na busca por construções limpas, sustentáveis, com processos ágeis, seguros e eficazes, o “*light steel framing*” (LSF) surge como opção atrativa, já que, além dessas vantagens, a estrutura em aço é compatível com vários materiais (madeira, painéis de alumínio composto, sistema *drywall* etc.).

Além de todas as qualidades tecnológicas o “*Steel Frame*” é uma estrutura leve, que transfere para a fundação uma carga por metro quadrado (tensão) relativamente baixa, cerca de 250 kg/m² (Fastcon,2022), em contrapartida a alvenaria seria em torno de 1.250 kg/m².

Por ser muito leve, a estrutura de LSF e os componentes de fechamento exigem bem menos da fundação do que outras construções. Segundo Felipe Schmitzhaus (Fundação para Steel Frame, 2015), entando, como a estrutura distribui a carga uniformemente ao longo dos painéis estruturais, a fundação deverá ser contínua, suportando os painéis em toda a sua extensão. Segundo a Brasilit escolha do tipo de fundação vai depender, além da topografia, do tipo de solo, do nível do lençol freático e da profundidade de solo firme. Essas informações são obtidas através da sondagem do terreno.

1.2 MOTIVAÇÃO

Como estagiária no escritório que analisava todos os projetos de uma obra em estrutura metálica, tipo LSF, a autora do presente trabalho, viu então, a oportunidade de realizar um estudo sobre as fundações para aquela estrutura. O projeto inicial, realizado por uma empresa particular, previa fundações profundas, o que levou à estranheza por parte da equipe. O assunto foi estudado em uma disciplina eletiva da grade da engenharia civil do Instituto Politécnico da

UFRJ/Macaé - Tópicos Especiais de Fundações. O resultado encontrado surpreendeu, pois foi possível perceber que fundações superficiais poderiam ser projetadas e executadas. Assim houve a possibilidade de ampliação do tema para este trabalho de conclusão de curso. Onde inclusive, uma estimativa de custo é apresentada.

Este estudo também teve como objetivo apresentar uma outra opção de fundação para a empresa onde foi realizado o estágio. Mostrando que essa outra possibilidade geraria uma redução nos custos do projeto atual e que poderia gerar uma grande economia nas próximas propostas.

Por fim, cabe destacar que foi possível perceber o desenvolvimento de habilidades adquiridas ao longo de todo o período da graduação na UFRJ, assim como no estágio e vida profissional.

1.3 OBJETIVO GERAL DO TRABALHO

O objetivo do trabalho é propor um dimensionamento geotécnico completo para as fundações superficiais em sapata corrida de uma estrutura metálica tipo LSF.

1.4 OBJETIVOS ESPECÍFICOS DO TRABALHO

- Estudar a metodologia do *Steel Frame* através de uma pesquisa bibliográfica;
- Definir parâmetros do solo em função da análise dos SPT's;
- Fazer o estudo do terreno que será realizado o projeto através de imagens *Google Earth Pro*;
- Realizar cálculos utilizando métodos semiempíricos;
- Determinar os custos da fundação escolhida e a viabilidade econômica.

1.5 METODOLOGIA

São apresentadas as revisões bibliográficas apresentando detalhes das estruturas em *steel frame*, com ênfase nas recentes edições das normas ABNT para essas estruturas metálicas especiais (NBR 16970-1; 16970-2; 16970-3 - 2022). Uma revisão bibliográfica sobre o dimensionamento geotécnico de fundações superficiais também é realizada. Um estudo de caso de um modelo estrutural em *steel frame* de uma escola moderna é apresentado e analisado. Após análises das sondagens a percussão, com medida de N_{SPT} e a análise da ferramenta *Google Earth Pro*, foi possível propor e projetar geotecnicamente uma solução de fundação em sapata corrida. Foi estimado um custo para execução das fundações projetadas.

1.6 ESTRUTURA DO TRABALHO

Seguindo o presente capítulo de introdução ao tema, apresenta-se no capítulo 2 uma revisão bibliográfica de estruturas em *steel frame* é conduzida com foco nas recentes edições das normas da ABNT. O capítulo 3 traz noções de fundações superficiais. O quarto capítulo apresenta o cálculo da capacidade de carga a ruptura geotécnica de uma fundação superficial. O capítulo 5 foca na estimativa do cálculo dos recalques de fundações superficiais.

O sexto capítulo apresenta um estudo de caso, com características do empreendimento, projeto de arquitetura, mapas de cargas estruturais da estrutura em *steel frame*. Resultados do dimensionamento geotécnico das fundações superficiais são apresentados ainda no capítulo 6. Por final, ainda no sexto capítulo uma estimativa de custos das fundações é apresentada.

O capítulo 7, finalmente, apresenta as conclusões, considerações finais e sugestões para futuras pesquisas na área de projeto de fundações superficiais para estruturas especiais. Por fim, seguem as referências bibliográficas utilizadas para compor esse trabalho de conclusão de curso da engenharia civil - UFRJ/Macaé.

2. *LIGHT STEEL FRAMING* – SISTEMA CONSTRUTIVO ESTRUTURADO EM PERFIS LEVE DE AÇO FORMADOS A FRIO

2.1 HISTÓRICO

Apesar de no Brasil ainda ser considerado uma inovação, a origem do *Steel Frame*, também conhecido como *Light Steel Framing* (LSF), remonta ao início do século XIX. (DECORLIT, SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS, 2019)

Historicamente, este modelo de construção iniciou-se com as habitações em madeira, construídas pelos colonizadores no território americano. Os Estados Unidos começaram a conquistar territórios e a migração chegou à costa do Oceano Pacífico. Neste período, com o grande crescimento da população, foi necessário buscar métodos rápidos e produtivos para serem empregados na construção de habitações, utilizando os materiais disponíveis na região (madeira). A partir de então, as construções em madeira, conhecidas como *Wood Frame* como mostrado na figura 2.1, tornaram-se o sistema residencial mais comum nos Estados Unidos.



Figura 2.1- – Estrutura em Wood Frame Fonte <http://steelframebrasil.com.br/quando-o-steel-frame-chegou-no-brasil-e-sua-historia/>.

Em 1933, com o grande desenvolvimento da indústria do aço nos Estados Unidos, foi lançado na Feira Mundial de Chicago, o protótipo de uma residência em Steel Frame. Projetada pela *Stran-Steel Corporation*, juntamente com a revista *Good Housekeeping*, na construção foram utilizados perfis de aço substituindo a estrutura em madeira. A figura 2.2 mostra a

residência na época da sua construção (1933) toda a superestrutura já montada com perfis de aço, algumas placas de fechamento externo já posicionadas. (SHARON JENKINS, THE CLIO ,2015).

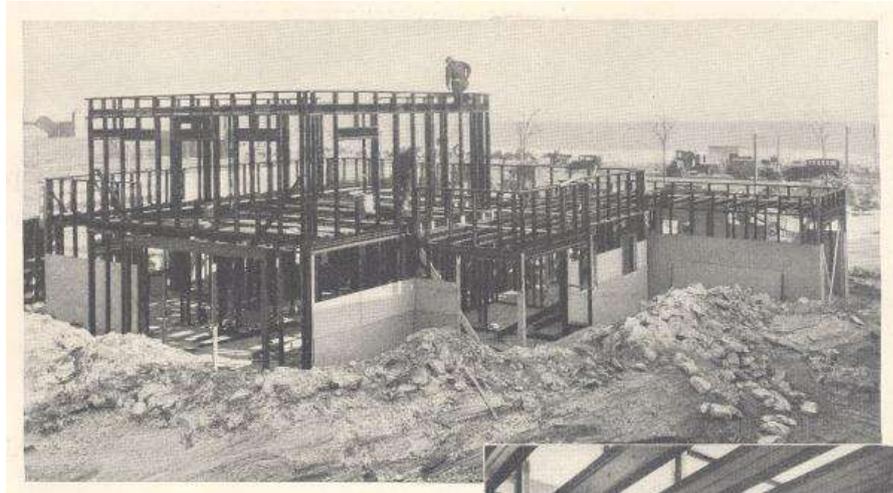


Figura 2.2- Fotografia da época da construção do protótipo. Fonte: Sharon Jenkins, *The Clio*.

Na Figura 2.3 mostra a residência em meados de 1933-35 e em 2012 localizada no subúrbio de Chicago até o ano de 2018, quando foi desmontada para construção de duas novas residências. A prova da resistência e durabilidade do sistema *steel framing*. (SHARON JENKINS, THE CLIO ,2015).



a) A Casa Ensign-Seelinger em Huntington, WV logo depois que foi construída por volta de 1933-35



b) A Casa Ensign-Seelinger em Huntington, WV por volta de 2012

Figura 2.3– a) A Casa Ensign-Seelinger em 1933-35; b) A Casa Ensign-Seelinger 2012. Fonte: Sharon Jenkins, *The Clio* (2015).

Já no Brasil, o Steel Frame passou a ser usado nas construções em meados dos anos 90, com os primeiros projetos voltados para edificações de alto padrão. Ou seja, ainda é bem recente

no mercado. A primeira casa no país com essa técnica foi construída precisamente em 1998. Os primeiros projetos visavam inovar, mas hoje esse sistema construtivo tem se popularizado. Escritórios de arquitetura e construtoras brasileiras têm se especializado no Steel Frame.

Atualmente, este sistema construtivo vem sendo visado para construção de conjuntos habitacionais e construção de residências em grande escala, devido à sua industrialização, o que gera alta produtividade e racionalização dos processos.

2.2 NORMAS TÉCNICAS

No Brasil a primeira Norma sobre essa metodologia construtiva teve sua primeira edição publicada em 25 de maio de 2022 e é dividida em três partes:

- NBR 16970 -1 (2022) - *Light Steel Framing* – Sistemas construtivos estruturados em perfis leves de aço formados a frio, com fechamento em chapas delgadas - Parte 1: Desempenho.
- NBR 16970 -2 (2022) - *Light Steel Framing* – Sistemas construtivos estruturados em perfis leves de aço formados a frio, com fechamento em chapas delgadas - Parte 2: Projeto estrutural.
- NBR 16970 -3 (2022) - *Light Steel Framing* – Sistemas construtivos estruturados em perfis leves de aço formados a frio, com fechamento em chapas delgadas - Parte 3: Interfaces entre sistemas.

A NBR 16970-1 (2022) estabelece os requisitos para componentes e desempenho do sistema LSF em edificações residenciais (unifamiliar ou multifamiliar) e não residenciais até dois pavimentos. A NBR 16970-2 (2022) estabelece as exigências gerais para projeto e dimensionamento das estruturas de aço que integram o sistema construtivo, com base no método dos estados-limites especificados na NBR 14762. NBR 16970-3 (2022) estabelece requisitos e detalhes construtivos para interfaces entre sistemas, como entre paredes e pisos, externos e internos, entre paredes e esquadilhas, entre paredes ou pisos e instalações.

2.3 GENERALIDADES

Segundo a NBR 16970-2 (2022) a estrutura do sistema construtivo LSF é caracterizada por ser construída por perfis ou barras esbeltos de aço revestido, disposto em uma modulação

sub múltipla das dimensões das placas que fazem o fechamento da estrutura formando painéis que têm comportamento estrutural. Esses painéis, então, são submetidos às ações gravitacionais, à ação do vento e à ação de sismos, quando for o caso.

Uma importante característica desse sistema é que os montantes dos painéis do pavimento superior devem estar alinhados com os montantes dos painéis do pavimento inferior, com as vigas de entrepiso e com a estrutura do telhado (o que define o termo *in-line framing*).

Elementos não estruturais não podem comprometer a continuidade da estrutura, para poder assegurar a estabilidade e a vida útil do sistema. A figura 2.4 apresenta uma visão geral do sistema *light steel framing* e seus principais componentes, desde sua fundação, fechamento externo até sua cobertura.

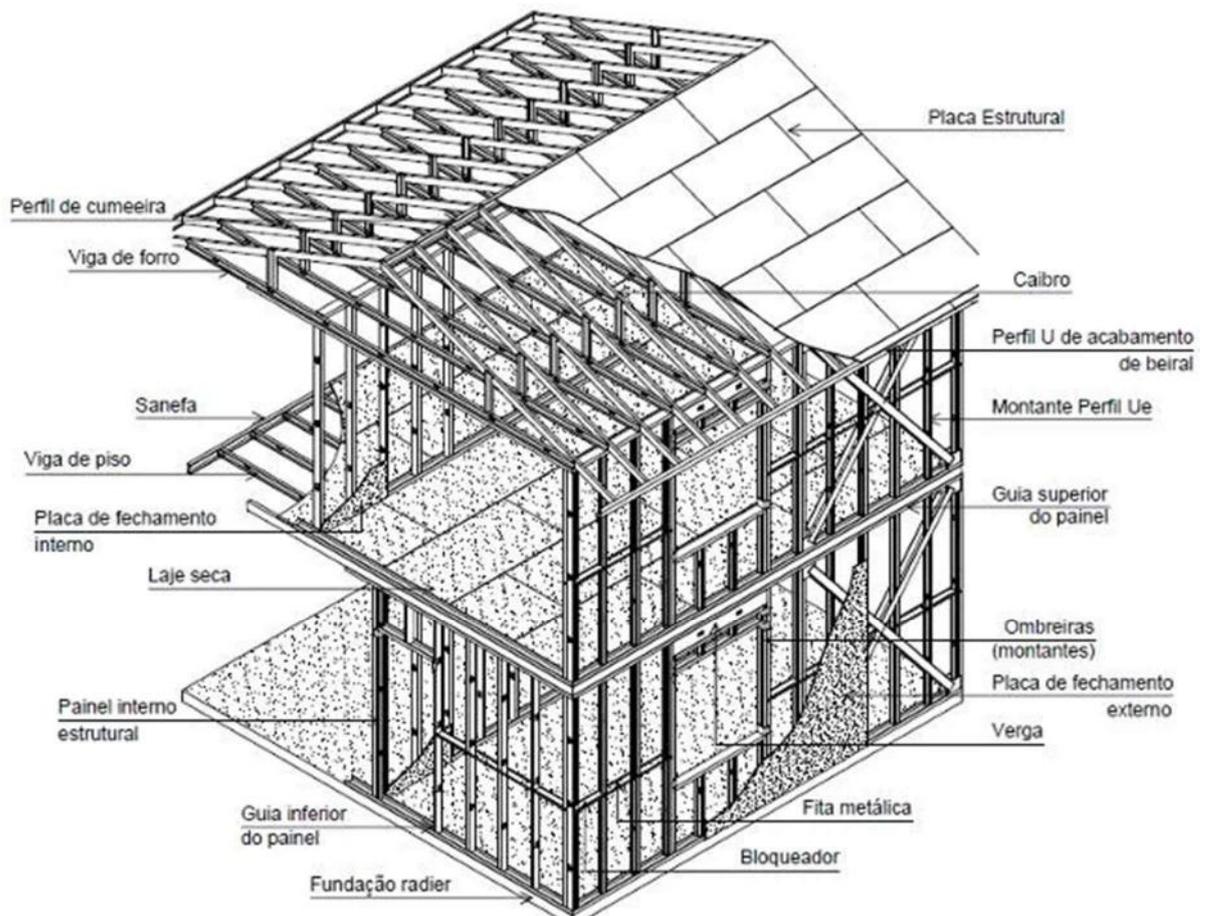


Figura 2.4– Visão geral do sistema LSF e seus componentes. Fonte NBR 16970-2(2022).

Já a figura 2.5 mostra o conceito *in line framing* que seria a estrutura alinhada do topo à base. Todos os painéis do pavimento superior alinhados com os montantes dos painéis do pavimento inferior.

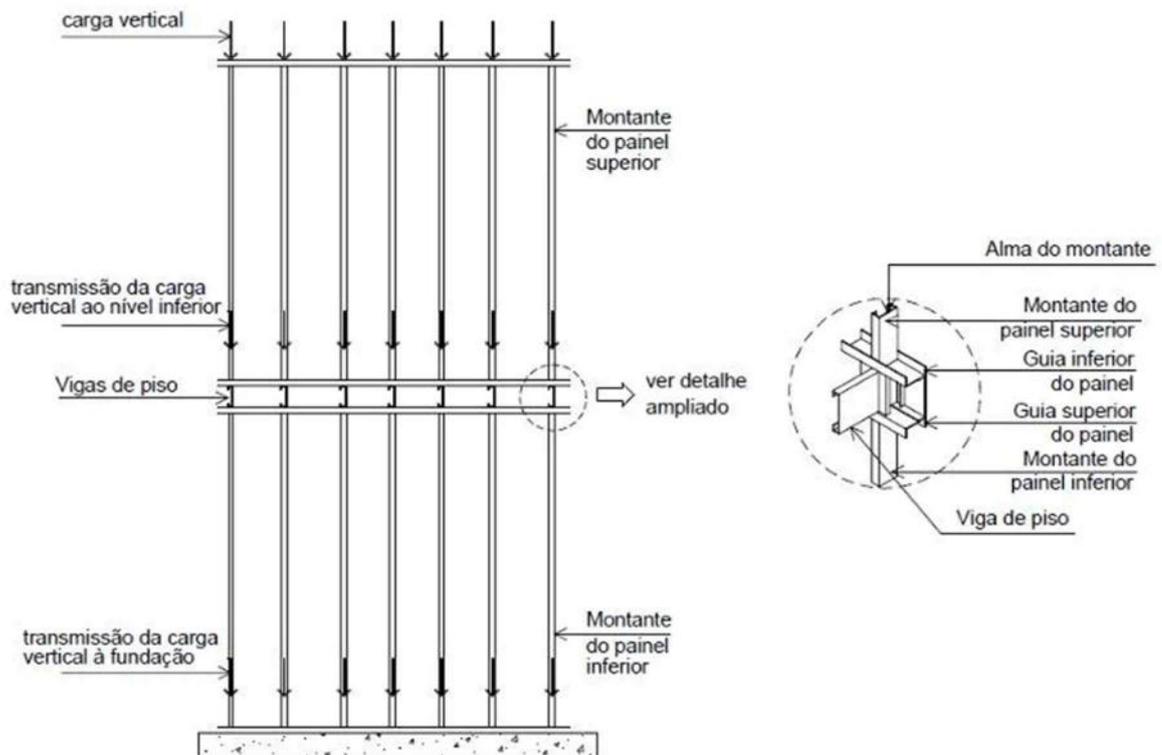


Figura 2.5- Conceito in line framing estrutura alinhada do topo à base. Fonte Manual da construção em Aço, Steel Framing: Arquitetura (2012).

2.4 EXCENRICIDADES TOLERADAS

De acordo com a NBR 16970-2 (2022) não podem ocorrer desalinhamentos entre perfis que estejam em uma mesma prumada, a menos que haja vigas de transição entre os perfis. Os perfis de uma mesma prumada devem ser orientados para a mesma direção. São toleradas pequenas excentricidades, surgidas na fase construtiva, conforme descrito a seguir:

- a) caso o enrijecedor de alma seja interno à viga: a excentricidade máxima entre o eixo da alma da viga e da alma do montante não pode exceder 20 mm.
- b) Caso o enrijecedor de alma seja externo à viga:
 - A excentricidade máxima entre os eixos da alma da viga e da alma do montante deve ser de 20 mm;
 - A excentricidade máxima entre a alma da viga e o montante deve ser de 3 mm.

A figura 2.6 apresenta os casos de tolerância de excentricidade quando o enrijecedor está interno à viga onde a excentricidade máxima entre o eixo da viga e do montante seria 20mm.

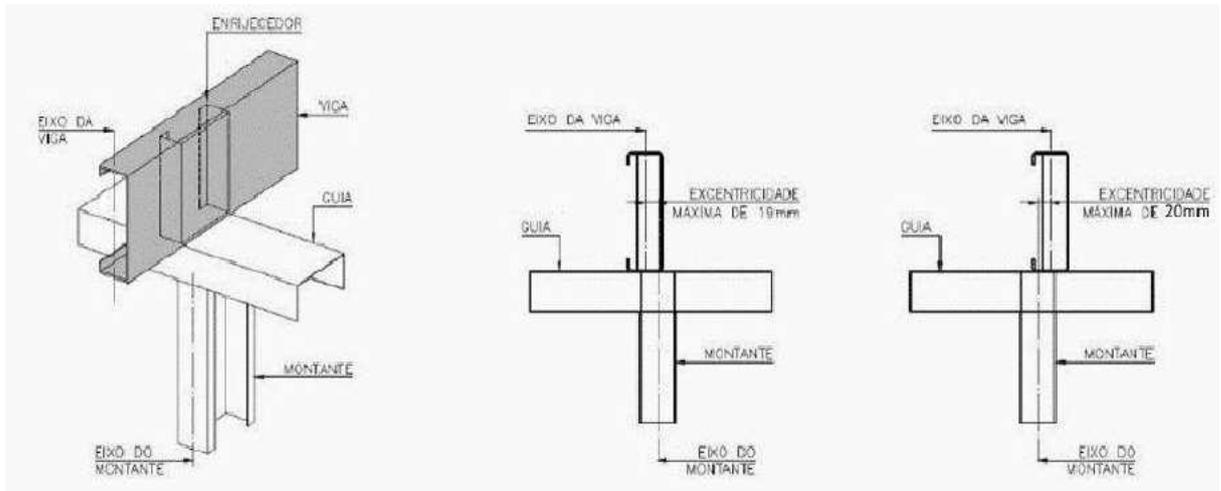


Figura 2.6— Tolerância de excentricidade entre a viga e o montante. Fonte: NBR 16970-2:2022

A figura 2.7 já apresenta o caso que enrijecedor de alma está externo à viga, mostrando que excentricidade máxima entre os eixos da alma da viga e da alma do montante deve ser de 20 mm e a excentricidade máxima entre a alma da viga e o montante deve ser de 3 mm.

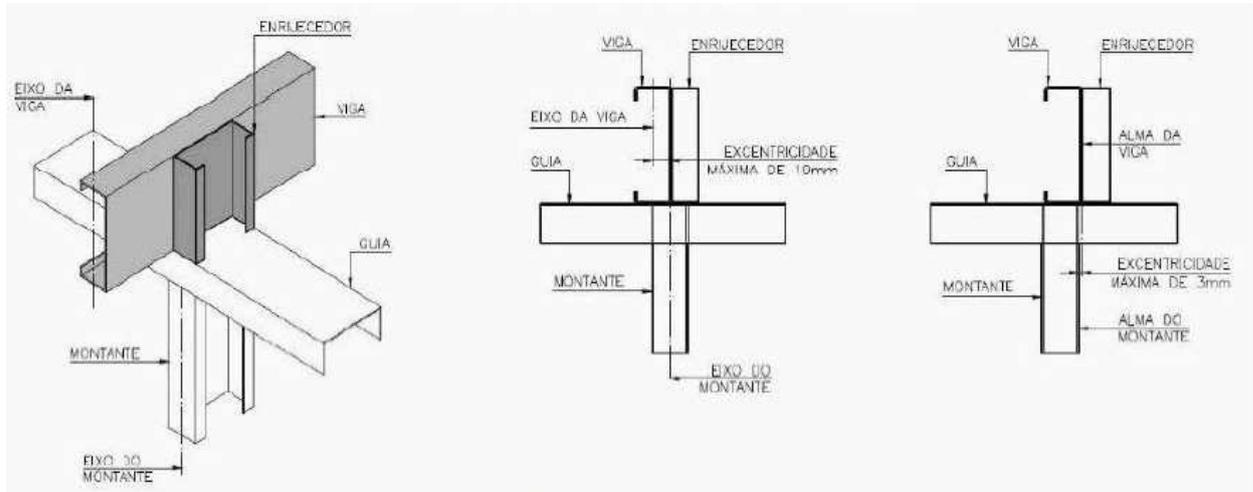


Figura 2.7— Tolerância de excentricidade entre a viga e o montante com enrijecedor de alma externo à viga. Fonte: NBR 16970-2 (2022).

2.5 REQUISITOS DE PROJETO

Para realização de um projeto em LSF é necessário um conjunto de especificações, cálculos estruturais, desenhos de projeto, de fabricação e de montagem dos componentes.

Segundo a NBR 16970-2 (2022) as estruturas devem ser concebidas, calculadas e detalhadas de modo a atender aos requisitos de construtibilidade, segurança e utilização.

Independentemente do tipo de análise utilizado, devem ser atendidas todas as combinações de ações suscetíveis de ocorrer durante a construção e a utilização, respeitados os estados-limites últimos e os estados-limite de serviço requeridos pela NBR 14762 (2001).

A NBR 6123 (1988) recomenda que todas as estruturas metálicas devem prever carregamentos advindos de esforço de vento. Naturalmente, as estruturas tipo LSF se encaixam neste quesito.

2.6 ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO

Segundo a NBR 16970-1 (2022) a fundação deve ser projetada conforme as características do solo e do projeto estrutural das edificações. Além disso, a solução adotada deve atender ao requisito de estanqueidade à fonte de umidade externa à edificação, conforme a NBR 15575-1 (2010), ou seja, o sistema deve impossibilitar a percolação de água do solo por meio das fundações e pisos em contato com o solo. Naturalmente, as fundações devem atender segurança adequada com relação a ruptura e ter recalques compatíveis com a estrutura.

Um requisito extremamente importante para as fundações de estruturas LSF está associado a impedir que a umidade atinja os montantes. Neste sentido, a impermeabilização da estrutura de fundação é realizada para garantir que as estruturas da obra não apresentem vazamentos nem fiquem suscetíveis a patologias – principalmente, infiltrações. Vale lembrar que a exposição à água de chuva, à umidade proveniente do solo e aquela proveniente do uso do edifício habitacional, inclusive à condensação, deve ser considerada em projeto.

Segundo a NBR 15575-1 (2010), deve ser previsto nos projetos a prevenção de infiltração de água de chuva e da umidade do solo nas habitações, por meio dos detalhes a seguir:

- a) Condições de implantação de conjuntos habitacionais, de forma a drenar adequadamente a água de chuva incidente nas ruas internas, lotes vizinhos ou mesmo no entorno próximo ao conjunto
- b) Impermeabilização de porões e subsolos, jardins contíguos às fachadas e quaisquer paredes em contato com o solo, ou pelo menos direcionamento das águas, sem

prejuízo de utilização do ambiente e dos sistemas correlatos e sem comprometer a segurança estrutural;

- c) Impermeabilização das fundações e pisos em contato com o solo;
- d) Ligação entre diversos elementos da construção (como paredes e estrutura, telhado e paredes, corpo principal e pisos ou calçadas laterais).

2.7 INTERFACE ENTRE PAREDES, INSTALAÇÕES E FUNDAÇÕES

Como em todo projeto, é de suma importância assegurar o bom desempenho e durabilidade da estrutura e no LSF não é diferente. Como esse estudo é focado na fundação, será apenas citado a interface entre paredes, instalações e fundações, tópico 4.2.2 da NBR 16970-3 (2022). Segundo a NBR 16970-3 (2022) deve ser considerada a compatibilização entre as instalações, fundações e paredes.

O método de execução dos elementos de fundação deve seguir um conjunto de detalhes específicos, conforme a seguir:

- a) O dimensionamento e execução devem obedecer à NBR 6122 (2019), para o serviço em questão.
- b) Devem existir projetos de impermeabilização específicos para a localidade, assegurando a estanqueidade quando a umidade ascendente, para que não ocorram problemas de durabilidade da edificação. Toda a estrutura em contato com a fundação deve ser envelopada utilizando-se manta para a impermeabilização colada na fundação por meio de um mastique (base asfáltica elastomérico) e/ou selante PU, a fim de promover a estanqueidade do sistema e acabamento adequado, com as seguintes alturas, conforme a área de aplicação, ilustrado na figura 1.8.
 - áreas secas: altura mínima de 50 mm;
 - áreas molhadas e molháveis altura mínima de 200 mm.
- c) Em relação aos níveis da superfície da fundação, admite-se como tolerância máxima 15mm de desnível, medido entre quaisquer pontos da superfície da fundação, e no máximo em desvio de 1 mm/m, a fim de que a planicidade permita o apoio dos painéis;
- d) Se houver calçada externa o perímetro da edificação, ela deve ter no mínimo 600mm de largura e inclinação mínima de 5% do piso da calçada no sentido oposto à fachada;

- e) No caso de jardins, terreno natural ou outros substratos permeáveis e sujeitos ao recebimento de água e umidade, deve haver no local um sistema de drenagem da água, bem como os revestimentos da base da parede devem receber tratamento e impermeabilização para não comprometam a durabilidade do sistema;
- f) Em relação aos desníveis entre a base dos painéis e o nível externo do terreno ou calçada, deve ser considerada a especificação técnica dos fabricantes em relação às respectivas chapas a serem empregadas na face externa da edificação e aos projetos de impermeabilização;
- g) Deve-se assegurar a precisão no posicionamento das passagens de tubulações pela fundação conforme os projetos arquitetônicos e complementares.

A figura 2.8 item (a) apresenta as alturas que a manta asfáltica deve ter para os casos de área seca, molhada e molhável. O item (b) detalha a interação entre parede e sóculo.

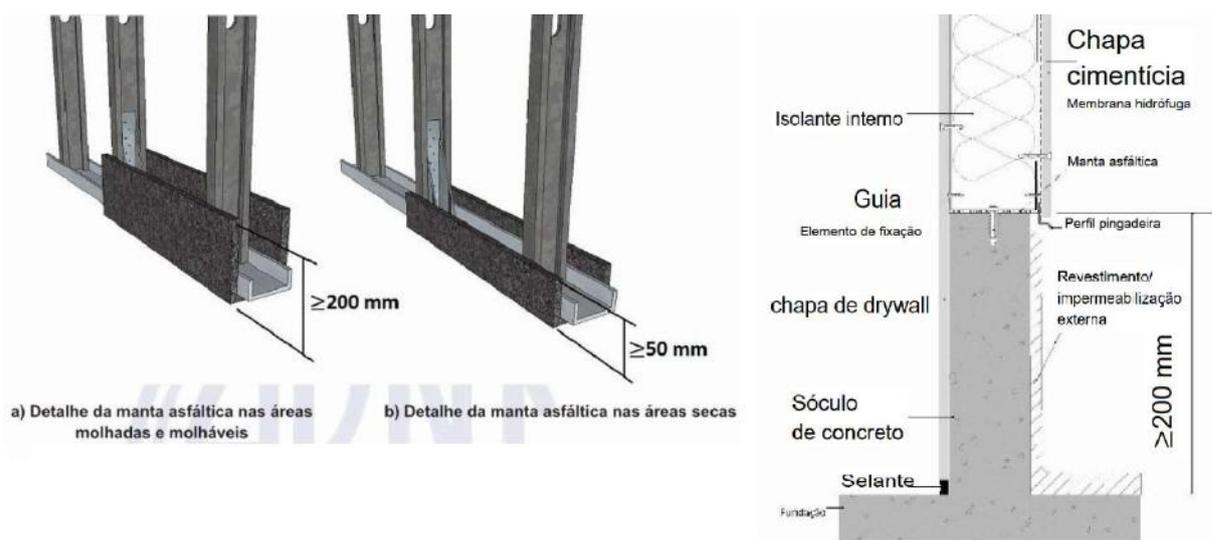


Figura 2.8-- Detalhamento da manta asfáltica. a) áreas molhadas e molháveis; b) áreas secas. Fonte: NBR 16970-3 (2022) e detalhamento da interação entre parede e base sóculo.

A figura 2.9 apresenta as interações entre parede e radier e parede e varanda. Vale destacar, que em ambas as interações existe o encontro entre áreas secas e áreas molhadas.

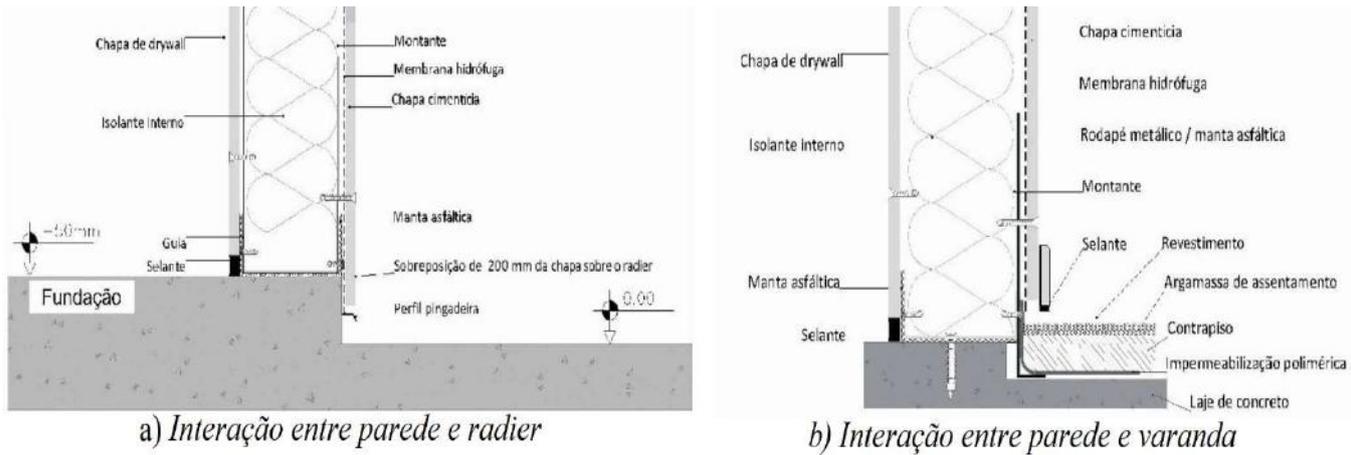


Figura 2.9- a) Detalhe de interação entre parede e radier e b) detalhe de interação entre parede e varanda. Fonte: NBR 16970-3 (2022).

A figura 2.10 apresenta o detalhamento da fixação da estrutura em *steel frame* com uma fundação em sapata corrida. Neste caso, as vigas piso perfil Ue se apoiam na fundação e para dar acabamento externo é fixado perfis U.

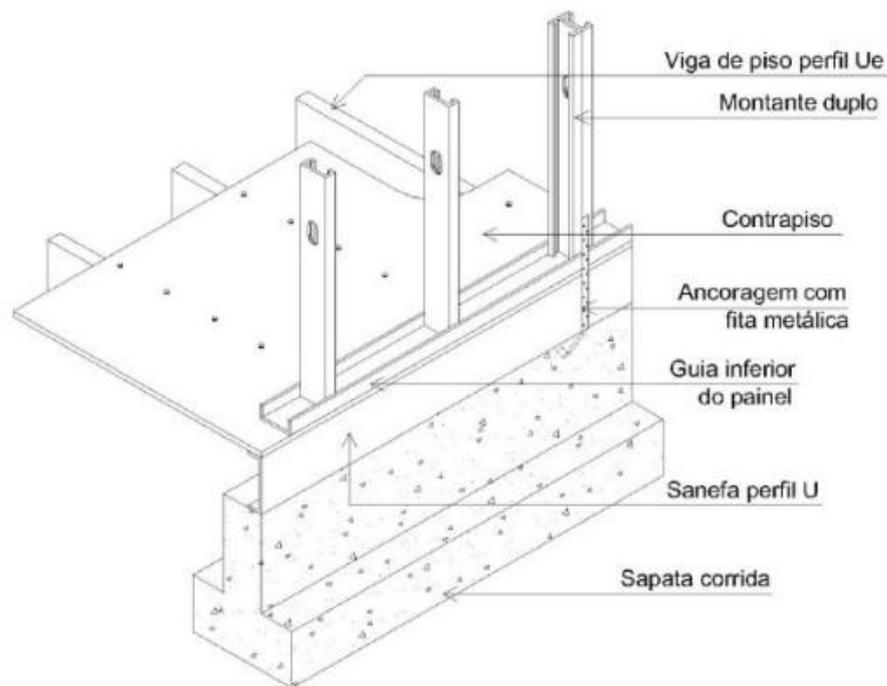


Figura 2.10–Detalhamento da fixação da estrutura com a fundação superficial. Fonte: Castro, 2005.

2.8 OBJETIVOS DE DESENVOLVIMENTO SUSTENTÁVEL - ODS

Um tema que tem se comentado muito atualmente é sobre o ser humano substituir as práticas atuais de todas as áreas por sistemas sustentáveis. Um conceito que vem sendo mais aplicado recentemente é o da ODS.

O conceito de sustentabilidade abrange 17 objetivos para alcançar o desenvolvimento sustentável. Na prática quanto mais números uma determinada atividade possui, mais próximo do idealmente sustentável ela está. A figura 2.11 mostra os 17 objetivos das ODS.



Figura 2.11- Os objetivos das ODS. Fonte: <https://brasil.un.org/pt-br/sdgs>.

Segundo a Associação Brasileira para Reciclagem de Resíduos da Construção Civil e Demolição – ABRECON, o Brasil produz aproximadamente 84 milhões de metros cúbicos de resíduos de construção civil e demolição por ano.

O LSF entra como uma solução na construção civil nesse aspecto, pois quase não gera resíduos e possui baixo consumo de água. O sistema faz parte da construção a seco e chama atenção pela sustentabilidade e velocidade das obras. Acima de tudo, o aço do material é 100% reciclado, ou seja, bem “mais ecológico” do que a alvenaria.

Os sistemas de construção tradicionais, por exemplo, geram mais entulho do que a construção a seco. Neste método construtivo, calcula-se exatamente a quantidade de placas de drywall, cimentícias e perfis de aço para cada projeto. Além disso, todo o material pode ser reutilizado.

A metodologia do Steel Frame poderia contribuir para os seguintes ODS: 6 ,9, 11 e 12. Na figura 2.12 mostra esses os 4 objetivos:

- (ODS 6) Água potável e saneamento: Assegurar a disponibilidade e gestão sustentável da água e saneamento para todos;
- (ODS 9) Indústria, inovação e infraestrutura: Construir infraestruturas resilientes, promover a industrialização inclusiva e sustentável e fomentar a inovação;
- (ODS 11) Cidades e comunidades sustentáveis: Tornar as cidades e os assentamentos humanos inclusivos, seguros, resilientes e sustentáveis;
- (ODS 12) Consumo e produção responsáveis: Assegurar padrões de produção e de consumo sustentáveis.



Figura 2.12-Os 4 objetivos que o ISF pode ser relacionado. Fonte: <https://brasil.un.org/pt-br/sdgs>

O Steel Frame além de super inovador, ele também pode ser encaixado em uma proposta sustentável e, sobretudo, nos ODS.

Porém, o consumo consciente também deve ser levado em conta na hora de reduzir os impactos ambientais.

3. FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

3.1 GENERALIDADES

Fundações superficiais são aquelas que transferem as cargas para camadas de solo capazes de suportá-las. Esta transmissão é feita através da base do elemento estrutural da fundação, considerando apenas o apoio da peça sobre a camada do solo, sendo desprezada qualquer outra forma de transferência das cargas (BRITO, 1987).

“Fundações são os elementos estruturais destinados a transmitir ao terreno as cargas de uma estrutura” (AZEREDO, 1988). Assim, estruturalmente, as fundações devem ter resistência adequada para suportar as tensões causadas pelos esforços solicitantes. Além disso, geotecnicaamente, as fundações devem possuir segurança adequada em relação a ruptura e seus recalques devem ser compatíveis com a estrutura.

Normalmente são executadas em concreto armado, mas em casos especiais podem ser em aço (e.g.: fundações superficiais de torres de linha de transmissão – grelhas). Existem também os blocos de fundação executados somente com concreto (sem armação).

De acordo com NBR 6122 (2019) fundação rasa (direta ou superficial) é definida como o elemento da fundação cuja base está assentada em profundidade inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação, recebendo aí as tensões distribuídas que equilibram a carga aplicada; para essa definição adota-se a menor profundidade, caso essa não seja constante em todo o perímetro da fundação. Quando essa profundidade for maior que 3m já passa a ser classificada como fundação profunda.

Melhado et al (2002) enfatizam que para a escolha da fundação mais adequada, deve-se conhecer os esforços atuantes sobre a edificação, as características geotécnicas do solo, bem como dos elementos estruturais que formam as fundações. (WOLLE,1993 APUD MELHADO ET AL, 2002). É imprescindível conhecer também as características da estrutura (e.g.: rigidez, deformações admissíveis etc.).

Segundo Brito (1987) “fundações bem projetadas correspondem de 3% a 10% do custo total do edifício; porém, se forem mal concebidas e mal projetadas, podem atingir de 5 a 10 vezes o custo da fundação mais apropriada para o caso”.

3.2 INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS

Para a elaboração de projetos de fundação, seguros e econômicos, é necessário realizar o estudo do solo. O grande objetivo das investigações é propiciar o reconhecimento da estratigrafia do local, se possível possibilitando a montagem de um perfil geotécnico, determinar/estimar parâmetros, além do comportamento daquele solo quando submetido a um carregamento.

De acordo com Quaresma et al: in Hachich et al (1998) a determinação das propriedades das camadas do solo pode ser feita através de ensaios laboratoriais ou ensaios de campo. O autor diz ainda que na prática, entretanto, há predominância dos ensaios “in situ”, sendo que a investigação laboratorial fica restrita a alguns casos especiais em solos coesivos.

A escolha do tipo de processo de investigação geotécnica deve ser compatível com as características do subsolo e as propriedades a serem medidas. Segundo Melhado et al (2002, p. 1) “na grande maioria dos casos, o estudo se resume em sondagens de simples reconhecimento com medida de N_{SPT} , mas dependendo do porte da obra ou se as informações obtidas não forem satisfatórias, outros tipos de pesquisas são executados, como por exemplo, poços exploratórios, ensaio de penetração contínua, ensaio de palheta”. Militisky (1986), aborda o assunto dizendo que: “a engenharia de fundações correntes no Brasil pode ser descrita como a geotecnia do SPT”.

Características como: número de pontos de sondagem, seu posicionamento no terreno (levando-se em conta a posição relativa do edifício) e a profundidade a ser atingida são determinadas por profissional capacitado, baseado em normas brasileiras pertinentes à programação e execução de sondagens de simples reconhecimento do solo (NBR 8036/1983) e na sua experiência (BRITO, 1987 apud MELHADO, 2002).

3.3 TIPOS DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

A tabela 3.1 resume os tipos de fundações superficiais de acordo com a NBR 6122 (2019). Cabe destacar que as sapatas e os radiers são as fundações superficiais mais utilizadas na prática da engenharia.

Tabela 3.1- Classificação com os diversos tipos de fundação superficiais.

Fundações diretas rasas	Bloco de fundação	
	Sapata	Isolada
		Corrida
		Associada
Radier		

Fonte: Autor (2022)

3.3.1 Bloco de fundação

Segunda a NBR 6122 (2019) a definição de bloco seria elemento de fundação rasa de concreto ou outros materiais tais como alvenaria ou pedras, dimensionado de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas pelo material sem necessidade de armadura.

A figura 3.1 apresenta um bloco de fundação. Destaca-se que a forma de sua base pode ter qualquer formato, mas os mais comuns são quadrados ou retangulares. Além disso, suas faces podem ser verticais, escalonadas ou inclinadas.



Figura 3.1- Bloco com base quadrada. Fonte: Melhado (2002)

3.3.2 Sapata isolada

São aquelas que transmitem para o solo, através de sua base, a carga de uma coluna (pilar) (BRITO, 1987). Pode possuir espessura constante ou variável, sendo sua base em planta normalmente quadrada ou retangular. Eventualmente pode assumir formato circular ou trapezoidal.

Costuma ser a melhor escolha quando o terreno apresenta tensão admissível compatível com o carregamento proveniente da estrutura (adaptado de Azevedo, 2002). São executadas em concreto armado, em formato de tronco de pirâmide ou com altura constante. Em muitas obras de edifícios ou casas são interligadas por cintas para elevar a rigidez do sistema como um todo, uniformizando os recalques. A figura 3.2 apresenta alguns tipos de sapatas isoladas com bases diferentes.



Figura 3.2- Sapatas isoladas. Fonte: Fundações Melhado; Silvio 2002 e Guimarães,(2021).

3.3.3 Sapatas corridas

A norma brasileira NBR 6122 (2019) conceitua sapata sujeita à ação de uma carga distribuída, linearmente, como mostrado na figura 3.3, ou de três ou mais pilares ao longo de um mesmo alinhamento, desde que representem menos de 70 % das cargas da estrutura.

De acordo com Bastos (2016, p. 08):

As sapatas corridas são comuns em construções de pequeno porte, como casas e edificações de baixa altura, galpões, muros de divisa e de arrimo, em paredes de reservatórios e piscinas etc. Constituem uma solução economicamente muito viável quando o solo apresenta a necessária capacidade de suporte em baixa profundidade. (BASTOS, 2016, p.08)



Figura 3.3- Sapatas corrida. Fonte: <https://celere-ce.com.br/construcao-civil/fundacoes-de-obras/>.

Recentemente, com o aumento da demanda por construções de alvenaria estrutural, ou ainda estruturas leves, vem sendo muito requisitadas em algumas regiões (e.g.: Rio das Ostras e Macaé), Ferreira, 2022.

3.3.4 Sapatas associadas

Definida pela NBR 6122 (2019) como sapata comum a dois pilares, como ilustrado na figura 3.4. A denominação se aplica também a sapata comum a mais de dois pilares, quando não alinhados e desde que representem menos de 70% das cargas da estrutura.



Figura 3.4- Sapatas associadas. Fonte: <https://celere-ce.com.br/construcao-civil/fundacoes-de-obras/>.

3.3.5 Radier

E por fim, mas não menos importante a fundação superficial em radier (figura 3.5), que é definida pelo NBR 6122 (2019) como elemento de fundação rasa dotado de rigidez para receber e distribuir mais de 70% das cargas da estrutura.



Figura 3.5- Fundação superficial em radier. Fonte: Guimarães, 2021

4. CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS A RUPTURA GEOTÉCNICA DO SOLO

4.1 CARGA (TENSÃO) DE RUPTURA (Q_{RUP})

Define-se a capacidade de carga de uma fundação ou carga de ruptura (Q_{rup}) sendo a carga correspondente à ruptura do terreno da fundação. Considerando o comportamento de uma fundação em uma dada prova de carga, a carga de ruptura seria aquela para a qual o deslocamento cresce indefinidamente para um dado valor de carga. Naturalmente esse conceito pode ser aplicado não apenas em termos de carga (carga de ruptura), mas igualmente em termos de tensão (tensão de ruptura).

A figura 4.1 apresenta a curva carga versus recalque de uma fundação. Destaca-se que é possível observar a formação de um patamar quando é atingida a carga de ruptura. Vale destacar que as soluções para cálculo da carga de ruptura empregam a teoria da plasticidade, pois na região da curva correspondente a esta carga o regime atuante é o plástico.

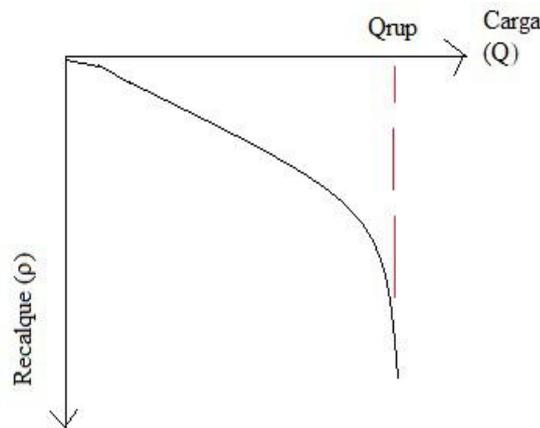


Figura 4.1- Curva carga-recalque de uma fundação Fonte: Slide Aula 8 Fundações 1 UFRJ

4.2 CARGA (TENSÃO) DE SEGURANÇA (Q_{SEG})

É a carga (tensão) de ruptura dividida por um adequado fator (ou coeficiente) de segurança, FS, não levando em conta os recalques que a estrutura possa vir a sofrer.

$$Q_{seg} = \frac{Q_{rup}}{FS} \quad (4.1)$$

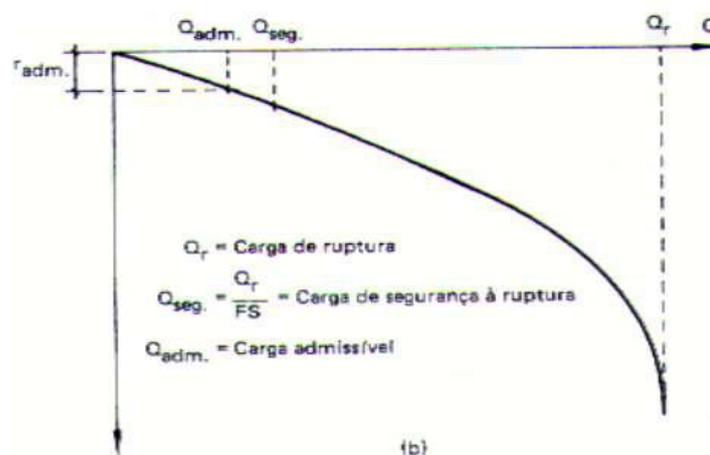
O fator de segurança depende de vários fatores, tais como:

- (i) Confiança na estimativa das solicitações;
- (ii) Variação das solicitações em relação ao projeto;
- (iii) Combinação (ocorrência simultânea) de solicitações,
- (iv) Consequências do colapso;
- (v) Conhecimento dos parâmetros geotécnicos;
- (vi) Confiança no método de cálculo.

O fator de segurança (F.S.) normalmente é variável com o problema que está sendo analisado, porém, de acordo com a NBR 6122 (2019), este coeficiente não pode ser inferior a 3, quando se trata de fundações superficiais e 2 quando se trata de fundações profundas.

4.3 CARGA (TENSÃO) ADMISSÍVEL (Q_{ADM})

É a maior carga transmitida pela fundação que o terreno admite, em qualquer caso, com adequada segurança à ruptura e sofrendo deformações compatíveis com a sensibilidade da estrutura aos deslocamentos da fundação. A figura 4.2 ilustra a carga de ruptura, a carga de segurança e a carga admissível.



Naturalmente, portanto ter-se-ia $Q_{adm} \leq Q_{seg} < Q_{rup}$

Figura 4.2- Curva carga-recalque de uma fundação. Fonte: Marangon, Capítulo-07-Capacidade-de-Carga-dos-Solos-2018.pdf.

Na prática dos projetos de fundação, não é esta sequência, uma vez que a carga é dada pela estrutura é um valor fixo, e o que se deve alterar são as dimensões da fundação de modo a que esta venha ser capaz de possuir segurança com relação à ruptura e recalques compatíveis com a estrutura.

4.4 CARGA (TENSÃO) DE TRABALHO (Q_{TRAB})

É a carga que realmente age no elemento de fundação. A diferença entre a carga admissível e a carga de trabalho é que a primeira é aquela que se permite aplicar à fundação, enquanto a segunda é aquela que realmente atua. A carga de trabalho dificilmente é conhecida na prática, pois para tal deveria ser medida e não estimada.

Segundo Fernando Artur de fato, sabe-se que as cargas calculadas no caso de prédios são conservativas, e muitos engenheiros costumam dizer que uma tonelada de carga de prédio é mais leve que uma tonelada de carga de silo ou tanque.

4.4.1 Fatores a serem considerados para a determinação da tensão admissível ou da tensão resistente de cálculo

Segundo a NBR 6122 (2019) devem ser considerados os seguintes fatores nessa determinação:

- Características geomecânicas do subsolo;
- Profundidade da fundação;
- Dimensões e forma dos elementos de fundação;
- Influência do lençol d'água;
- Eventual alteração das características do solo (expansivos, colapsíveis etc.) devido a agentes externos (encharcamento, contaminação, agressividade etc.);
- Alívio de tensões;
- Características ou peculiaridades da obra;
- Sobrecargas externas;
- Inclinação da carga;

- Inclinação do terreno;
- Estratigrafia do terreno;
- Recalques.

4.4.2 Métodos para a determinação da capacidade de carga de fundações superficiais

De acordo com a norma brasileira NBR 6122 (2019) a capacidade de carga de fundações superficiais pode ser determinada por um dos seguintes critérios:

a) Prova de carga sobre placa

Ensaio realizado de acordo com a NBR 6489 (2019), cujos resultados devem ser interpretados de modo a considerar a relação modelo-protótipo (efeito de escala), bem como as camadas influenciadas de solo.

b) Métodos teóricos

Podem ser empregados métodos analíticos (teorias de capacidade de carga) nos domínios de validade de sua aplicação, desde que contemplem todas as particularidades do projeto, inclusive a natureza do carregamento (drenado ou não drenado).

c) Métodos semiempíricos

São métodos que relacionam resultados de ensaios (tais como o SPT, CPT etc.) com tensões admissíveis ou tensões resistentes de cálculo. Devem ser observados os domínios de validade de suas aplicações, bem como as dispersões dos dados e as limitações regionais associadas a cada um dos métodos.

4.5 ABORDAGEM DE TERZAGHI (1943) PARA A ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA A RUPTURA DE UMA FUNDAÇÃO SUPERFICIAL

Terzaghi (1943) analisou a capacidade de carga de ruptura em solos de diversas categorias, ou seja, solos coesivos (c) e solos não-coesivos (ϕ). Além disso, os modelos físicos

utilizados por Terzaghi (1943) consideravam sapata corrida, quadrada e circular assentes no nível do terreno.

Segundo Terzaghi (1943), a curva de carga versus recalque de uma prova de carga em uma fundação superficial pode assumir uma forma situada entre as curvas c_1 e c_2 , conforme figura 4.3.

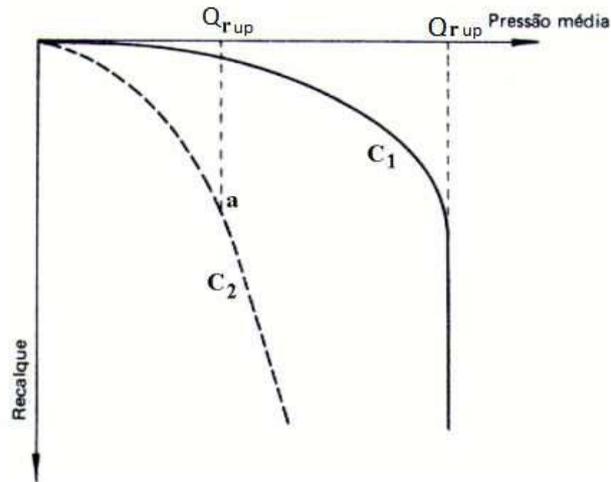


Figura 4.3– Critérios de ruptura: Comportamentos frágil e plástico. (Alonso, 1983)

A curva c_1 constitui o que se poderia denominar de ruptura verdadeira, às vezes também chamada de ruptura franca, em inglês “*plunging*”. Nesta curva, a fundação apresenta um bom comportamento, ou seja, os deslocamentos são pequenos à medida que se acresce o carregamento. Num determinado valor de carga, a tangente à curva muda abruptamente de inclinação para uma tangente vertical, ou seja, não se consegue, mais fazer com que a fundação ganhe carga, e os recalques crescem indefinidamente. É a ruptura clássica ou conceitual. Segundo Terzaghi (1943), este tipo de comportamento é próprio de solos de alta resistência.

Por outro lado, se, como na curva c_2 desde o início do carregamento a fundação já vai sofrendo deslocamentos significativos, é definida a ruptura, nesse caso, portanto, convencional, no ponto onde a curva se torna uma reta de elevada inclinação. Segundo Terzaghi (1943), este tipo de comportamento é próprio de solos de baixa resistência.

Naturalmente, ainda segundo Terzaghi (1943), curvas de comportamento intermediário entre c_1 e c_2 terão valores de carga de ruptura entre dois modos de ruptura.

O processo de ruptura do maciço de solo onde se apoia uma fundação direta pode ser considerada conforme esquematicamente mostrado na Figura 4.4.

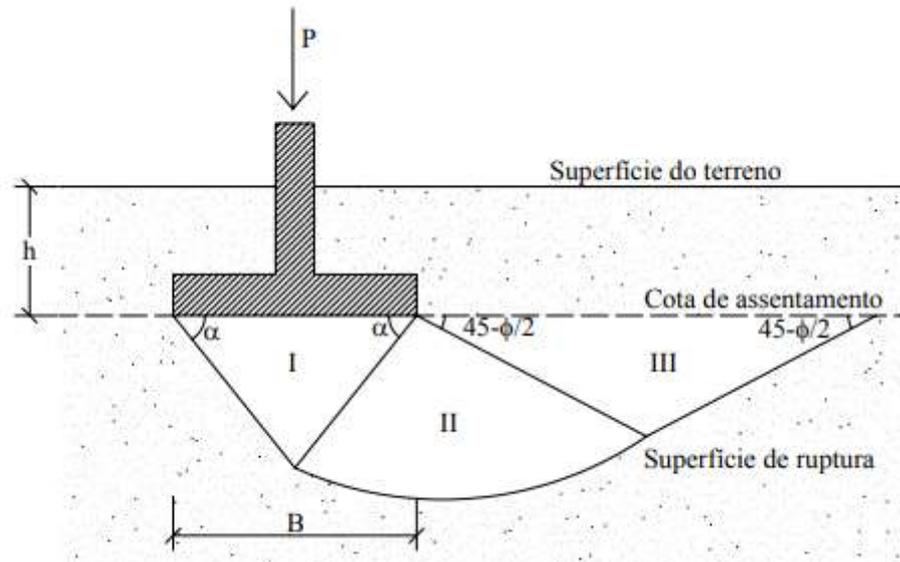


Figura 4.4– Superfície potencial de ruptura para o maciço de solo submetido à ação de uma fundação superficial.

Nesta figura pode-se observar que a superfície potencial de ruptura do solo é composta por três diferentes regiões:

- Região I: cunha imediatamente abaixo do elemento de fundação, onde a superfície de ruptura apresenta um trecho reto;
- Região II: caracterizada pela superfície potencial de ruptura apresentar a forma de uma espiral logarítmica, e estar submetida a um estado de tensões passivas de Rankine;
- Região III: caracterizada pela superfície potencial de ruptura apresentar um trecho reto, e pela cunha formada também estar submetida a um estado de tensões passivas de Rankine.

De acordo com o modelo proposto por Terzaghi (1943) a ruptura do solo, quando submetido a uma tensão igual a Q_{rup} , ocorrerá inicialmente na forma de punção, que se caracterizará pelo deslocamento vertical da cunha formada na região I abaixo do elemento de fundação. Este punção originará empuxos laterais de terra sobre a região II, que os transmitirá à região III, fazendo com que toda a resistência ao cisalhamento do solo ao longo da superfície de ruptura que delimita as regiões II e III seja mobilizada. Na ruptura, as tensões existentes em certas regiões do solo de fundação encontram-se totalmente mobilizadas, representando, portanto, uma condição limite da capacidade do solo.

A partir das considerações anteriormente, a capacidade de carga do solo (Q_{rup}), proposta por Terzaghi em 1943, pode ser calculada para:

a. Solos resistentes (ruptura generalizada):

a.1) Fundações corridas (comprimento infinito)

$$q_{rup} = c.N_c + q.N_q + 1/2 \gamma.B.N_\gamma \quad (4.2)$$

onde:

q_{rup} : capacidade de carga ou tensão de ruptura dos solos;

c : coesão efetiva dos solos;

γ^1 : peso específico dos solos;

q : tensão efetiva do solo na cota de apoio da fundação ($q = \gamma h$);

N_c, N_γ, N_q : fatores de carga obtidos em função do ângulo de atrito do solo na Figura

4.5.

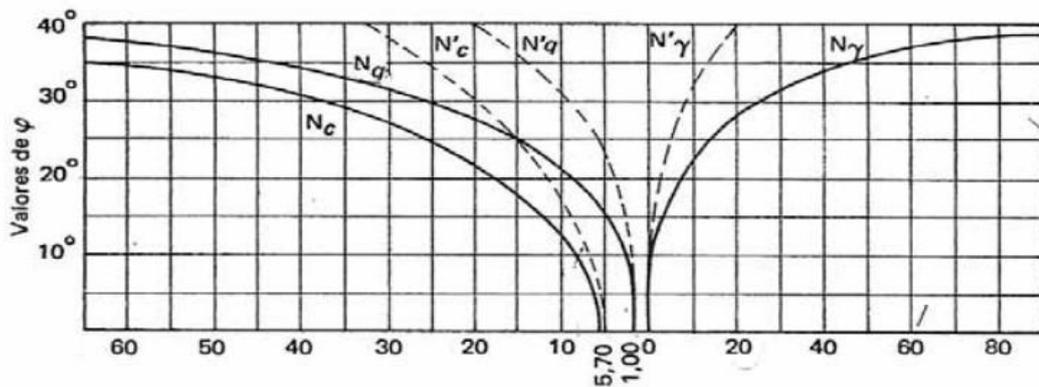


Figura 4.5- Fatores de capacidade de carga (Terzaghi, 1943)

a.2) Fundações quadradas

$$q_{rup} = 1,3.c.N_c + q.N_q + 1,0,4.\gamma.B.N_\gamma \quad (4.3)$$

a.3) Fundações circulares

$$q_{rup} = 1,3.c.N_c + q.N_q + 1,0,3.\gamma.D.N_\gamma \quad (4.4)$$

Sendo D o diâmetro da fundação.

¹ Deve-se atentar para a posição do nível d'água, pois ele influenciará diretamente no valor do peso específico (γ_{nat} , γ_{sat} e γ_{sub})

b. Solos fracos (ruptura localizada):

Neste caso, Terzaghi (1943) recomenda que sejam empregadas as mesmas expressões. Entretanto, os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo devem ser minorados. Ou seja, uma vez obtidos os valores de c e ϕ deve-se obter os valores a serem empregados no cálculo c^* e ϕ^* , sendo

$$c^* = \frac{2}{3}c \quad (4.5)$$

$$\text{tg}\phi^* = \frac{2}{3}\text{tg}\phi \quad (4.6)$$

Para os solos de ruptura localizada os fatores de capacidade de carga a serem utilizados na determinação da capacidade de carga das fundações diretas pela formulação clássica de Terzaghi (1943) devem ser obtidos na tabela 4.1 nas curvas para Nc' , Nq' e Ng' .

Tabela 4.1- Fatores de capacidade de carga Terzaghi. Fonte: Bowles, (1968).

ϕ	Nc	Nq	Ng	Nc'	Nq'	Ng'
0	5,7	1	0	5,7	1	0
5	7,3	1,6	0,5	6,7	1,4	0,2
10	9,6	2,7	1,2	8	1,9	0,5
15	12,9	4,4	2,5	9,7	2,7	0,9
20	17,7	7,04	5	11,8	3,9	1,7
25	25,1	12,7	9,7	14,8	5,6	3,2
30	37,2	22,5	19,7	19	8,3	5,7
34	52,6	36,5	35	23,7	11,7	9
35	57,8	41,4	42,4	25,2	12,6	10,1
40	95,7	81,3	100,4	34,9	20,5	18,8
45	172,3	173,3	297,5	51,2	35,1	37,7
48	258,3	287,9	780,1	66,8	50,5	60,4
50	347,5	415,1	1153,2	81,3	65,6	87,1

Adaptado de Terzaghi (1943) apud Bowles (1968)

4.6 ABORDAGEM DE VESIC (1975)

A teoria de Vesic (1975) tem muitas semelhanças com a teoria de Terzaghi (1943), mas apresenta a possibilidade de introdução de uma série de fatores que influenciam a capacidade de carga da fundação. Vesic (1975) também analisou a capacidade de carga de ruptura em solos

coesivos (c) e solos não-coesivos (ϕ). Já os modelos físicos utilizados por Vesic (1975) consideravam as sapatas assentes em qualquer profundidade.

É muito importante destacar que Vesic (1975) ampliou o conceito dos modos de ruptura inicialmente propostos por Terzaghi (1943). Assim, Vesic (1975) estabeleceu 3 modos de ruptura:

i) RUPTURA GENERALIZADA

A ruptura generalizada ocorre no caso de solos mais resistentes e sapatas rasas. A superfície de ruptura é contínua, desde uma borda lateral da sapata até a superfície do terreno do outro lado, assim como acontece para a direção contrária. A ruptura é súbita, causando o tombamento da sapata e a elevação de terra na superfície do terreno. Muitas vezes acontece com deslocamentos pequenos.

ii) RUPTURA POR PUNÇIONAMENTO

A ruptura por punçionamento ocorre nos solos mais deformáveis, como a argila. Em vez do tombamento, acontece o afundamento da sapata devido a ruptura do solo. A carga de ruptura é atingida quando o recalque se torna muito elevado e o solo não resiste às tensões de cisalhamento.

iii) RUPTURA LOCALIZADA

Este é um caso intermediário entre os dois outros modos. A superfície de deslizamento não aflora na superfície, não causando rupturas súbitas. Os deslocamentos também são acentuados e costumam acontecer em solos menos resistentes, mas não como no caso da ruptura por punçionamento.

A figura 4.6 apresenta os esquemas dos três tipos de ruptura para uma fundação superficial. Além disso, um gráfico que relaciona os tipos de ruptura com a compacidade relativa das areias e a profundidade relativa de assentamento de fundações superficiais também é apresentado. Como se pode observar, mesmo uma areia com densidade relativa alta pode romper pelos três modos de ruptura, dependendo da profundidade da fundação.

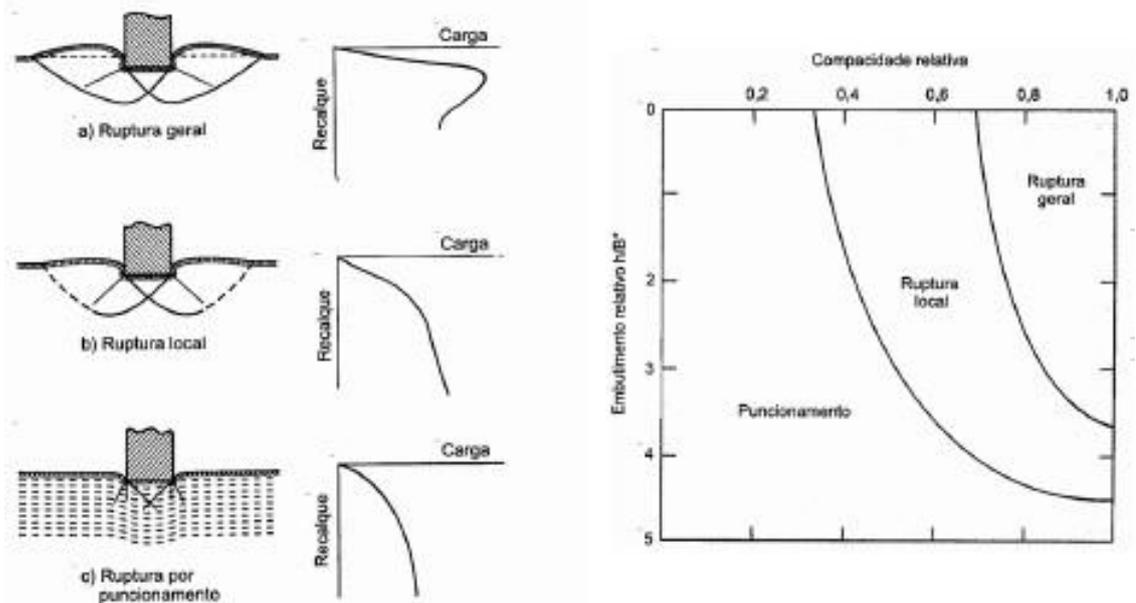


Figura 4.6- a) Ruptura geral; b) Ruptura local; c) Puncionamento; d) Condições de ocorrência dos modos de ruptura em areia (Vesic, 1975)

Cabe destacar que muitas vezes, na prática de projeto de fundações, devido às classificações dos solos nos boletins de sondagem com medida de N_{SPT} é muito difícil identificar qual tipo de ruptura irá acontecer para um determinado caso. Normalmente se considera a mesma abordagem para rupturas localizadas e por punçionamento, ou seja, para solos menos resistentes.

A figura 4.7 apresenta um caso clássico de ruptura generalizada em fundações superficiais de conjunto de silos de concreto de grandes dimensões ocorrida no Japão na década de 1960.

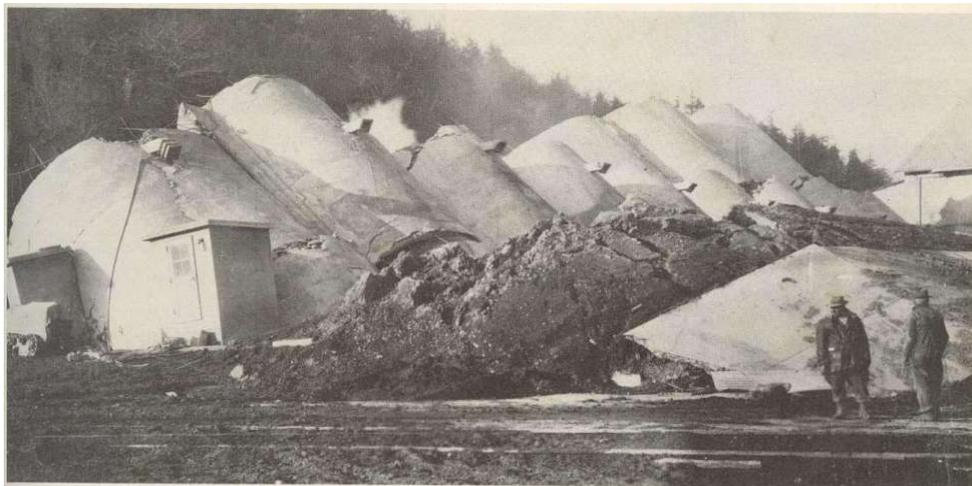


Figura 4.7- Ruptura generalizada em conjunto de silos de concreto (Tschebotarioff 1978). Fonte: Fundações diretas. São Paulo, Oficina de Textos. 2011.

Vesic (1975) amplia o conceito anterior de Terzaghi (1943) e mostra que não apenas o tipo de solo condiciona o modo de ruptura, mas este depende da compressibilidade relativa dos solos para uma dada geometria da fundação e condições de carregamento. A tabela 4.2 resume os modos de ruptura associados aos respectivos tipos de solo, tipo de fundação e tipos de carregamento.

Tabela 4.2- Modos de rupturas para diferentes tipos de solo, fundação e carregamento (Vesic, 1975).

Tipo de solo	Tipo de fundação	Carregamento ¹	Modulo de Ruptura
Areias compactas	Superficial	Qualquer	Generalizada
Areias compactas	Profunda	Qualquer	Por puncionamento
Areias fofas	Superficial	Qualquer	Por puncionamento
Argilas moles saturadas	Superficial	Rápido	Generalizada
Argilas moles saturadas	Superficial	Lento	Por puncionamento
Camada de argila mole ou areia fofa subjacente à camada suporte de areia compacta	Superficial	Qualquer	Por puncionamento

"Válido apenas para cargas estáticas

Adaptado de Vesic (1975)

A partir das considerações apresentadas, a capacidade de carga do solo (Q_{rup}), proposta por Vesic (1975), pode ser calculada para:

a) Para caso de ruptura generalizada:

a.1) Fundações corridas (comprimento infinito)

$$q_{rup} = c.N_c + q.N_q + 1/2 \gamma.B.N_\gamma \quad (4.7)$$

A expressão (4.7) de Vesic (1975) é idêntica à expressão (4.2) de Terzaghi (1943). Entretanto, os fatores de capacidade de carga de um e outro e outros autores são ligeiramente diferentes. Os valores a serem empregados para a teoria de Vesic (1975), em função do ângulo de atrito, constam na tabela 4.3.

Tabela 4.3- Fatores de capacidade de carga, adaptado de Vesic (1975)

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$\tan \phi$	ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$\tan \phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00	26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02	27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03	28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05	29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07	30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09	31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11	32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12	33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14	34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16	35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18	36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19	37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21	38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23	39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25	40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27	41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29	42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31	43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32	44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34	45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36	46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38	47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40	48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42	49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45	50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47						

a.2) Para o caso de formas da base da fundação

Nestes casos, Vesic (1975) introduziu fatores de forma, de modo que a expressão (4.8) se aplica a outras formas da base da fundação.

$$\text{grup} = c.N_c . S_c . + q.N_q . S_q + 1/2 \gamma . B . N_\gamma . S_\gamma \quad (4.8)$$

Sendo S_c , S_q e S_γ , fatores de forma, podendo ser obtidos a partir da Tabela 4.4

Tabela 4.4- Fatores de forma Vesic (1975)

Forma de Base	S_c	S_q	S_γ
Corrida	1	1	1
Retangular	$1 + (B/L)(N_q/N_c)$	$1 + (B/L)\tan\phi$	$1 - 0,4(B/L)$
Circular e quadrada	$1 + (N_q/N_c)$	$1 + \tan\phi$	0,6

Adaptado de Vesic (1975)

b) Para o caso de ruptura localizada e por puncionamento

Diferente de Terzaghi (1943), Vesic (1975) não emprega expressões distintas para o cálculo da capacidade de carga de fundações que possam apresentar diferentes modos de

ruptura. A proposta de Vesic (1975) consiste em utilizar fatores de compressibilidade, os quais são adicionados à expressão (4.8) vista anteriormente. Entretanto, esses fatores dependem do valor do índice de rigidez do solo, extremamente difícil de se estimar através das sondagens à percussão. Assim, sugere-se na prática realizar as mesmas considerações de Terzaghi (1943) para estes tipos de ruptura, ou seja, realizar a redução de parâmetros de resistência ao cisalhamento: c e ϕ

5. ESTIMATIVA DE RECALQUE

O recalque é definido como sendo o deslocamento vertical, para baixo, da base da fundação em relação ao indeformável. Segundo Cintra et al. (2003), quando se aplica carga em uma fundação, esta irá, inevitavelmente, sofrer recalques que poderão ter algumas dezenas de milímetros, mas que poderão chegar a algumas centenas de milímetros.

A estimativa de como os recalques poderão se desenvolver em projetos de edificações é importante para evitar possíveis manifestações patológicas durante a vida útil de uma obra de engenharia civil.

Os métodos de Schmertmann (1978) e de Barata (1984), são dois dos mais empregados na prática brasileira de fundações. Estes métodos consideram o recalque de placas rígidas e isoladas. No cálculo da estimativa de recalque, levam-se em consideração valores como carga aplicada da estrutura, N_{SPT} , módulo de deformabilidade do solo, coeficiente de Poisson, e, naturalmente, as dimensões das fundações.

- O MÉTODO DO PROF. BARATA (1984, 1986)

Existem vários métodos para estimativa de recalques. O Método de Barata (1984, 1986) se aplica bem à realidade de solos tropicais brasileiros. Desta maneira o referido método foi utilizado como base da estimativa dos valores dos recalques das fundações.

Baseado na teoria da elasticidade, Barata (1984, 1986) apresentou a equação 5.1 para o cálculo de recalques (Δh):

$$\Delta h = \lambda c \Delta \frac{P}{Ez} B(1 - \mu^2) \quad (5.1)$$

em que:

p = tensão aplicada à fundação (carga do pilar dividida pela área da fundação);

B = largura (menor dimensão) ou diâmetro da fundação;

μ = coeficiente de poisson do solo;

Ez = módulo de deformabilidade do solo (ou módulo de placa);

$c\Delta$ = fator de forma da fundação;

λ = coeficiente de Mindlin, $\lambda \leq 1$, que leva em consideração o fato de a fundação estar assente a uma profundidade h e não na superfície do terreno.

Vale destacar que, caso a fundação seja retangular, o *menor lado* da fundação é considerado B e o *maior lado* da fundação (comprimento), é designado L .

A tabela 5.1 mostra os fatores de forma que são empregados no método de Barata (1984). São consideradas fundações circulares, quadradas, e retangulares através da relação L/B . Destaca-se que para fins práticos, uma fundação em sapata corrida deve possuir uma relação $L/B > 5$

Tabela 5.1– Fatores de forma $c\Delta$

Forma da fundação		Valores de $c\Delta$
Circular		0,88
Quadrada		0,82
Retangular	L/B= 1,5	1,06
	L/B= 2,0	1,2
	L/B= 5,0	1,7
	L/B= 10,0	2,1
	L/B= 100	3,4

Para os valores do coeficiente de Poisson, Barata (1984) sugere a utilização das correlações apresentadas na tabela 5.2.

Tabela 5.2– Sugestões de valores de coeficiente de Poisson (Barata, 1984), Apud Danziger, 2006

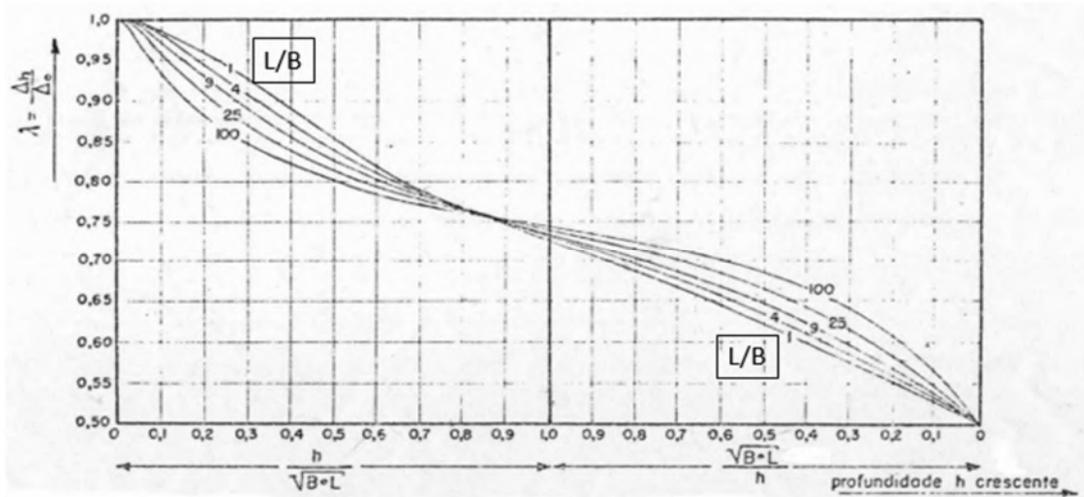
Tipos de solo	Valores de μ
Argilas saturadas	0,5
Argilas não saturadas	0,1 - 0,3
Areias argilosas	0,2 - 0,3
Siltes	0,3 - 0,35
Areais	0,2- 0,4

Para fins práticos da estimativa dos valores de recalque, é interessante ressaltar que o valor de 0,3 para o coeficiente de Poisson está contido em praticamente todas as faixas de valores apresentados pelos tipos de solos das correlações recomendadas por Barata (1984). Naturalmente, para argilas saturadas, devido à natureza de comportamento não-drenado deste solo, o valor do coeficiente é diferente, sendo neste caso 0,5.

Para os valores do coeficiente de Mindlin, Barata (1984) sugere a utilização das correlações apresentadas na tabela 5.3. Destaca-se que este coeficiente reflete a influência da profundidade de assentamento da fundação na estimativa do recalque. Para utilizar o ábaco, considera-se h a profundidade do assentamento. Além disso, a família de curvas (1; 4; 9; 25;

100) equivalem à relação L/B da fundação, onde, por exemplo, para $L/B=1$ (fundação quadrada) deve ser utilizada a curva com o número 1.

Tabela 5.3-Sugestões de valores de coeficiente de Mindlin (Barata, 1962), Apud Danziger, 2006.



O módulo de deformabilidade do solo, ou módulo de placa, (Ez) foi originalmente proposto por Barata (1962). Era obtido através da correlação da resistência de ponta do ensaio de piezocone (q_c) e um coeficiente, a , designado pelo então Professor Fernando Emmanuel Barata, por coeficiente de Buisman. A equação 5.2 foi proposta por Barata (1962).

$$Ez = a \cdot q_c \quad (5.2)$$

A tabela 5.4 apresenta os valores dos coeficientes de Buisman (a) propostos originalmente pelo Prof. Barata (1962).

Tabela 5.4– Coeficiente de Buisman, (Barata, 1962), Apud Danziger, 2006.

Tipo de solo	Coeficiente de Buisman	Referência
Silte arenoso, pouco argiloso (solo residual de gnaïsse, ao natural) (local - Refinaria Duque de Caxias, Caxias, RJ)	1,15	Barata (1962)
Areia siltosa (solo residual de gnaïsse, ao natural) (local - Refinaria Duque de Caxias, Caxias, RJ)	1,2	Barata (1962)
Silte argiloso (solo residual de gnaïsse, ao natural) (local - Refinaria Duque de Caxias, Caxias, RJ)	2,4	Jardim (1980)
Argila pouco arenosa (solo residual de gnaïsse, ao natural) (local - Adrianópolis, Nova Iguaçu, RJ)	2,85	Jardim (1980)
Silte pouco argiloso (aterro compactado) (local - não determinado)	3,00 ¹	de Mello e Cepollina (1978)
Solo residual argiloso (aterro compactado) (local - Refinaria Duque de Caxias, Caxias, RJ)	3,40	Barata (1962)
Argila pouco arenosa (solo residual de gnaïsse, ao natural) (local - Adrianópolis, Nova Iguaçu, RJ)	3,60	Jardim (1980)
Solo residual argiloso (aterro compactado) (local Refinaria Duque de Caxias, Caxias, RJ)	4,40	Barata (1962)
Argila areno-siltosa (solo residual de gnaïsse, ao natural) (local Adrianópolis, Nova Iguaçu, RJ)	5,20	Jardim (1980)
Argila areno-siltosa (porosa) (solo residual de basalto, ao natural) (local - Refinaria do Planalto, Campinas, SP)	5,20-9,20	Barata, Côrtes e Santos (1970)
Areias sedimentares	2,00	não publicado

¹valor calculado por Jardim (1980)

Em 1982, Danziger propôs uma correlação entre a resistência de ponta do ensaio de piezocone com os valores de N_{SPT} . A partir daí, a prática de projetos geotécnicos de fundações superficiais começou a utilizar esta correlação para estimativas de recalques em fundações superficiais. Danziger (1982) utiliza a equação 5.3 para correlacionar os parâmetros mencionados.

$$q_c = K \cdot N \quad (5.3)$$

O valor de K, para emprego na correlação entre o ensaio de cone e o N_{SPT} , está presente na tabela 5.5. Ressalta-se que o valor de k (kgf/cm²) varia de acordo com a classificação do tipo de solo.

Tabela 5.5– Coeficiente k, Danziger (1982)

Tipo de solo	Sugestão para valores de K (em kgf/cm ²)
areia	6,0
areia siltosa, areia argilosa, areia silto argilosa ou areia argilo-siltosa	5,3,
silte, silte arenoso, argila arenosa	4,8
silte areno-argiloso, silte argilo-arenoso, argila silto-arenosa, argila areno-siltosa	3,8
silte argiloso	3,0
argila, argila siltosa	2,5

Substituindo as equações 5.2 e 5.3 obtém-se a equação 5.4 para a estimativa do módulo de deformabilidade do solo, em função do coeficiente de Buisman, parâmetro K e N_{SPT} - todos índices dependentes do tipo de solo.

$$E_z = a.K.N_{SPT} \quad (5.4)$$

A figura 5.1 apresenta um esquema de execução de fundação em sapata de lado B e profundidade de assentamento, h. Ênfase é dada a região influenciada pelo acréscimo de tensão vertical promovido pelo carregamento vertical de uma superestrutura. Tal conceito é conhecido no meio de projetos como bulbo de tensões. O valor de E_z a ser utilizado na expressão da estimativa de recalques proposta por Barata (1982) deve considerar a profundidade do bulbo de tensões. Na equação 5.1, o valor de E_z a ser utilizado seria no meio da profundidade de influência do bulbo de tensões, ou seja, $(\alpha.B) / 2$.

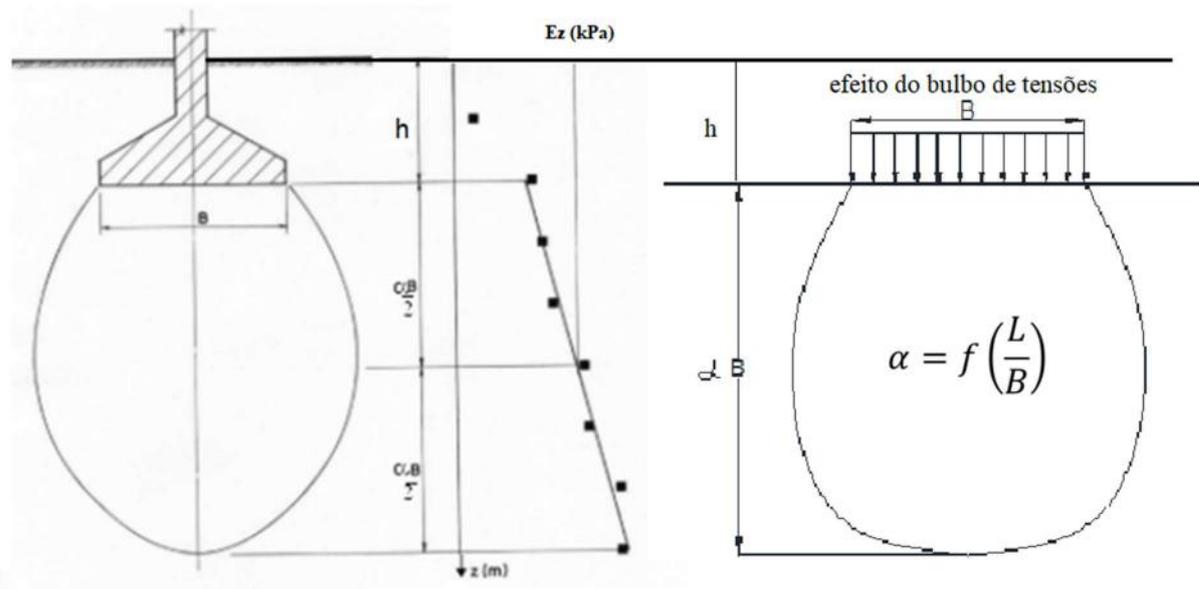


Figura 5.1– Influência do bulbo de tensões para estimativa de E_z .

Para considerar essa profundidade utiliza-se o coeficiente α para fins práticos de projeto de fundações superficiais. A tabela 5.6 apresenta os valores de α a serem empregados.

Tabela 5.6- Valores de α para estimativa da profundidade atingida pelo bulbo de tensões (na seção central) de uma fundação de comprimento L e largura B (adaptado de Barata, 1984).

Relação L/B	Valor aproximado de α
1 ¹	2,0
1,5	2,5
2	3,0
3	3,5
4	4,0
5	4,25
10	5,25
20	5,50
infinito	6,50

¹ obs.: válido também para sapatas circulares

Destaca-se que a profundidade do bulbo de tensões considerada neste tipo de projeto geotécnico equivale a isóbara de tensões referente a um acréscimo de tensão vertical, na região central da sapata, da ordem de 10% da carga transferida pela fundação em sua cota de assentamento.

6. ESTUDO DE CASO

Neste trabalho será realizado o estudo de caso de uma escola de dois pavimentos, onde toda sua estrutura será em LSF, localizada no Alphaville Rio das Ostras. Fazem parte desse estudo, a arquitetura da edificação, o mapa de cargas e os boletins de sondagem a percussão com medida de N_{SPT} .

6.1 CARACTERÍSTICAS DO EMPREENDIMENTO

O projeto arquitetônico foi desenvolvido pelo escritório de arquitetura especializado nessas estruturas metálicas. A finalidade da estrutura é sediar uma escola bilingue, português-inglês. Como o prédio será sede de uma franquia, ele apresenta alguns elementos arquitetônicos bem característicos estabelecidos pela própria marca, tais como: brises, o pórtico de acesso, e detalhes em placas vermelhas, conforme pode ser observado na figura 6.1.



Figura 6.1-3D da fachada do prédio. Fonte: Autor

A figura 6.2 mostra a fachada posterior em vista 3D. É possível observar a presença de brises de madeira também.



Figura 6.2-3D da fachada posterior. Fonte: Autor

Na figura 6.3 é apresentada a planta baixa pavimento térreo da escola bilingue que funcionará na edificação em questão.

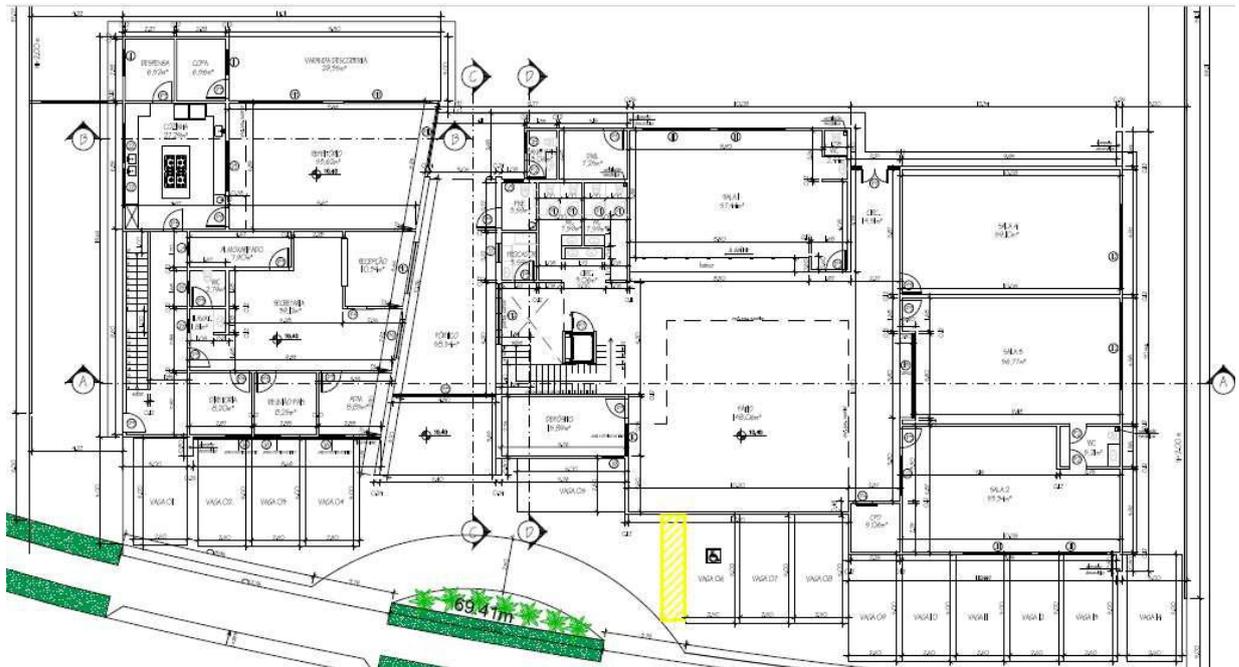


Figura 6.3-Planta baixa pavimento térreo. Fonte: Autor

A figura 6.4 apresenta a planta baixa do segundo pavimento (superior). Destaca-se que o 2º pavimento ocupa toda a projeção do 1º pavimento.

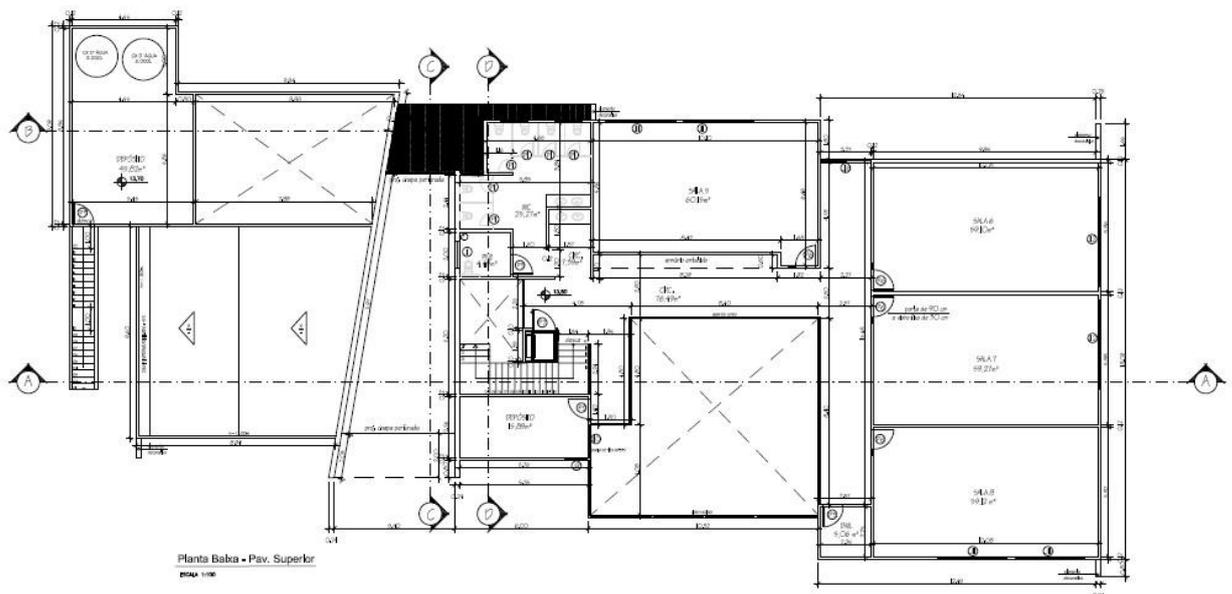


Figura 6.4-Planta baixa pavimento superior. Fonte: Autor

Já a figura 6.5 apresenta a planta baixa da cobertura da edificação. É possível observar as indicações dos caimentos da cobertura.

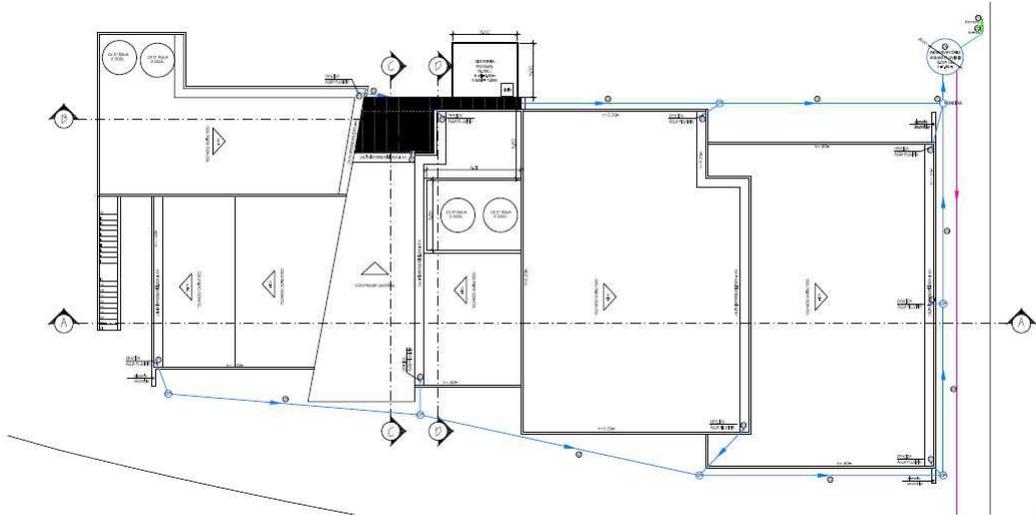


Figura 6.5-Planta baixa pavimento cobertura. Fonte: Autor.

6.2 CARACTERÍSTICAS DO PROJETO ESTRUTURAL

Foi contratada uma empresa especializada em *steel framing* para executar o projeto estrutural. É importante ressaltar que, neste caso, a estrutura transmite à fundação, majoritariamente, cargas distribuídas. A figura 6.6 apresenta o mapa de cargas da edificação (está no anexo C a imagem para melhor visualização).

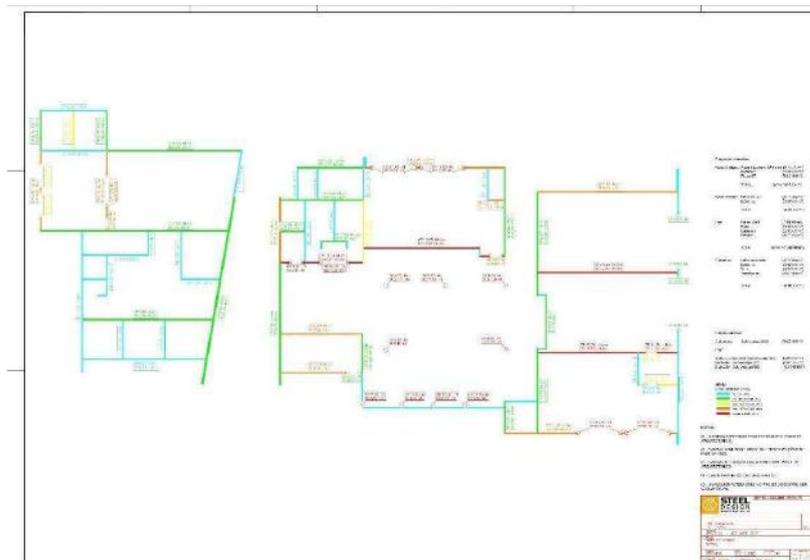


Figura 6.6 – Mapa de carga (cargas em kN/m). Fonte: Autor

Com o intuito de dar maior visibilidade aos valores das cargas transmitidas para as fundações, o mapa de cargas original foi dividido em duas figuras. A figura 6.7 apresenta a lado esquerdo da edificação (em planta) da edificação, além da legenda de cores com os valores de cargas distribuídas. O azul ciano representa as paredes com cargas que podem variar de 0 até 5,00kN/m, a cor verde entre 5 e 10 kN/m, o amarelo entre 10 e 15 kN/m , o laranja entre 15 kN/m e 20kN/m e por fim o vermelho cargas superiores a 20 kN/m.

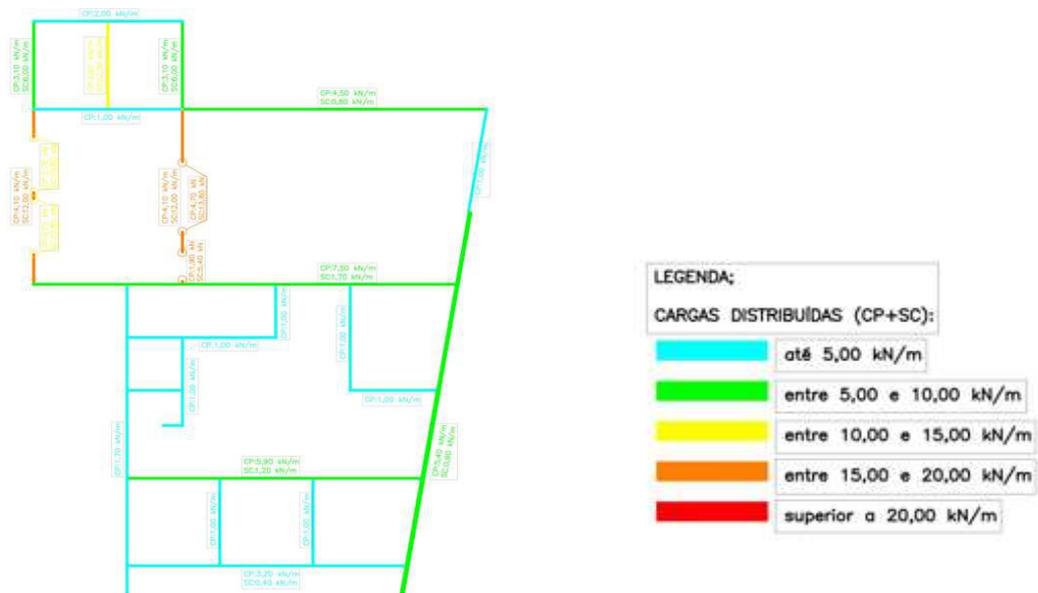


Figura 6.7- Mapa de carga, de uma estrutura LSF edificação de 2 pavimentos (lado esquerdo) e o quadro de legenda das caras. Fonte: Autor.

Já a figura 6.8 mostra a parte da estrutura com maior projeção (lado direito da edificação) em planta. Destaca-se que a legenda de cor associada a esta figura é a mesma da figura anterior.

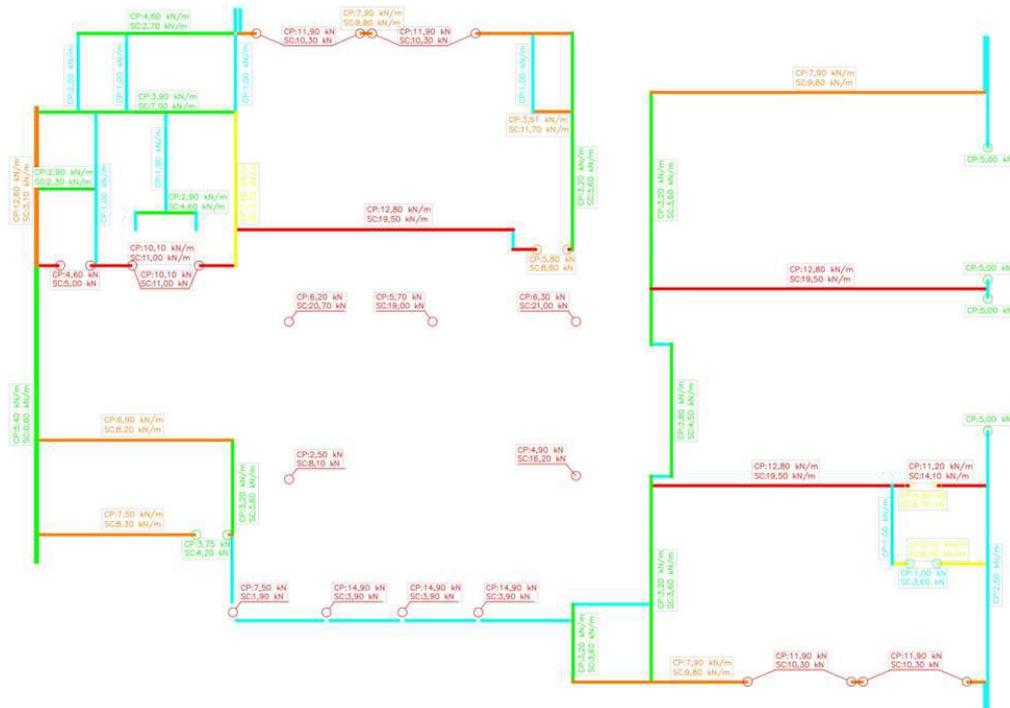


Figura 6.8– Mapa de carga estrutural LSF edificação de 2 pavimentos (lado direito). Fonte: Autor.

É possível verificar que a estrutura transmite pequenas cargas de compressão para as fundações. Vale destacar que era esperado esse comportamento, principalmente para este tipo de estrutura metálica leve. Um fato curioso, e que não era esperado, é a inexistência, no projeto estrutural, de outros tipos de esforços (e.g.: tração, esforço horizontal, momentos). Inclusive, segundo a NBR 6123 toda estrutura metálica, não importando a quantidade de pavimentos, em seu projeto deve ser considerada a solicitação de ventos. Isso confere uma variabilidade às cargas axiais. No presente mapa de cargas não é encontrada essa variabilidade.

Vale lembrar que as cargas associadas ao peso próprio são relativamente leves em comparação a uma estrutura de alvenaria convencional. Segundo IBDA (Instituto Brasileiro de Desenvolvimento da Arquitetura) “...em média, uma parede de *Steel frame*, para um determinado uso, pesa aproximadamente 40 kg, já uma parede de alvenaria (tijolos), que servirá para o mesmo uso, pesava 160 kg”.

A tabela 6.1 mostra as cargas permanentes que foram consideradas no projeto estrutural da edificação em questão.

Tabela 6.1– Cargas permanentes.

Cargas permanentes		
Panel externo	Placa Glasroc x 12,5 mm	0,10 kN/m ²
	Estrutura	0,07 kN/m ²

	Placa ST	0,09 kN/m ²
	Total	aprox.= 0,3 kN/m ²
Painel Interno	Placa ST x 2	0,18 kN/m ²
	Estrutura	0,07 kN/m ²
	Total	0,25 kN/m ²
Laje	Painel Wall	0,40 kN/m ²
	Forro	0,15 kN/m ²
	Estrutura	0,20 kN/m ²
	Revest.	0,20 kN/m ²
	Total	aprox. = 0,90 kN/m ²
Cobertura	Telha ondulada	0,15 kN/m ²
	Estrutura	0,10 kN/m ²
	Forro	0,15 kN/m ²
	Painel solar	0,50 kN/m ²
	Total	0,90 Kn/m ²

Vale destacar que a sobrecarga de tijolo de barro padrão (8 furos - 9x19x29cm) seria de aproximadamente 116,15 Kg/m², enquanto a placa Glasroc, segundo dados da fabricante, aplica somente cerca de 10,7 Kg/m².

6.3 SUSTENTABILIDADE NO PROJETO

A edificação em questão segue uma cultura (e filosofia) associada a um manual com soluções sustentáveis que devem ser aplicadas no projeto. Toda arquitetura dessa marca é pensada de maneira inteligente para conseguir otimizar os recursos utilizados na construção e reduzir os impactos causados ao meio ambiente e à população.

No caso deste projeto em específico, as profundidades dos espaços foram calculadas para ter ventilação cruzada, além disso a aplicação de brises ajudam a proteção solar e reduzem o ganho térmico. Já a implantação de gestão de água através de coleta das águas pluviais auxilia o reaproveitamento de água em vasos sanitários, mictórios e irrigação.

A figura 6.9 apresenta seis índices que corroboram com a sustentabilidade da edificação propostos pela franquia: ventilação cruzada, proteção solar, gestão de água, energia solar, gestão de energia e compostagem.

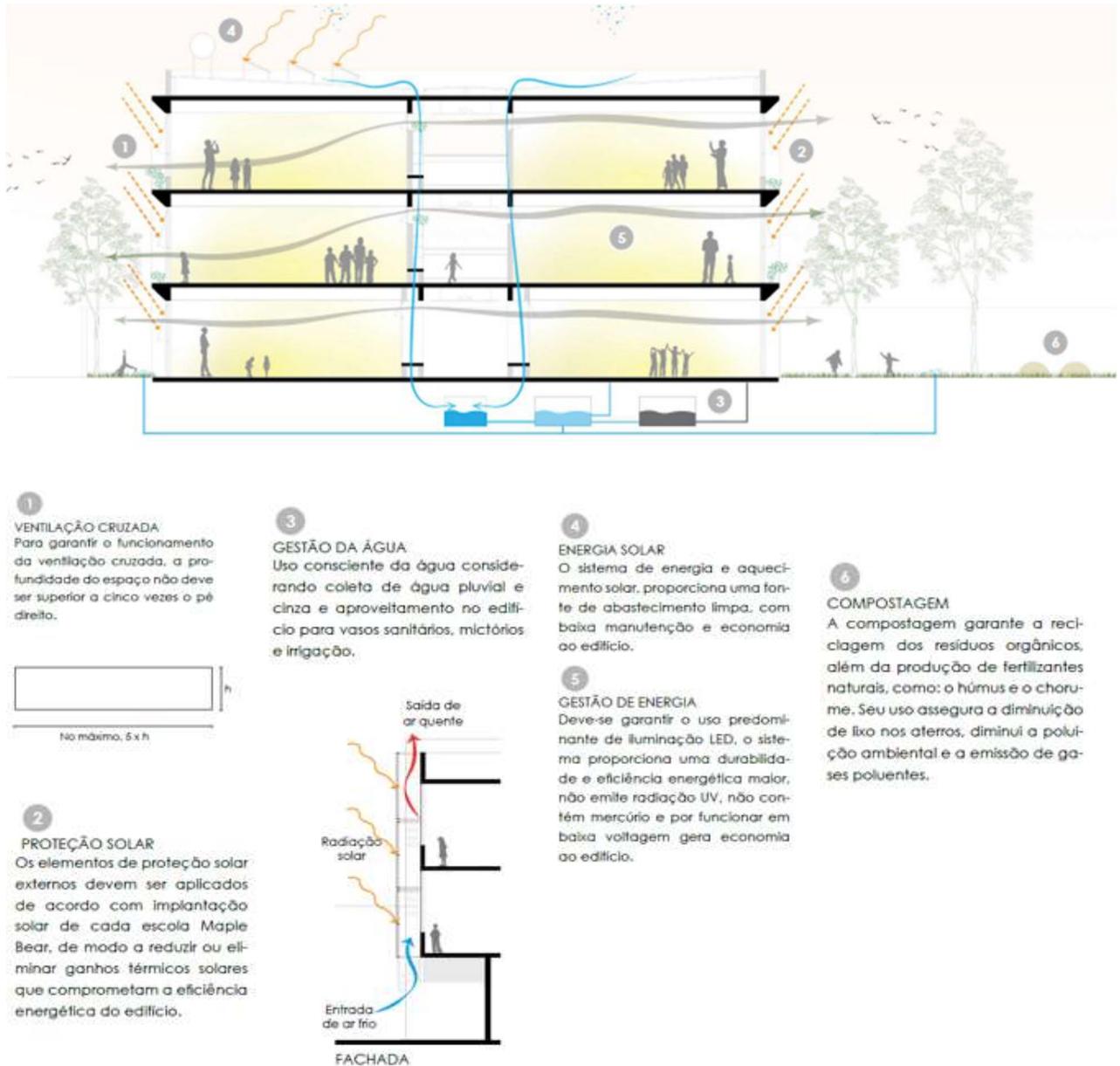


Figura 6.9- Sustentabilidade no projeto arquitetônico. Fonte: Manual franquia

6.4 CARACTERÍSTICA DO TERRENO

6.4.1 Generalidades

O terreno fica localizado na área comercial do condomínio Alphaville Rio das Ostras no estado do Rio de Janeiro. A área total do terreno é de aproximadamente 3,5 mil metros

quadrados. Porém, a edificação proposta ocupa cerca de 1,25 mil quadrados, ou seja, cerca de 35% de taxa de ocupação.

A figura 6.10, obtida através do *Google Maps*, apresenta uma vista de satélite da região, além de um detalhe do terreno em questão. A primeira figura mostra distância do terreno, circulado em vermelho, do mar que são aproximadamente 2.2 Km. O endereço do local é Avenida Ásia, s/n Alphaville Rio das Ostras Q00B, Lote 002, CEP 28898-336 - Rio das Ostras/R.J.

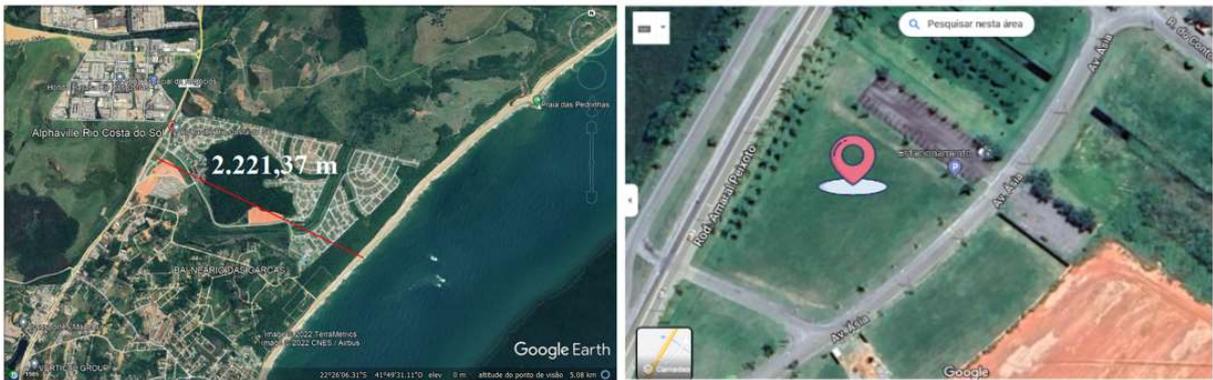


Figura 6.10- Imagem via satélite do terreno. Fonte: Google Maps.

6.4.2 Primeira campanha de investigação

Na época da compra do terreno, o investidor decidiu fazer uma campanha de sondagem, com medida de N_{SPR} no terreno, para investigação e reconhecimento preliminares do solo. A contratação da empresa que realizou essa campanha foi realizada de acordo com o menor preço apresentado entre três firmas que executam sondagens na região.

Como na ocasião ainda não tinha sido definida a locação do empreendimento no terreno, o investidor solicitou, de acordo com o terreno, um ponto de sondagem central e os demais em suas 2 diagonais, sendo a distância entre eles de 15 m. A figura 6.11 mostra a locação dos cinco pontos que foram realizadas as sondagens.

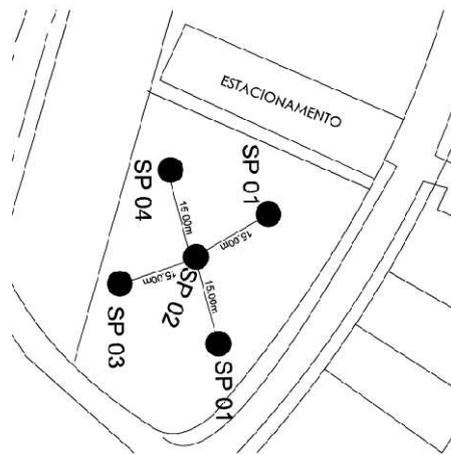


Figura 6.11-Croqui da localização das sondagens. Fonte: Autor

A figura 6.12 apresenta o boletim de sondagem do ponto 1 (SP01), nota-se que os 4 primeiros metros foram classificados como aterro. Entre os metros 7 e 11 o solo começa a ganhar resistência com N_{SPT} variando entre 23 e 31 golpes. Depois o solo volta a perder resistência e por fim na profundidade 15,86m a empresa classifica como impenetrável, sugerindo ter encontrado rocha ou matacão.

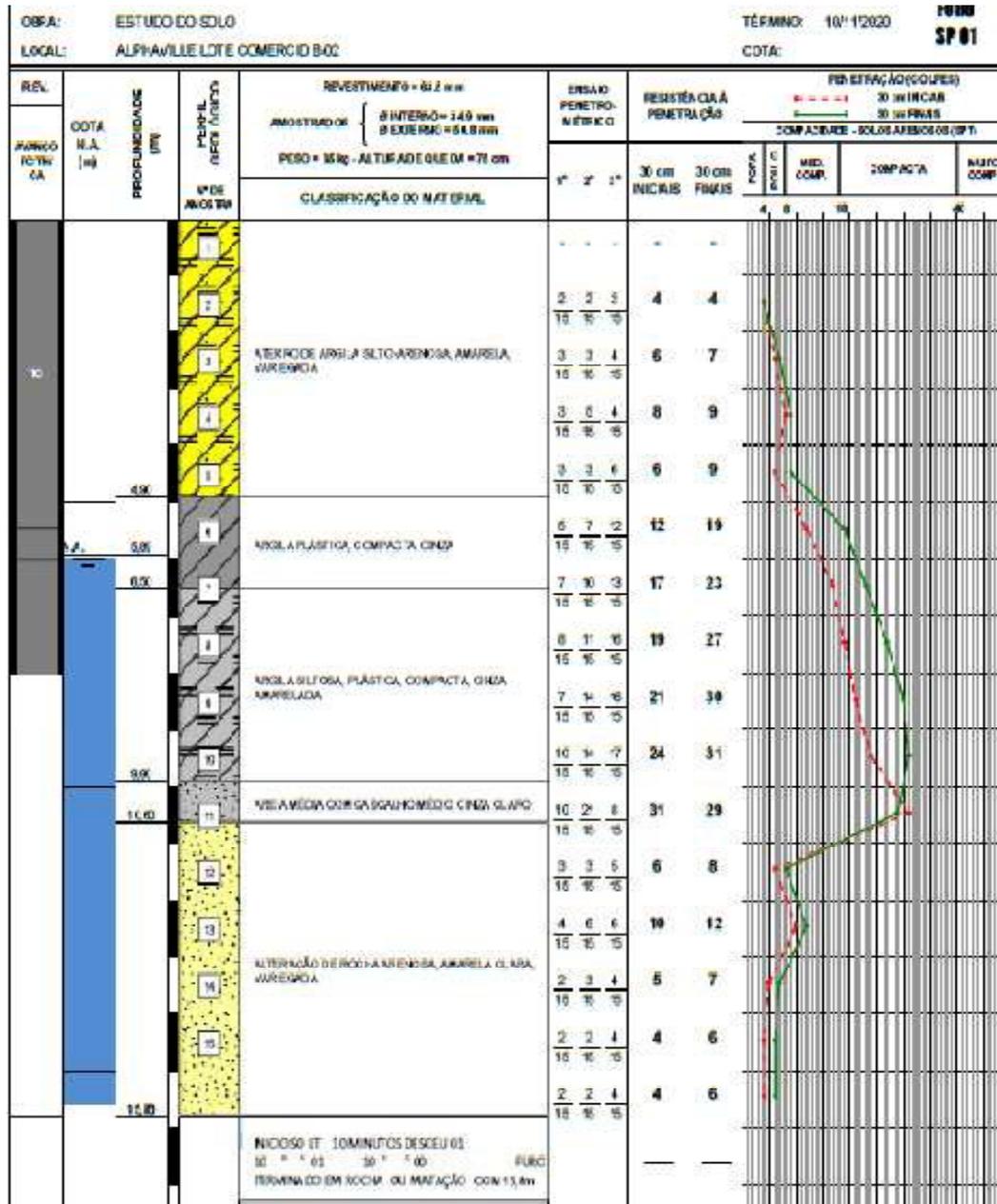


Figura 6.12- Boletim de sondagem do ponto 1.

O anexo A apresenta todos os cinco boletins de sondagens realizados nesta primeira campanha de investigação. Destaca-se que a referida campanha foi realizada em novembro de 2020.

A partir dos boletins de sondagem de todos os furos realizados foi traçado um perfil geotécnico, conforme figura 6.13.

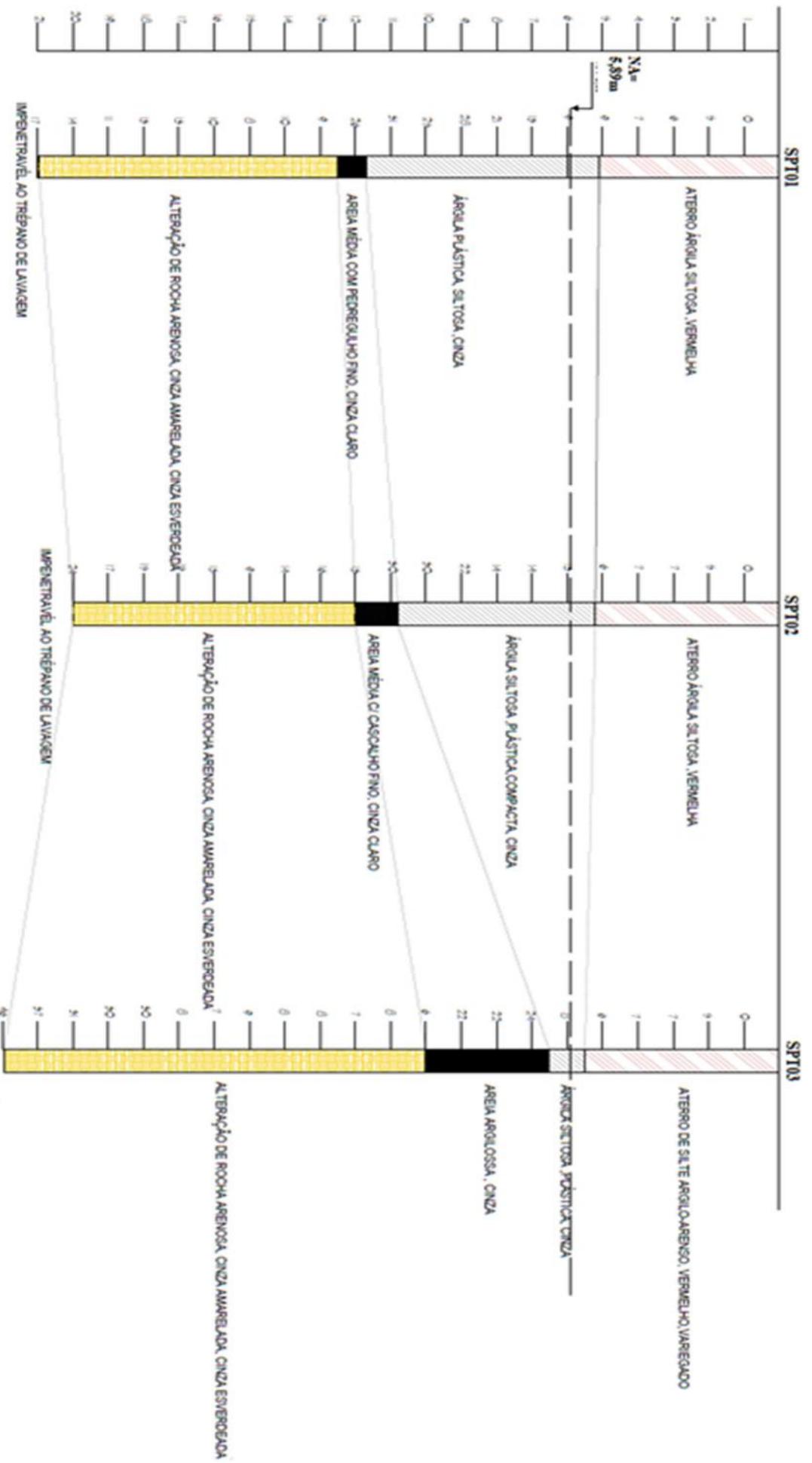


Figura 6.13-Perfil geotécnico das verticais de sondagens 1, 2 e 3. Fonte: Autor.

A figura 6.14 apresenta detalhes da 1ª campanha de sondagens realizada na área. Destaca-se a locação da vertical de sondagem, a utilização do trepano de lavagem e o amostrador bipartido.



Figura 6.14- Fotos do serviço de STP. Fonte: Autor.

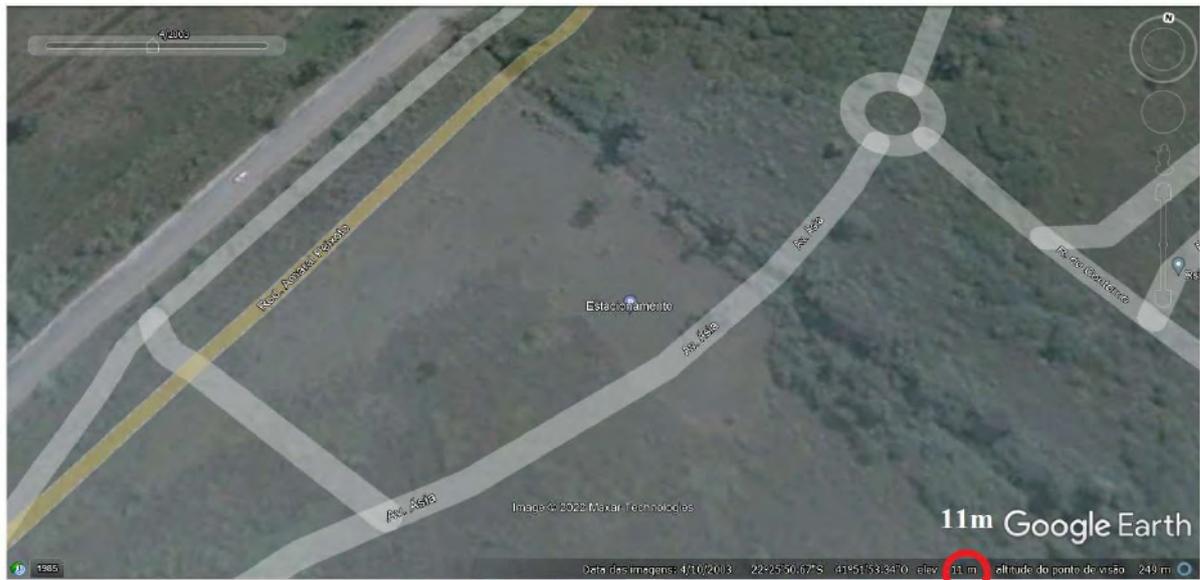
6.4.3 Análise de imagens via satélite

Os boletins de sondagem fornecidos na primeira campanha de investigação possuíam algumas incongruências técnicas, como por exemplo uma argila plástica classificada como compacta (profundidade de 4,9 metros). Além disso, desconfiou-se também da classificação de aterro da camada inicial com cerca de 5 metros.

Destaca-se que a classificação desta camada inicial poderia influenciar diretamente no tipo de fundação a ser escolhida. Muitas vezes os engenheiros não querem assumir o risco de projetar uma fundação superficial em um aterro. Outro fator importante está associado a uma possível execução de estacas como opção de fundação. No mercado local é muito comum, por parte dos engenheiros, desconsiderar qualquer contribuição de aterros para a capacidade de carga de fundações profundas. Assim, essa camada de quase 5 metros de aterro impactaria diretamente na decisão de qual tipo de fundação seria escolhida.

Para esclarecer essa dúvida, foi utilizada a ferramenta *Google Earth*. O objetivo desta análise era verificar, em relação ao tempo, as imagens via satélite disponíveis na plataforma da *Google*.

A figura 6.15 apresenta a imagem via satélite da plataforma *Google Earth* no ano de 2003. No canto inferior direito da imagem está destacada a elevação aproximada, em relação ao nível do mar, da região – 11 metros. É possível observar que o estacionamento existente hoje em dia ainda não havia sido construído no local.



a) 2003

Figura 6.15- Imagem de satélite do terreno no ano de 2003. Fonte: Google Earth.

A figura 6.16 apresenta as imagens via satélite da plataforma *Google Earth* nos anos de 1985, 2010, 2016 e 2019. Também é possível verificar no canto inferior direito das imagens a mesma elevação aproximada, em relação ao nível do mar, da região – 11 metros.

Cabe destacar que apesar de ser possível ver na imagem de 1985 o valor da elevação do terreno a imagem em si não apresenta uma boa definição.



Figura 6.16- Imagem de satélite, b) 19875, c)2010, d)2016; e) 2019. Fonte: Google Earth.

A imagem mais recente obtida na plataforma foi de 2022. A figura 6.17 apresenta tal imagem que também mostra a mesma elevação do terreno – 11 metros.



Figura 6.17- Imagem de satélite do terreno no ano de 2022. Fonte: Google Earth.

A partir da análise das imagens e da verificação de que as elevações em relação ao nível do mar, fornecida nas imagens, não se alteraram, foi possível perceber que ao longo dos últimos

37 anos não houve grandes movimentações de terra naquele local (corte/aterro). As imagens mostram que as rodovias que por ali passam (por exemplo, RJ106) já possuíam o formato atual.

Com efeito, pode-se dizer que caso haja um aterro naquela região, como indica a sondagem, possivelmente grande parte do excesso de poro-pressão gerado pelo carregamento de um aterro já estaria dissipado. Assim, o solo já teria sofrido adensamento e possivelmente suas características mecânicas estariam ainda melhores.

6.4.4 Segunda campanha de investigação

Após o estudo feito através das imagens via satélite concluiu-se que seria financeiramente vantajoso fazer uma segunda campanha de sondagem. Essa por sua vez foi realizada no mês de abril de 2022, por uma outra empresa.

A figura 6.17 mostra uma imagem via satélite com a posição das cinco verticais de sondagem que foram realizadas na segunda campanha. Uma imagem de uma das vias que circundam o terreno também é apresentada.



Figura 6.18- Croqui da localização dos pontos da segunda campanha de sondagem. Fonte: Google Maps.

Para esta segunda campanha as verticais de sondagem foram locadas estrategicamente dentro da área construída do terreno e distribuídos próximos aos pontos de maior concentração de cargas da estrutura. Porém, cabe destacar, que um dos furos foi previsto para ser realizado em uma região fora da projeção da estrutura a ser executada. O motivo pelo qual a vertical SP03 foi prevista naquela região está associado a uma futura ampliação da edificação.

A figura 6.19 apresenta um dos boletins de sondagem com medida de N_{SPT} (SP01) realizados na segunda campanha de investigação.

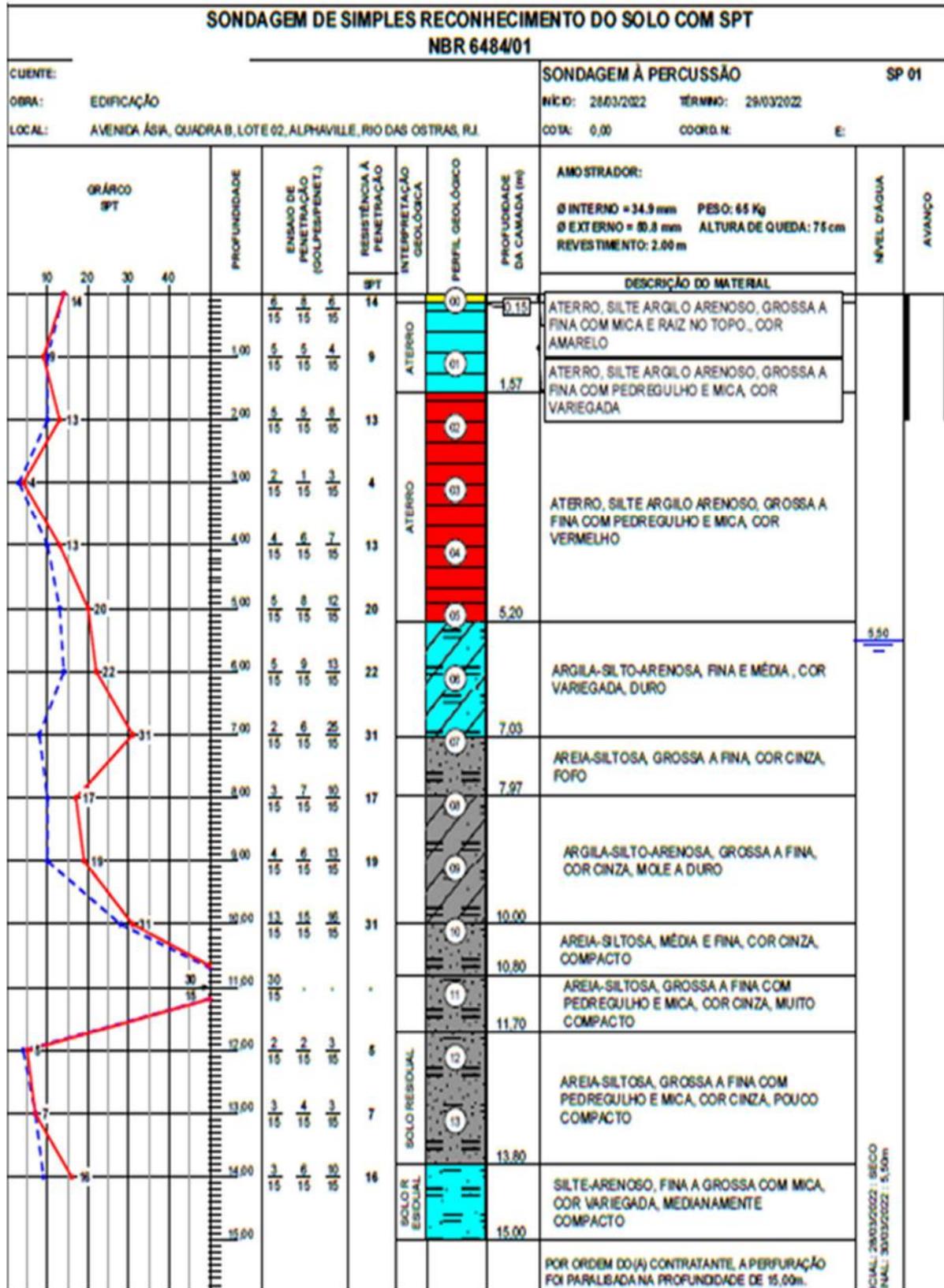


Figura 6.19- Boletim de sondagem ponto 1, segunda campanha. Fonte: Autor.

É possível observar que está vertical de sondagem da 2ª campanha também apresenta uma camada de aterro superficial com cerca de 5 metros de espessura. Porém o número de

golpes nos primeiros metros é de 9. Do quinto metro até o 10 o solo ganha resistência e o Nspt varia de 20 a 31 golpes. O nível d'água foi localizado a 5,50 metros de profundidade

A primeira vertical foi realizada até 15 metros e interrompida por solicitação do contratante. Entretanto após os resultados das duas verticais foi decidido continuar as duas verticais restantes até o impenetrável. Este fato decorreu de que, nos metros finais das primeiras verticais de sondagem o solo estava apresentando uma queda brusca no número de golpes indo de 31 golpes na profundidade 10 para 5 na profundidade 11 metros.

Assim, após conversa entre cliente e o engenheiro projetista, foi tomada a decisão de levar os três furos restantes até o impenetrável para ter certeza de que profundidade final não muito diferente da encontrada na primeira campanha.

A figura 6.20 apresenta detalhes da 2ª campanha de sondagens realizada na área. Destaca-se a locação da vertical de sondagem e a utilização do trepano de lavagem.



Figura 6.20- Realização da 2ª campanha de sondagens, Fonte: Autor.

O anexo B apresenta todos os cinco boletins de sondagens realizados na segunda campanha de investigação. Destaca-se que a referida campanha foi realizada em março de 2022.

A partir dos boletins de sondagem de todos os furos realizados foi traçado um perfil geotécnico, conforme figura 6.21.

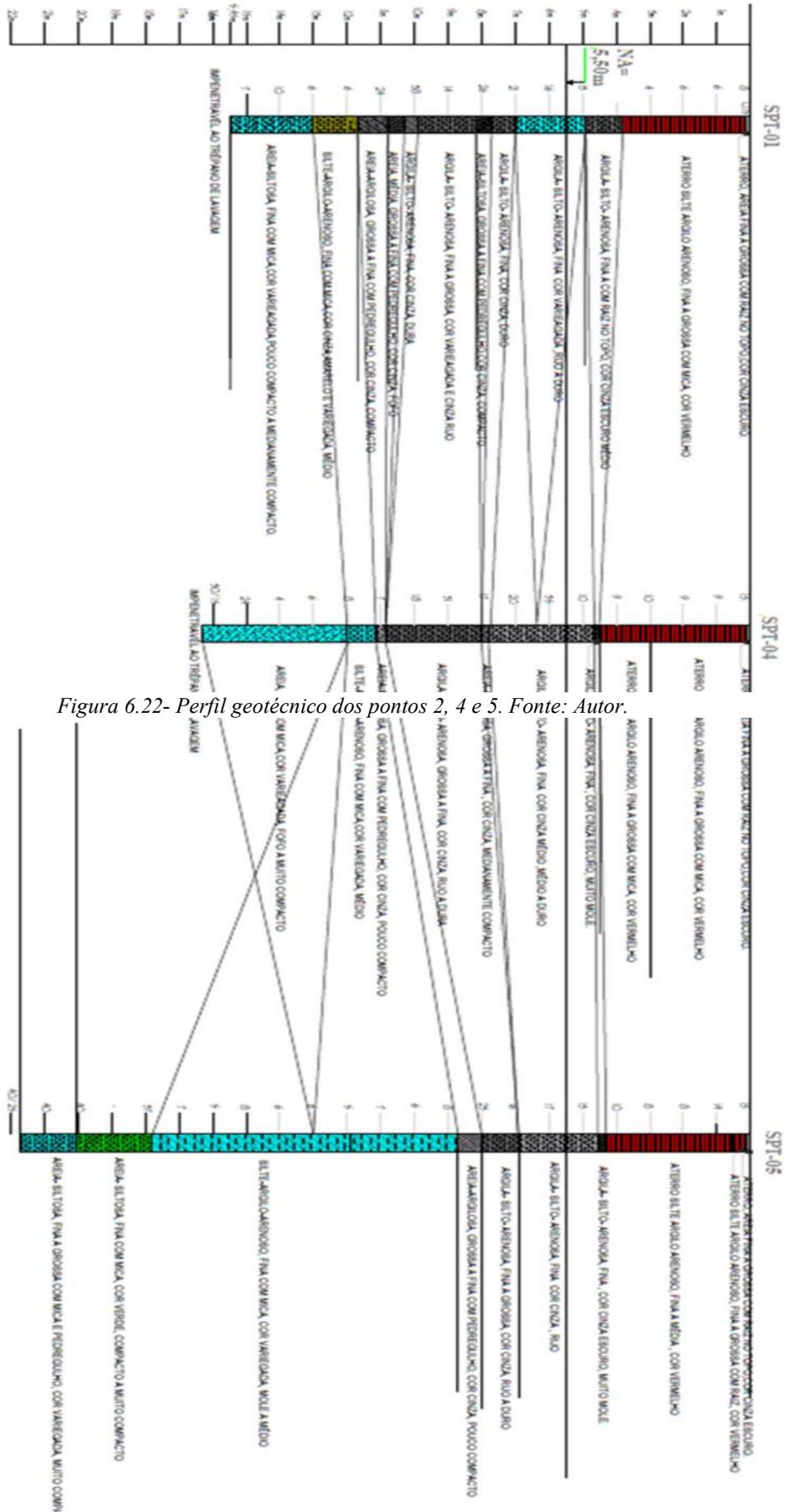


Figura 6.22- Perfil geotécnico dos pontos 2, 4 e 5. Fonte: Autor.

Figura 6.21-Figura 6.21- Perfil geotécnico da segunda campanha de sondagens, Fonte: Autor

6.5 FUNDAÇÕES

O dimensionamento geotécnico das fundações da estrutura em *steel frame* foi realizado com base na estimativa de capacidade de carga à ruptura, além da estimativa de recalques. Desta maneira, buscou-se encontrar uma solução em fundação superficial – sapata corrida – que atendesse os dois requisitos básicos que todas as fundações devem cumprir: (i) segurança adequada com relação a ruptura e (ii) recalques compatíveis com a estrutura.

Cabe salientar que os boletins de sondagem da 2ª campanha foram utilizados para fins deste trabalho. Para a consideração do valor de N_{SPT} foi realizada uma média dos números de golpes de todos os boletins de sondagem. Por exemplo, no nível do terreno:

- $14 + 8 + 12 + 13 + 13 = 60$ $60/5 = 12$ golpes de média

6.5.1 Capacidade de carga à ruptura

A capacidade de carga a ruptura das fundações corridas foi estimada através da teoria de Terzaghi (1943).

✓ Parâmetros utilizados para cálculo:

- **Ângulo de atrito (ϕ')**

Para a estimativa do ângulo de atrito a partir de N_{SPT} foi utilizada a correlação apresentada por Godoy (1983).

$$\phi = 28^\circ + 0,4 \cdot N \tag{6.1}$$

- N é a média de N_{SPT} entre a profundidade de assentamento e $1,5 B$ abaixo da fundação.

A expressão deve ser usada para N_{SPT} compreendido entre 5 e 20.

A tabela 6.2 apresenta um resumo das informações necessárias para a determinação do ângulo de atrito de projeto, além, é claro, de seu valor.

Tabela 6.2- Cálculo do ângulo de atrito

N =	12
Correlação Godoy (1983) =	$\phi = 28^\circ + 0,4 \cdot N$
Ângulo de atrito =	32,8°

Fonte: Autor (2022)

- **Intercepto de Coesão (c)**

Berberian (2015) afirma que a experiência tem mostrado que em argilas lateríticas tropicais não saturadas, tanto os valores de coesão nas condições totais como efetivas se aproximam muito². Berbearian (2015) sugere a utilização da Equação 6.1 para a determinação da coesão, em kPa.

$$c = \frac{N}{0,35} \quad (6.2)$$

A tabela 6.3 apresenta um resumo das informações necessárias para a determinação do intercepto de coesão de projeto, além de seu valor.

Tabela 6.3- Intercepto de coesão

N =	12
Berberian (2015) =	$c = NSPT/0,35$
Coesão =	34,30kPa°

Fonte: Autor (2022)

- **Peso Específico (γ_{nat})**

Silva e Guimarães (2020) apud Aoki (2010) apresentam correlacionam o peso específico com o N_{SPT} . A tabela 6.3 apresenta a correlação para areia e para argila.

² É de conhecimento no meio geotécnico que o intercepto de coesão desse tipo de argila é fortemente dependente da sucção e consequentemente da curva de umidade característica do solo, Guimarães e Silva (2022) apud Berbearian (2015).

Tabela 6.3– Relação entre o peso específico e o N_{SPT}

Argila		Areia			
			Saturada	Úmida	Seca
$N_{SPT} < 1$	11 kN/m ³	$N_{SPT} \leq 8$	19 kN/m ³	18 kN/m ³	16 kN/m ³
$1 \leq N_{SPT} \leq 2$	13 kN/m ³				
$3 \leq N_{SPT} \leq 5$	15 kN/m ³	$N_{SPT} \leq 18$	20 kN/m ³	19 kN/m ³	17 kN/m ³
$6 \leq N_{SPT} \leq 10$	17 kN/m ³				
$11 \leq N_{SPT} \leq 19$	19 kN/m ³	$N_{SPT} \geq 19$	21 kN/m ³	20 kN/m ³	18 kN/m ³
$N_{SPT} \geq 20$	21 kN/m ³				

Adaptado de Silva e Guimarães (2020) apud Aoki (2010)²

Cabe destacar que para eleger o peso específico do solo considerou-se que o nível d'água do terreno estaria a aproximadamente 5,9 metros de profundidade. Além disso o solo no nível do terreno, equivalente a profundidade de assentamento da fundação, possuía característica de aterro com silte argiloso-arenoso.

A tabela 6.4 apresenta um resumo das informações necessárias para a determinação do peso específico de projeto. Ao final uma estimativa do peso específico natural do solo sob a base da fundação é apresentada.

Tabela 6.4- Peso específico natural

N =	12
Peso específico solo argiloso	17 kN/m ³ ^o

Fonte: Autor (2022)

Cabe destacar que foi utilizado um valor do peso específico a favor da segurança, devido a classificação de aterro da camada de solo superficial do terreno de fundação da estrutura metálica em *steel frame*. Com efeito a tabela 6.3 permitiria que fosse usado um valor 19 kN/m³ ao invés de 17 kN/m³.

✓ Áreas necessárias das fundações e suas dimensões principais (B e L)

Para iniciar os cálculos é necessário estimar uma tensão admissível para o solo sob a base da fundação. Para o caso deste projeto foi utilizada a correlação de TEIXEIRA (1996) que através do N_{SPT} estima uma tensão admissível em kgf/cm². A equação 6.3 apresenta a correlação utilizada.

$$p = 0,02 \cdot N \quad (6.3)$$

Cabe destacar que tal correlação deve ser para solos com N_{SPT} crescentes com a profundidade e valores entre 5 e 20 golpes.

A tabela 6.5 apresenta um resumo das informações necessárias para a determinação da tensão admissível. Ao final uma estimativa da tensão admissível do solo sob a base da fundação é apresentada.

Tabela 6.5- Tensão admissível a 2 metros de profundidade

N =	12
Tensão admissível	240 kPa°

Fonte: Autor (2022)

Fazendo uso de um conceito básico de física, tal que: $p = F/A$, pode-se através da carga vertical total atuante na base das fundações (F) e da tensão admissível (p) obtida tal qual equação 6.3 determinar as áreas necessárias (A) das sapatas para um pré-dimensionamento.

Para o caso das sapatas corridas (B vs L) utilizadas como fundações da estrutura metálica é importante lembrar que o comprimento das fundações (L) é função do comprimento total dos painéis das paredes da estrutura de *steel frame* que ficam apoiados sobre as fundações. Para achar a área das fundações basta dividir a carga de cada pilar pela tensão admissível inicial. Naturalmente, ao término deste cálculo é possível adotar o valor do menor lado da fundação (B). A tabela 6.6 mostra os valores utilizados para a primeira proposta dos lados das fundações, B e L.

Tabela 6.6-Carga atuante, área inicial de cálculo, comprimento da sapata e B adotado

Parede	Carga Atuante (kN)	Área nec.(m ²)	L (m)	Badotad (m)
P1	9,8	2,46	4,91	0,50
P2	92,7	7,36	14,71	0,50
P3	124,8	6,79	13,57	0,50
P4	4,7	2,34	4,67	0,50
P5	1,7	0,84	1,67	0,50
P6	2,7	1,33	2,66	0,50
P7	0,6	0,30	0,59	0,50
P8	66,2	4,67	9,33	0,50
P9	31,8	4,42	8,84	0,50

P10	287,1	4,55	9,09	0,50
P11	42,9	1,44	2,88	0,50
P12	267,3	4,43	8,85	0,50
P13	17,9	5,25	10,5	0,50
P14	5,1	1,50	3	0,50
P15	1,8	0,91	1,82	0,50
P16	3,6	1,81	3,62	0,50
P17	14,0	3,54	17,7	0,50
P18	2,0	0,57	2,87	0,50
P19	2,0	0,57	2,87	0,50
P20	61,8	3,78	15,11	0,50
P21	35,4	2,47	12,34	0,50
P22	21,8	1,17	5,86	0,50
P23	10,6	0,24	1,2	0,50
P24	10,4	0,32	1,62	0,50
P25	37,5	0,34	1,72	0,50
PV	2,0	0,12	0,61	0,50
PX	2,0	0,12	0,61	0,50
P26A	64,6	2,07	8,29	0,50
PW	2,0	0,14	0,72	0,50
P26B	99,4	0,59	1,68	0,50
P27	62,8	1,49	5,97	0,50
P28	64,6	2,52	10,08	0,50
P29	88,79	1,18	5,88	0,50
P30	600,01	4,54	10,08	0,50
P31	108,80	1,18	5,88	0,50
P32	76,00	2,04	10,2	0,50
P33	2,37	0,47	2,37	0,50
P34	41,73	0,56	2,78	0,50
P35	309,17	2,49	12,45	0,50
P36	335,18	2,78	13,92	0,50
P37	4,80	0,48	2,4	0,50
P38	2,28	0,46	2,28	0,50
P39	4,56	0,91	4,56	0,50
P40	2,95	0,59	2,95	0,50
P41	84,53	1,58	7,9	0,50
P42	2,38	0,48	2,38	0,50
P43	43,93	1,29	6,46	0,50
P44	52,22	1,54	7,68	0,50
P45	24,58	1,58	3,15	0,50
P46	42,57	3,08	6,15	0,50
P47	23,90	1,44	2,88	0,50
PY	0,72	0,36	0,72	0,50
PZ	0,72	0,36	0,72	0,50

P48	42,57	3,13	6,26	0,50
P49	139,67	10,27	20,54	0,50

Fonte: Autor (2022)

A tabela 6.7 apresenta qual seria o B necessário para cada carga e área das sapatas e o B que foi adotado.

Tabela 6.7- B necessário e B adotado

Parede	Carga Atuante (kN)	Área nec.(m ²)	L (m)	B nec.(m)	Badotad (m)
P1	9,8	2,46	4,91	0,01	0,5
P2	92,7	7,36	14,71	0,03	0,5
P3	124,8	6,79	13,57	0,04	0,5
P4	4,7	2,34	4,67	0	0,5
P5	1,7	0,84	1,67	0	0,5
P6	2,7	1,33	2,66	0	0,5
P7*	0,6	0,3	0,59	0	0,5
P8	66,2	4,67	9,33	0,03	0,5
P9	31,8	4,42	8,84	0,02	0,5
P10	287,1	4,55	9,09	0,13	0,5
P11	42,9	1,44	2,88	0,06	0,5
P12	267,3	4,43	8,85	0,13	0,5
P13	17,9	5,25	10,5	0,01	0,5
P14	5,1	1,5	3	0,01	0,5
P15	1,8	0,91	1,82	0	0,5
P16	3,6	1,81	3,62	0	0,5
P17	14	3,54	17,7	0,03	0,5
P18	2	0,57	2,87	0	0,5
P19	2	0,57	2,87	0	0,5
P20	61,8	3,78	15,11	0,13	0,5
P21	35,4	2,47	12,34	0,07	0,5
P22	21,8	1,17	5,86	0,05	0,5
P23	10,6	0,24	1,2	0,02	0,5
P24	10,4	0,32	1,62	0,02	0,5
P25	37,5	0,34	1,72	0,05	0,5
PV	2	0,12	0,61	0	0,5
PX	2	0,12	0,61	0	0,5
P26A	64,6	2,07	8,29	0,13	0,5
PW	2	0,14	0,72	0	0,5
P26B	99,4	0,59	1,68	0,21	0,5
P27	62,8	1,49	5,97	0,13	0,5
P28	64,6	2,52	10,08	0,13	0,5
P29	88,79	1,18	5,88	0,06	0,5
P30	600,01	4,54	10,08	0,25	0,5
P31	108,8	1,18	5,88	0,08	0,5
P32	76	2,04	10,2	0,03	0,5
P33	2,37	0,47	2,37	0	0,5
P34	41,73	0,56	2,78	0,06	0,5
P35	309,17	2,49	12,45	0,1	0,5
P36	335,18	2,78	13,92	0,1	0,5
P37	4,8	0,48	2,4	0,01	0,5
P38	2,28	0,46	2,28	0	0,5
P39	4,56	0,91	4,56	0	0,5

P40	2,95	0,59	2,95	0,04	0,5
P41	84,53	1,58	7,9	0	0,5
P42	2,38	0,48	2,38	0,03	0,5
P43	43,93	1,29	6,46	0,03	0,5
P44	52,22	1,54	7,68	0,03	0,5
P45	24,58	1,58	3,15	0,03	0,5
P46	42,57	3,08	6,15	0,05	0,5
P47	23,9	1,44	2,88	0,06	0,5
PY	0,72	0,36	0,72	0	0,5
PZ	0,72	0,36	0,72	0	0,5
P48	42,57	3,13	6,26	0	0,5
P49	139,67	10,27	20,54	0,03	0,5

Fonte: Autor (2022)

A partir da teoria de Terzaghi (1943), foi calculada a capacidade de carga a ruptura geotécnica das fundações corridas. Considerou-se o modo de ruptura localizado de forma a ter maior segurança. Naturalmente utilizaram-se os parâmetros obtidos e apresentados anteriormente. Destaca-se, porém, que os parâmetros de resistência ao cisalhamento inicialmente estimados foram reduzidos para serem utilizados associados ao modo de ruptura localizada das fundações proposto por Terzaghi (1943). Assim, com as respectivas reduções passam a ser: $c^* = 22,8 \text{ kPa}$ e $\phi^* = 23, 2^\circ$.

A tabela 6.8 apresenta a identificação das paredes, a base adotada das sapatas, a capacidade de carga a ruptura (localizada) das fundações, a tensão atuante (carga edificação dividida pela área das sapatas) e, por fim, os fatores de segurança em relação a ruptura (F.S.)

Tabela 6.8- Carga de ruptura e fatores de segurança (F.S.)

Parede	Badotad (m)	Cap Carga rup - localizada - (kPa)	F.S.
P1	0,50	425,82	106,5
P2	0,50	425,82	33,8
P3	0,50	451,03	24,5
P4	0,50	451,03	225,5
P5	0,50	425,87	212,9
P6	0,50	425,87	212,9
P7	0,50	425,87	212,9
P8	0,50	425,87	30,0
P9	0,50	425,87	59,1
P10	0,50	425,87	6,7
P11	0,50	425,87	14,3
P12	0,50	425,87	7,0
P13	0,50	425,87	125,3
P14	0,50	425,87	125,3
P15	0,50	425,87	212,9

P16	0,50	425,87	212,9
P17	0,50	425,87	30,4
P18	0,50	425,87	212,9
P19	0,50	425,87	212,9
P20	0,50	425,87	6,9
P21	0,50	451,03	12,7
P22	0,50	425,87	19,5
P23	0,50	425,87	40,3
P24	0,50	425,87	40,9
P25	0,50	496,10	13,2
PV	0,50	425,87	212,9
PX	0,50	425,87	212,9
P26A	0,50	425,87	6,6
PW	0,50	425,87	212,9
P26B	0,50	425,87	4,3
P27	0,50	425,87	6,8
P28	0,50	405,25	6,3
P29	0,50	425,87	14,1
P30	0,50	451,03	3,8
P31	0,50	425,87	11,5
P32	0,50	425,87	28,6
P33	0,50	425,87	212,9
P34	0,50	425,87	14,2
P35	0,50	425,87	8,6
P36	0,50	425,87	8,8
P37	0,50	425,87	106,5
P38	0,50	425,87	212,9
P39	0,50	425,87	212,9
P40	0,50	425,87	212,9
P41	0,50	425,87	19,9
P42	0,50	425,87	212,9
P43	0,50	425,87	31,3
P44	0,50	425,87	31,3
P45	0,50	496,10	12,71
P46	0,50	508,85	36,76
P47	0,50	425,87	25,65
PY	0,50	425,87	212,94
PZ	0,50	425,87	212,94
P48	0,50	508,85	37,42
P49	0,50	425,87	31,31

Fonte: Autor (2022)

Observa-se que todas as sapatas corridas das paredes possuem segurança adequada com relação a ruptura. O menor fator de segurança é de cerca de 3,8 para a sapata da PAREDE P30. Por outro lado, o maior fator de segurança é maior que 200. Esse fato se deve ao baixo carregamento proveniente da estrutura. A seguir na tabela 6.9 apresenta-se a única sapata corrida com fator de segurança em relação à ruptura menor que 4,0.

Tabela 6.9- Parede com fator de segurança menor ou igual a 4,0

Parede	B adotad (m)	F.S.
P30	0,50	3,8

Fonte: Autor (2022)

A figura 6.22 destaca na estrutura a localização da sapata corrida com fator de segurança entre 3,0 e 4,0.

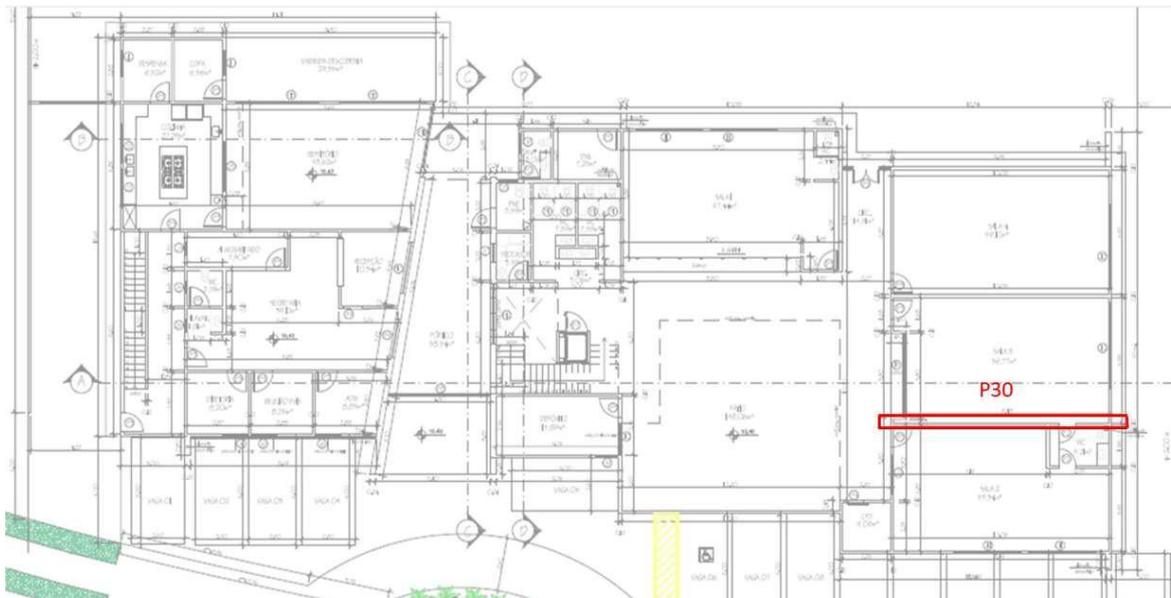


Figura 6.23- Planta baixa com destaque para a sapata com o $3,0 < FS < 4,0$. Fonte: Autor

6.5.2 Recalques

A partir do método do professor Barata (1982) que utiliza a teoria da elasticidade para a estimativa de recalques de fundações superficiais rígidas e tabelas de correlação de parâmetros de deformabilidade com os valores de N_{SPT} foi possível analisar o recalque absoluto de cada

uma das fundações. Destaca-se que, naturalmente, também foi suposto que as fundações estariam assentes a 0,2 metros de profundidade e a média dos N_{SPT} 's de 12 golpes.

A tabela 6.10 apresenta o comprimento das sapatas, a largura adotada, área e o recalque estimado pelo método do professor Barata (1982).

Tabela 6.10-Tabela dos recalques das sapatas

Parede	L (m)	Badotad (m)	Área nec.(m²)	Recalque (mm)
P1	4,91	0,50	2,46	0,44
P2	14,71	0,50	7,36	1,40
P3	13,57	0,50	6,79	2,04
P4	4,67	0,50	2,34	0,23
P5	1,67	0,50	0,84	0,16
P6	2,66	0,50	1,33	0,19
P7	0,59	0,50	0,30	0,09
P8	9,33	0,50	4,67	1,11
P9	8,84	0,50	4,42	0,88
P10	9,09	0,50	4,55	7,74
P11	2,88	0,50	1,44	3,36
P12	8,85	0,50	4,43	7,38
P13	10,5	0,50	5,25	0,42
P14	3	0,50	1,50	0,38
P15	1,82	0,50	0,91	0,11
P16	3,62	0,50	1,81	0,18
P17	17,7	0,50	3,54	1,91
P18	2,87	0,50	0,57	0,16
P19	2,87	0,50	0,57	0,16
P20	15,11	0,50	3,78	8,17
P21	12,34	0,50	2,47	4,52
P22	5,86	0,50	1,17	2,16
P23	1,2	0,50	0,24	0,66
P24	1,62	0,50	0,32	0,68
P25	1,72	0,50	0,34	0,80
PV	0,61	0,50	0,12	0,09
PX	0,61	0,50	0,12	0,09
P26A	8,29	0,50	2,07	6,04
PW	0,72	0,50	0,14	0,09
P26B	1,68	0,50	0,59	4,50
P27	5,97	0,50	1,49	7,38
P28	10,08	0,50	2,52	8,02
P29	5,88	0,50	1,18	3,00
P30	10,08	0,50	4,54	14,79
P31	5,88	0,50	1,18	3,30
P32	10,2	0,50	2,04	1,85
P33	2,37	0,50	0,47	0,17
P34	2,78	0,50	0,56	3,04
P35	12,45	0,50	2,49	6,36
P36	13,92	0,50	2,78	3,95
P37	2,4	0,50	0,48	0,40

P38	2,28	0,50	0,46	0,17
P39	4,56	0,50	0,91	0,23
P40	2,95	0,50	0,59	0,17
P41	7,9	0,50	1,58	2,58
P42	2,38	0,50	0,48	0,17
P43	6,46	0,50	1,29	1,61
P44	7,68	0,50	1,54	1,64
P45	3,15	0,50	1,58	0,48
P46	6,15	0,50	3,08	0,13
P47	2,88	0,50	1,44	0,10
PY	0,72	0,50	0,36	0,00
PZ	0,72	0,50	0,36	0,00
P48	6,26	0,50	3,13	0,13
P49	20,54	0,50	10,27	0,06

Fonte: Autor (2022)

Observa-se que todas as sapatas corridas das paredes possuem recalques estimados inferiores a 15 mm. Normalmente para uma estrutura usual, ou seja, edifício de concreto armado com revestimento em tijolo cerâmico emboçado, os recalques admissíveis absolutos são da ordem de 3 cm (30 mm). Desta forma, pode-se concluir que as fundações projetadas atendem o requisito de recalques compatíveis com a estrutura, pois entende-se que uma estrutura em *steel frame* permite pelos menos estes deslocamentos. A seguir na tabela 6.11 apresentam-se as sapatas corridas com recalques absolutos maiores que 7 mm.

Tabela 6.11- Paredes com recalques maiores que 7,0 mm

Parede	B adotad (m)	Recalque
P10	0,50	7,24
P12	0,50	7,38
P20	0,50	8,17
P27	0,50	7,38
P28	0,50	8,02
P30	0,50	14,79

Fonte: Autor (2022)

A figura 6.24 destaca na estrutura a localização das sapatas corridas com recalques absolutos maiores que 7 mm.

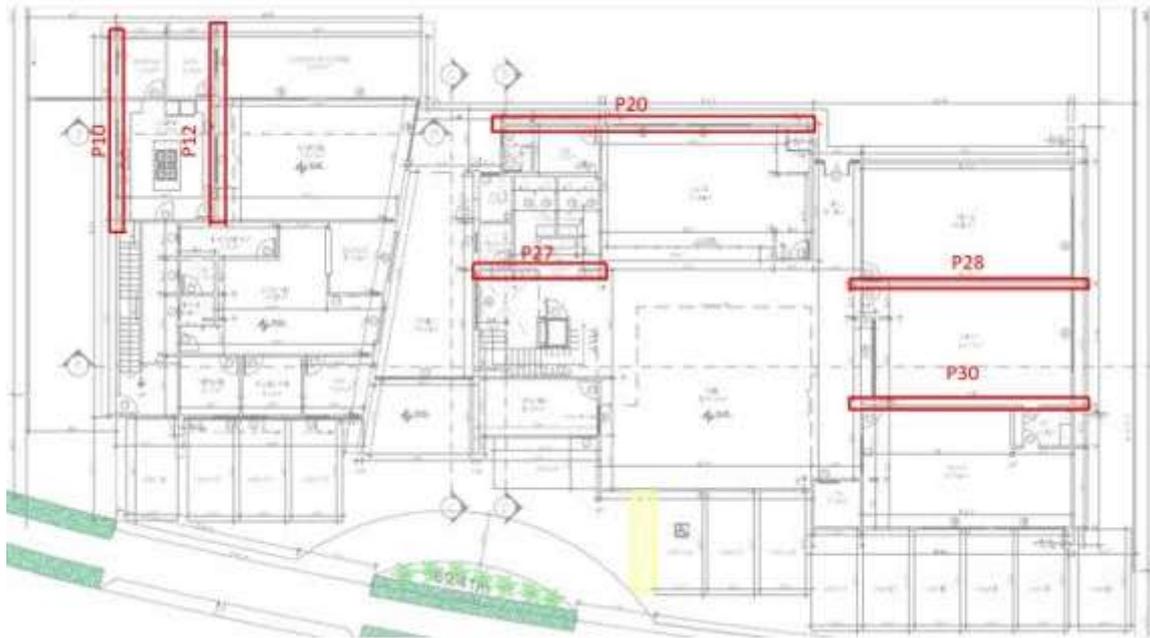


Figura 6.24- Planta baixa com destaque para as sapatas com os maiores recalques. Fonte: Autor

6.5.3 Estimativa de custo

- ✓ Valores do m³de sapata corrida obtidos através do site Gerador de Preços

No site Gerador de Preços. Brasil é possível chegar próximo ao custo real de um projeto, uma vez que, ele permite a obtenção de custos de construção ajustados ao mercado. Além disso, facilita a elaboração de documentação de qualidade (completa, consistente e com informação técnica vinculada a cada unidade de obra), útil para as distintas fases do ciclo de vida da edificação (estudos prévios, projeto de licenciamento e de execução, direção e execução da obra, utilização e manutenção, desconstrução e reciclagem final).

A figura 6.25 apresenta a interface do site Gerador de Preços, nele é possível colocar a geometria da sapata, os parâmetros do concreto, aço, separadores e complementos.

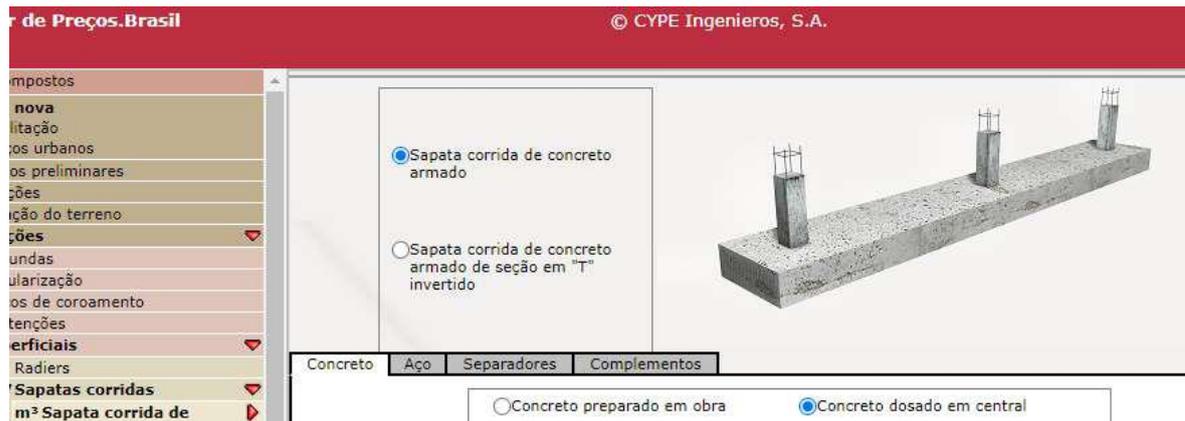


Figura 6.25- Interface do site Gerador de Preços. Fonte: Gerador de preço

Com essa ferramenta foi possível obter o valor do m³ de concreto de sapatas corrida. A tabela 6.12 apresenta os valores da execução, insumos e custo de manutenção nos primeiros 10 anos.

Tabela 6.12- Planilha orçamentaria com mão de obra, insumos e custo de manutenção

CSV010	m ³	Sapata Corrida			
Insumo	Un	Descrição	Rend.	Preço unitário	Preço Insumo
mt07aco020a	Un	Separador certificado para fundações.	7,000	0,37	2,59
mt07aco070f	kg	Aço em barras nervuradas, CA-50, de vários diâmetros, segundo ABNT NBR 7480.	105,000	11,25	1181,25
mt08var050	kg	Arame galvanizado para atar, de 1,30 mm de diâmetro.	0,800	2,68	2,14
mt10haf080iec	m ³	Concreto C25 classe de agressividade ambiental II e tipo de ambiente urbano, brita 1, consistência S100, dosado em central, segundo ABNT NBR 8953.	1,100	333,25	366,58
mq06bhe010	h	Caminhão bomba estacionado na obra, para bombeamento de concreto.	0,055	701,29	38,57
mo043	h	Armador.	0,584	26,47	15,46
mo090	h	Ajudante de armador.	0,584	20,58	12,02
mo045	h	Oficial de trabalhos de concretagem.	0,052	26,47	1,38
mo092	h	Ajudante de trabalhos concretagem.	0,261	20,58	5,37
	%	Custos diretos complementares	2,000	1625,36	32,51
Custo de manutenção: R\$ 49,74 nos primeiros 10 anos.				Total:	1657,87

Fonte: Gerador de Preços. Brasil³

³Sapata corrida de concreto armado, de concreto armado, realizada em escavação previamente executada, com concreto C25 classe de agressividade ambiental II e tipo de ambiente urbano, brita 1, consistência S100 dosado em central, e concretagem com bomba, e aço CA-50, com uma quantidade aproximada de 100 kg/m³. Inclusive

✓ Considerações para obtenção do volume de concreto total de sapatas corridas

Para as larguras das bases das sapatas tomada a decisão de adotar b igual a 50 cm como o padrão para a estimativa do volume de concreto das sapatas.

Para altura da altura da laje das sapatas devido a elevada rigidez necessária foi considerado h igual a 20 cm.

Contabilizando a metragem de sapatas foi encontrado 320 metros lineares de sapata corridas, todas dispostas sob a estrutura metálica. Assim, considerando $B=0,5m$, a área total da base é igual a $160m^2$. e o volume total seria de cerca de $32 m^3$.

6.5.3.1 Custo com base no site Gerador de Preços. Brasil

A tabela 6.13 apresenta um resumo das informações necessárias para a determinação do valor total das sapatas utilizando aos valores do Gerador de Preços.

Tabela 6.13- Valor total sapata corrida (Gerador de preços)

Valor m^3 =	R\$1660,00
Volume sapatas corridas=	32 m^3
Valor total =	R\$53.120,00

Fonte: Autor (2022)

Após análise do volume das sapatas corridas e com o auxílio do site Gerador de Preços. Brasil, foi possível chegar a uma estimativa do orçamentaria que inclui mão de obra, insumos e custo de manutenção, o valor encontrado foi de R\$ 53.120,00. Vale ressaltar que o site dá uma média de valores por região, porém com a pandemia esses valores possivelmente estão abaixo do real encontrado na região onde será realizado o empreendimento.

6.5.3.2 Custo com base ne estimativa do concreto armado de mercado fck de 25 MPa.

Para tentar trazer maior verossimilhança ao orçamento foi decidido realizar uma estimativa dos insumos: Aço e Concreto fck 25 MPa, usando os valores disponíveis na região.

armaduras de arranque dos pilares ou outros elementos, arame de atar, e separadores. O preço inclui o corte, dobra e montagem da armadura em central de armaduras de obra e a posterior colocação em obra, mas não inclui a fôrmas.

A tabela 6.14 apresenta os parâmetros considerados para a estimativa do orçamento da fundação sapata corrida com base no concreto armado de mercado.

Tabela 6.14- Parâmetros B e h

Badotado =	0,50m
h=	0,20 m

Fonte: Autor (2022)

Considerando para fins estruturais o funcionamento da sapata corrida como uma laje armada em uma única direção, pode-se lançar mão de que a armadura considerada para fins de orçamento seria igual a armadura mínima de uma seção transversal de laje. A equação 6.4 apresenta a taxa de armadura mínima de uma laje, ou seja, 0,15% da área da seção.

$$A_{smin} = 0,15\%Area \quad (6.4)$$

No caso deste trabalho, considera-se para fins práticos uma seção retangular, com dimensões de B e h, ou seja, menor dimensão em planta das sapatas corridas e a respectiva altura da laje de concreto da sapata. A equação 6.5 apresenta tal relação.

$$Area = B \times h \quad (6.5)$$

A tabela 6.15 apresenta um resumo dos dados necessários para cálculo das seções das sapatas corridas.

Tabela 6.15- Cálculo da seção mínima de armadura

B	0,5m
h	0,2m
$A_{s,min} =$	1,5 cm ² /m

Fonte: Autor (2022)

Após a realização do cálculo da taxa de amadura mínima foi encontrado uma área de seção mínima de 1,5 cm²/m, sendo assim foi adotado pela autora barra de diâmetro $\varnothing = 5\text{mm}$ então a $A_{barra} = 0,2\text{cm}^2$, ou seja, 8 barras.

Com esses parâmetros, foi verificado que a melhor opção comercialmente seria a Malha de aço tipo - Q196 10x10x5.00mm. A figura 6.24 apresenta a seção típica da sapata corrida

considerada no projeto, com a representação esquemática da malha de aço instalada. Destaca-se o cobrimento mínimo da armadura de 5 cm.

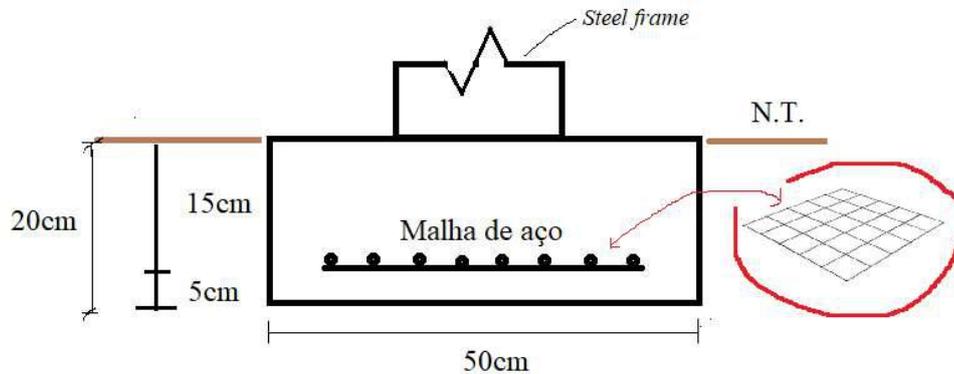


Figura 6.24- Malha Q196. Fonte: Adaptado de <https://www.marchio.com/produto/tela-soldada-q196-malha-10x10-5-0mm-245-x-60-mt-101121/>.

Após uma pesquisa em alguns sites foi possível encontrar a malha Q196 sendo vendida em rolos de 2,45m x 6,0m pelo valor de R\$ 660,00 por unidade.

Na tabela 6.16 apresenta-se o quantitativo de malhas Q196 necessárias para a execução das sapatas e o valor total.

Tabela 6.16- Valor total malha Q196

Área do rolo malha =	2,45 x 6,0 m = 14,7 m ²
Área das sapatas =	320 x 0,5 = 160 m ²
Número de rolos =	11 unidades
Valor unitário rolo =	R\$660,00
Valor total =	11 x R\$660,00 = R\$7260,00

Fonte: Autor (2022)

Para a estimativa do concreto foi encontrado o primeiramente o volume total, através da fórmula de volume, total em metros lineares vezes a base e a altura da sapata, então o volume encontrado foi 32 m³. O fck adotado foi 25 MPa, os valores encontrados na região onde a obra será realizada foi entorno de R\$400,00 por m³ de concreto. A tabela 6.17 apresenta o valor do volume de concreto necessário para a concretagem das sapatas.

Tabela 6.17- Valor total de concreto

m ³ de concreto =	32m ³
Valor m ³ concreto fck 25 MPa=	R\$400,00
Valor total =	32m ³ x R\$ 400,00 = R\$12.800,00

Fonte: Autor (2022)

A tabela 6.18 apresenta por fim o valor do estimado do concreto armado das fundações em sapata corrida. Para se tornar mais realista optou-se por considerar uma estimativa grosseira do valor da mão de obra como um valor semelhante aos valores orçados dos materiais (concreto e aço).

Tabela 6.18- Valor total concreto armado

32m ³ de concreto (fck = 25MPa) =	R\$12.800,00
Armadura malhaQ196	R\$7.260,00
Estimativa mão de obra média	(12.800,00 + 7.260,00)
Valor dos materiais	R\$ 20.060,00
Valor Total	R\$ 40.120,00

Fonte: Autor (2022)

6.5.3.3 Comparação de custos e valor médio

A tabela 6.19 apresenta uma comparação entre as duas estimativas de custo das sapatas corridas para as fundações da estrutura metálica em *steel frame*.

Tabela 6.19- Comparativo Gerador de preços vs concreto armado fck=25MPa

Valor m ³	32
Site Gerador de preços	R\$ 53.120,00
Concreto armado fck=25MPa	R\$ 40.120,00

Fonte: Autor (2022)

Para fins práticos optou-se por considerar o arredondamento do valor da média entre os dois orçamentos, ou seja, **R\$ 46.620,00 como custo para execução desta fundação.**

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES PARA FUTUROS PROJETOS

Uma estrutura especial em *steel frame* teve suas fundações projetadas geotecnicamente. Foram utilizadas sondagens a percussão com medida de N_{SPT} para determinar as dimensões destas fundações. Estimaram-se a capacidade de carga à ruptura e seus recalques. Cabe destacar que uma ferramenta muito utilizada no dia a dia de muitas pessoas – *Google Earth Pro*– foi determinante para sugerir o tipo de fundação empregado – sapata corrida.

Todas as fundações atenderam os dois requisitos básicos: (i) Segurança adequada com relação a ruptura, ou seja, $F.S.>3$; (ii) recalques compatíveis com a estrutura (recalques absolutos menor que 3 cm).

Um total de cerca de 320 metros lineares de sapatas foram projetadas com larguras de meio metro e instaladas a 0,2 m de profundidade. Foram estimados 32 metros cúbicos de concreto para a execução das sapatas.

Uma estimativa de custo média para a execução das fundações foi realizada. Com as premissas mencionadas ao longo do trabalho foi possível estimar o valor de execução das fundações da estrutura em torno de R\$ 46 mil reais.

Vale destacar a facilidade construtiva para o sistema de sapatas corridas executadas quase na superfície do nível do terreno. Porém uma atenção especial deve ser dada a questão da impermeabilização da estrutura de fundação devido a presença do *steel frame*. Neste contexto, devem ser seguidas as recomendações da NBR 15575-1 (2010) para as questões de impermeabilização das estruturas.

A seguir são apresentadas algumas sugestões para serem realizadas em futuros projetos, quer seja desta estrutura, ou de outra semelhante, em *steel frame*.

- Proposta de execução para este projeto;
- Estimativa dos Recalque diferencial;
- Estimativa dos Recalque distorcional;
- Projetar a fundação considerando a carga de vento;
- Estimativa de um orçamento mais completo;
- Projeto de fundação profunda (comparativo financeiro);

- Instrumentar com strain gauges as bases (próximas as fundações) das estruturas em steel frame para saber as deformações que elas sofrem ao longo do tempo.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118** – Projeto de estruturas de concreto: Procedimentos. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 14762**: dimensionamento de estruturas de aço perfis formados a frio. Rio de Janeiro, 2001.

_____. **NBR 16970-1**: *Light Steel Framing* – Sistemas construtivos estruturados em perfis leves de aço formados a frio, com fechamento em chapas delgadas. Parte 1: Desempenho. Rio de Janeiro, 2022.

_____. **NBR 16970-2**: *Light Steel Framing* – Sistemas construtivos estruturados em perfis leves de aço formados a frio, com fechamento em chapas delgadas. Parte 2: Projeto Estrutural. Rio de Janeiro, 2022.

_____. **NBR 6123**: Forças devido ao vento em edificações Rio de Janeiro, 1988

_____. **NBR 15575-1**: Edificações habitacionais — Desempenho - Parte 1: Requisitos gerais. Rio de Janeiro, 2010.

Arquitetura + Aço: Fundações para Steel Framing (Foundations for Cold Formed Stud Walls) Disponível em <http://felipeschmitzhaus.blogspot.com/2015/07/fundacoes-para-steel-framing>. Acesso em: 26 de junho 2022.

AZEVEDO, Hélio Alves. **O edifício até sua cobertura. 2. ed.** São Paulo: Edgard Blücher, 1997. Acesso 28 mar. 2022.

BRASILIT, **Grupo Saint Gobain. Apostila de Construção Industrializada** – 2014. Disponível em: <https://cupdf.com/document/apostila-construcao-industrializada-steel-frame.html?page=86>. Acesso em: 1 de junho 2022.

BRASIL.GERADORDEPREÇOS Disponível em http://www.brasil.geradordeprecos.info/obra_nova/Fundacoes/Superficiais/Sapatas_corridas/Sapata_corrida_de_concreto_armado.html#gsc.tab=0 .Acesso em:30 de junho 2022.

BITTENCOURT, Douglas M. A. - **Capacidade de Carga Geotécnica de Fundações** - fundações slides06/aula07.Disponível em <http://professor.pucgoias.edu.br/SiteDocente/admin/arquivosUpload/17430/material/PUC-FUND-06.pdf>.Acesso em: 29 de maio de 2022.

BRITO, José Luis Wey de. **Fundações do edifício**. São Paulo, EPUSP, 1987.

CASTRO, R. C. M. **Arquitetura e tecnologia em sistemas construtivos industrializados**. Light steel framing. Dissertação (Mestrado). Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, 2005.Acesso em: 18 de julho. 2015.

CINTRA, J.C.A.; AOKI, N.; ALBIERO, J.H. **Fundações diretas**. São Paulo, Oficina de Textos. 2011.

DANZIGER, Fernando Artur Brasil. **Notas de aula Fundações Superficiais** – IME, 2007. Disponível em: <https://docplayer.com.br/110056472-Notas-de-aula-fundacoes-2007-prof-fernando-artur-brasil-danziger.html>. Acesso em: 30 de junho 2022

DÓRIA, Luiz Eduardo Santos. **Projeto de estrutura de fundação em concreto do tipo radier**. 2007. 93 p. Dissertação (Pós-Graduação em Engenharia Civil) – Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Alagoas, Alagoas, 2007. Disponível em: http://www.ctec.ufal.br/posgraduacao/ppgec/dissertacoes_arquivos/Dissertacoes/Luis%20Eduardo%20Santos%20Doria.pdf. Acesso em: 18 de julho. 2015.

FASTCON. **Comparativo Steel Frame x Alvenaria** <http://fastcon.com.br/steel-frame-vantagens/>. Acesso em 28 mar. 2022

GOOGLE.EARTH PRO.<https://www.google.com/intl/ptBR/earth/about/versions/#earth-pro/>, 2022.

Imagens de Satélite Alphaville Rio Costa do Sol, Rio das Ostras - State of Rio de Janeiro. **Google Maps** <https://www.google.com.br/maps/place/Alphaville+Rio+Costa+do+Sol/@-22.4329857,41.8462446,17z/data=!3m1!4b1!4m5!3m4!1s0x96344bba4285b7:0xd750e656f9b1bf2!8m2!3d-22.4329907!4d-41.8440559?hl=pt-BR>. Acesso em: 1 de junho 2022.

IBDA, Fórum da Construção. **Steel Frame X Alvenaria: qual a melhor opção para sua obra?** Disponível em <http://www.forumdaconstrucao.com.br/conteudo.php?a=29&Cod=2467>. Acesso em: 19 de junho 2022.

INSTITUTO AÇO BRASIL CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO RIO - **Manual de Construção em Aço, Steel Frame Arquitetura ed 2**, Rio de Janeiro, 2012.

JENKINS, Sharon - **Good Housekeeping Stran-Steel House (Ensign-Seelinger House)**. Disponível em <https://theclio.com/entry/16393>, 2015. Acesso em: 18 de junho de 2022.

MARANGON, **Capacidade de carga dos solos**. Faculdade de Engenharia – NuGeo/Núcleo de Geotecnia. Disponível em: <https://www.ufjf.br/nugeo/files/2013/06/MARANGON-2018-Cap%C3%ADtulo-07-Capacidade-de-Carga-dos-Solos-2018.pdf> Acesso em: 20 de maio de 2022.

MELHADO Silvio Baratinho et al. Silvio Burrattino et al. **Fundações**. São Paulo: Escola Politécnica Da Universidade de São Paulo, 2002

ODS, **Objetivos de Desenvolvimento Sustentável** – ONU Brasil, c2022. Disponível em: <https://brasil.un.org/pt-br/sdgs>. Acesso em: 30 de junho 2022.

PEREIRA, Caio. **Sapatas de fundação**. Escola Engenharia, 2016. Disponível em: <https://www.escolaengenharia.com.br/sapatas-de-fundacao/>. Acesso em: 20 de maio de 2022.

ROGINSKI, Carlos Eduardo **Fundações de obras: como escolher a mais adequada para cada projeto**. Disponível em: <https://celere-ce.com.br/construcao-civil/fundacoes-de-obras/>. Acesso em: 20 de maio de 2022.

SOHLER, Flavio Augusto. **Construção em Steel Frame é o futuro das construções brasileiras?** Disponível em <https://blog.ipog.edu.br/engenharia-e-arquitetura/construcao-em-steel-frame/>. Acesso 26 mar. 2022

STEEL FRAME BRASIL - **Quando o Steel Frame chegou no Brasil e sua história?** Disponível em <http://steelframebrasil.com.br/quando-o-steel-frame-chegou-no-brasil-e-sua-historia/> Acesso em: 18 de junho de 2022.

URBANO, Rodriguez Alonso – **Exercícios de Fundação**. São Paulo, 1983.

ANEXO A – Boletim de Sondagem Primeira Campanha

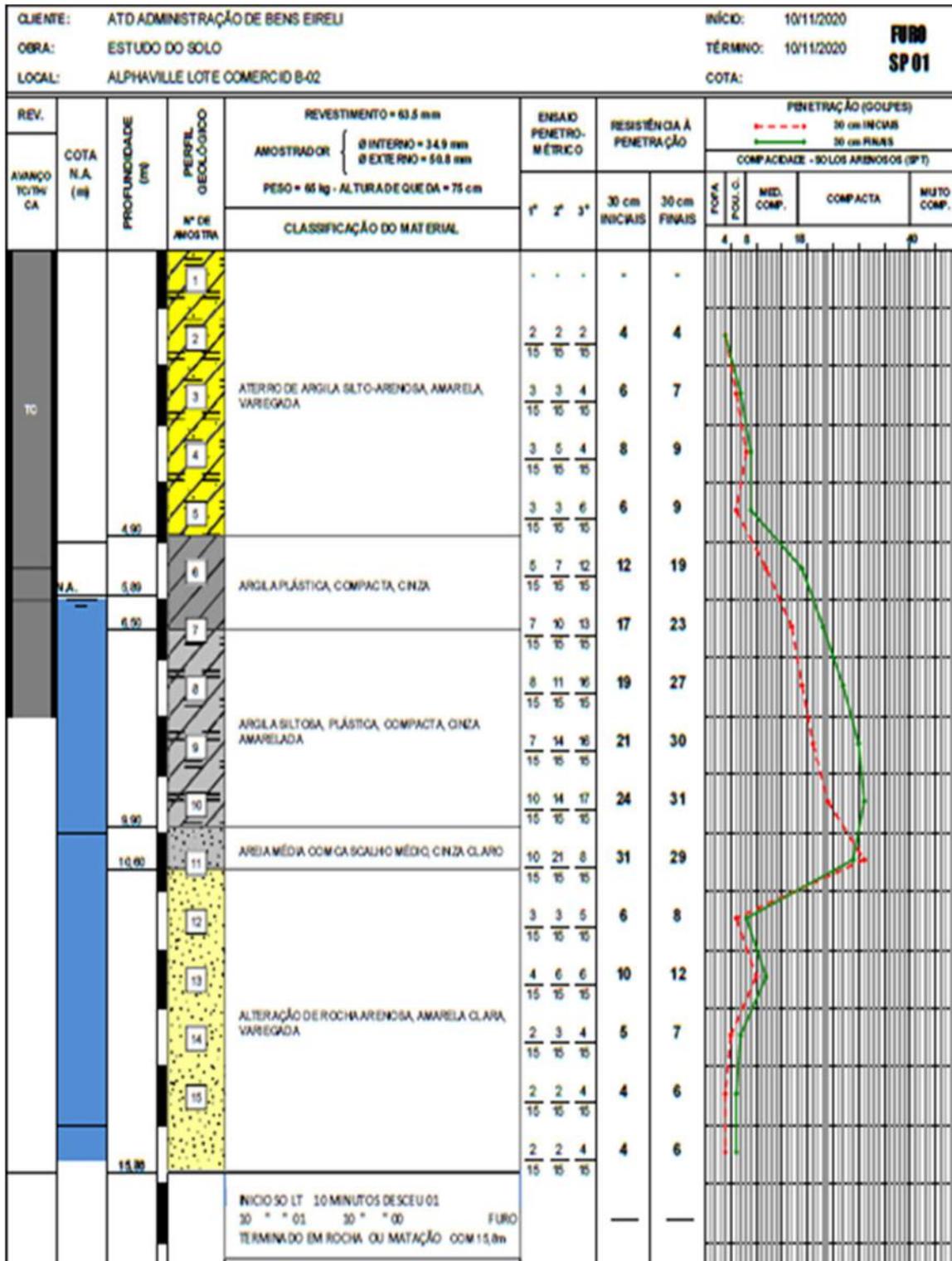


Figura A.1 – perfil de sondagem SP01.

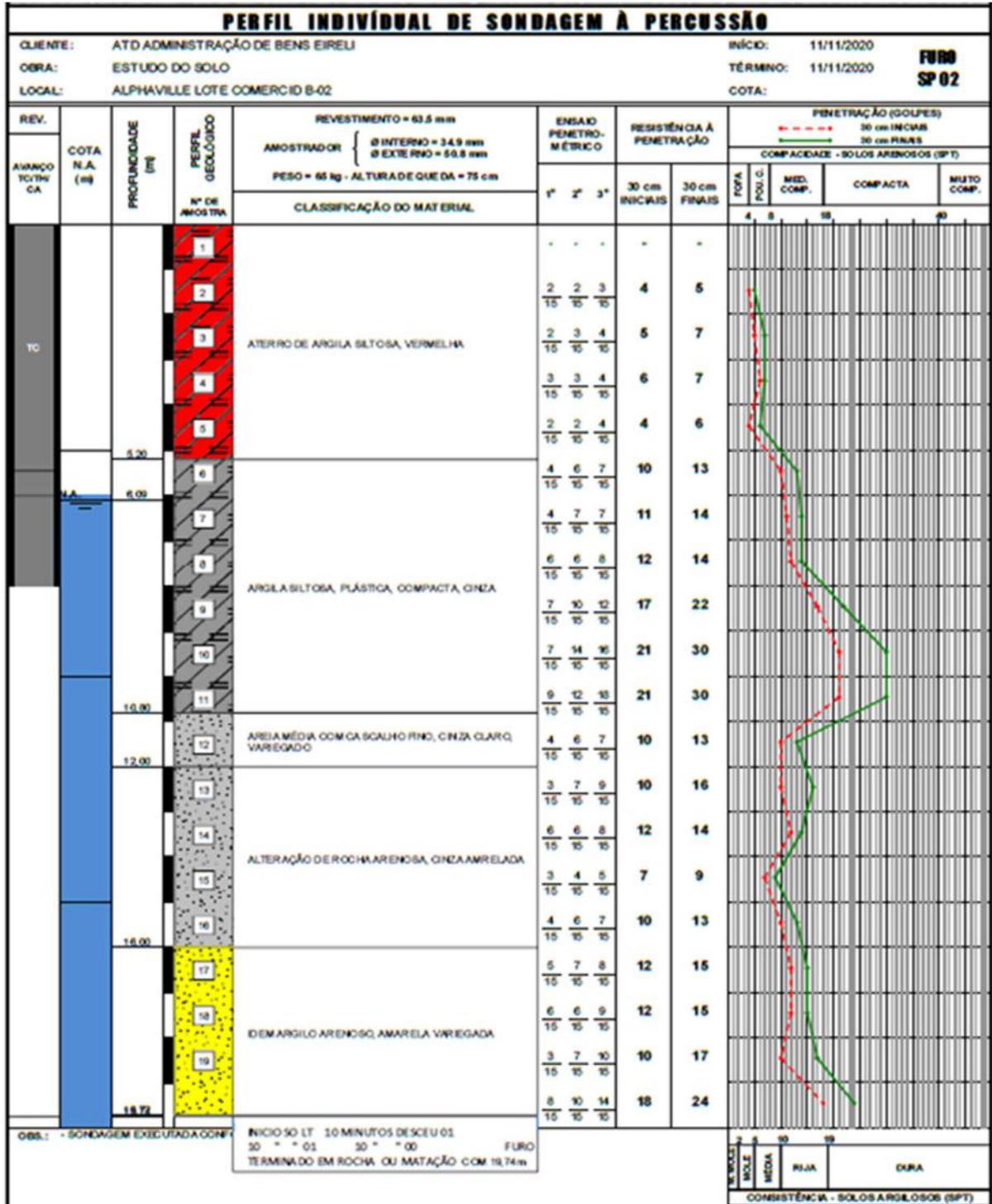


Figura A.2 – perfil de sondagem SP02. 1

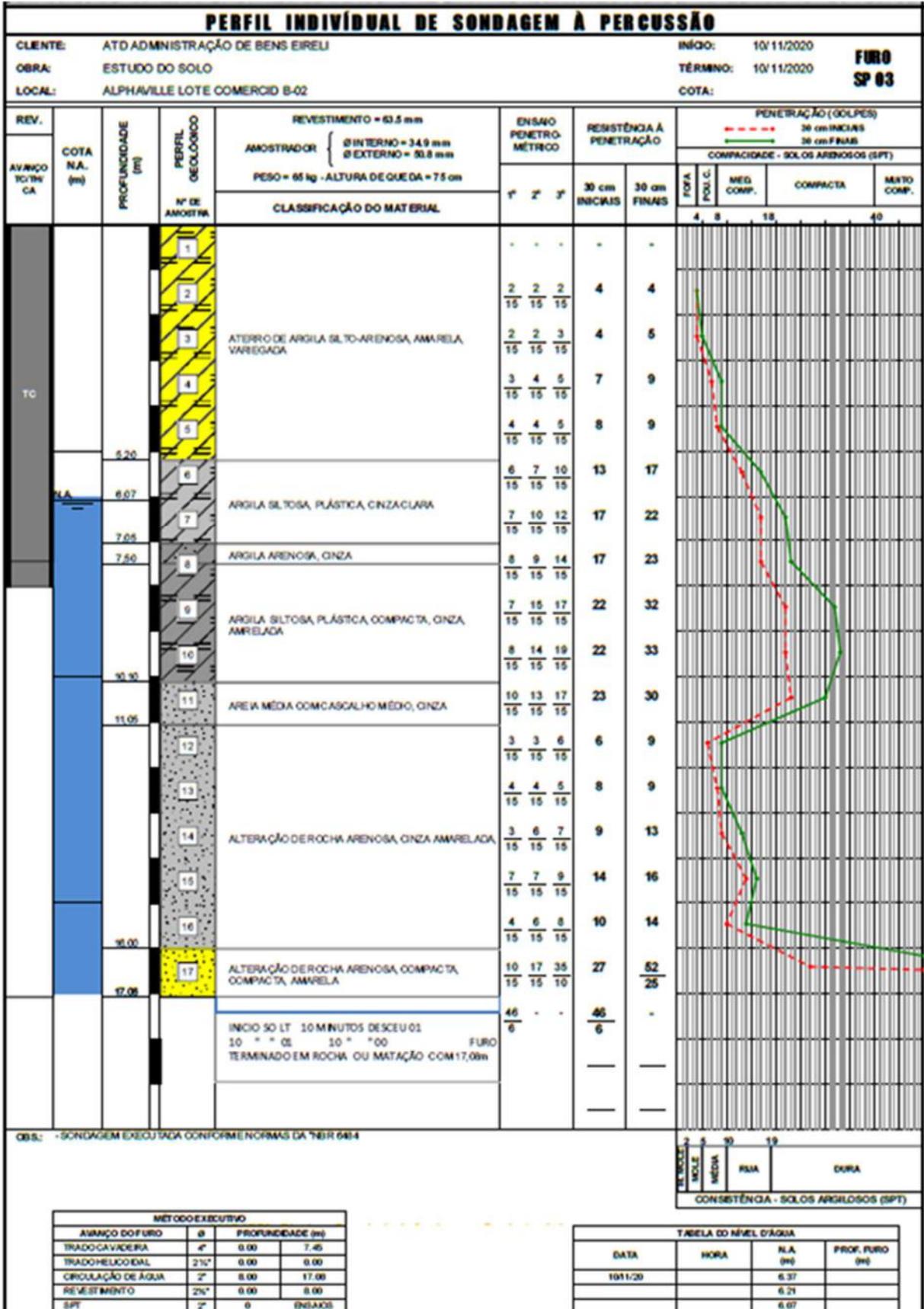


Figura A.3 – perfil de sondagem SP03. 1

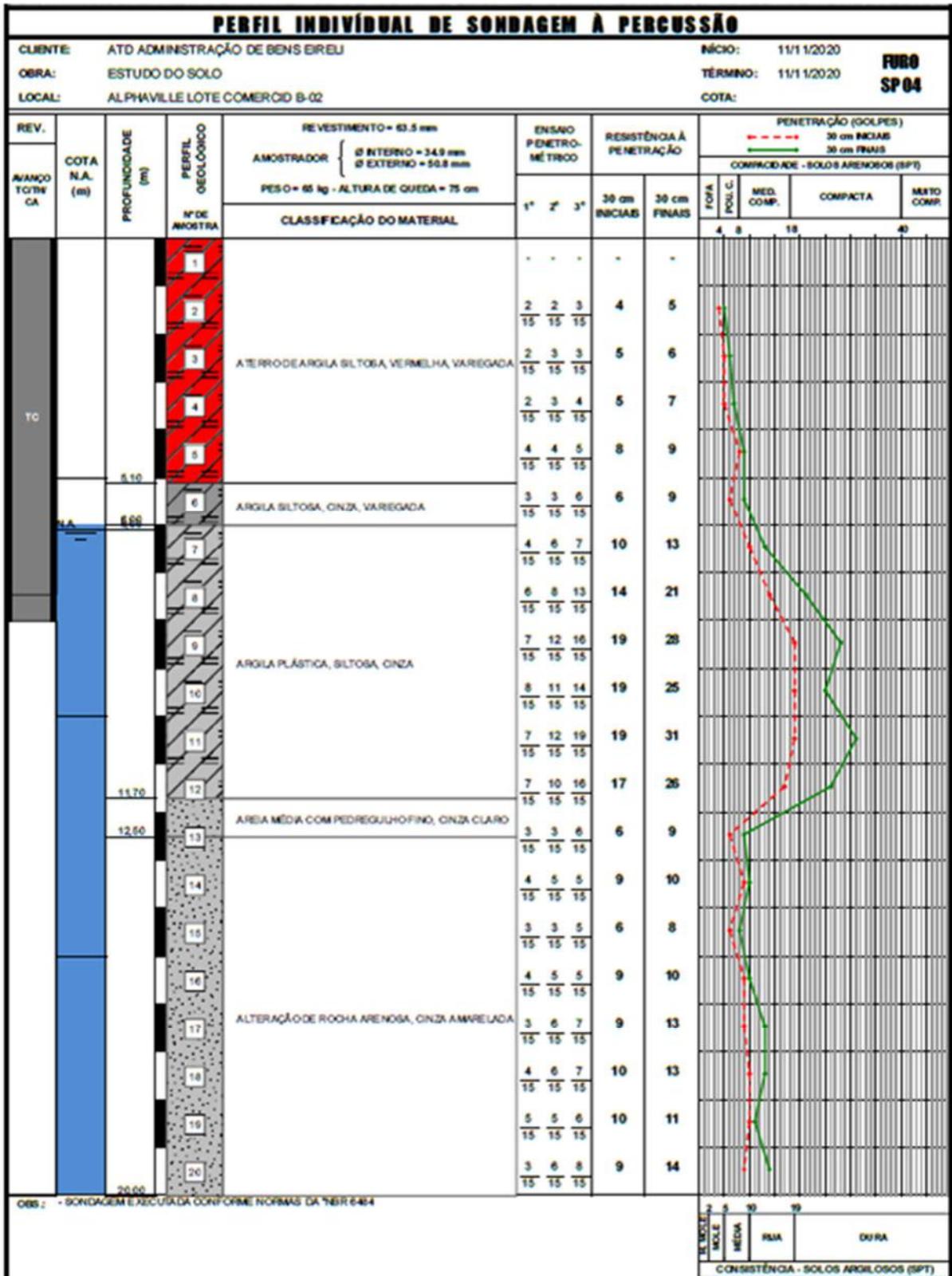


Figura A.4 – perfil de sondagem SP04. 1

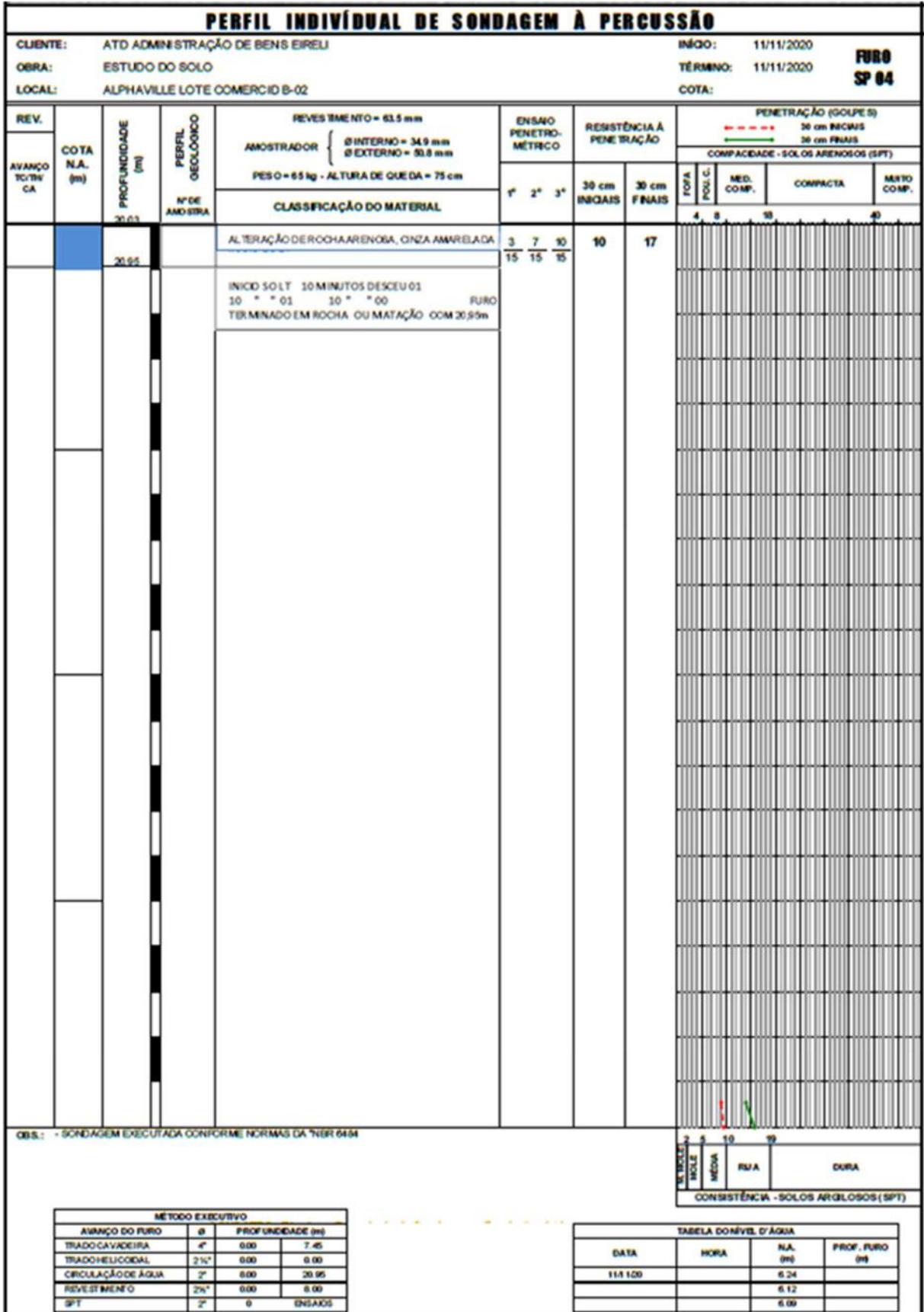


Figura A.4 – perfil de sondagem SP04. 2

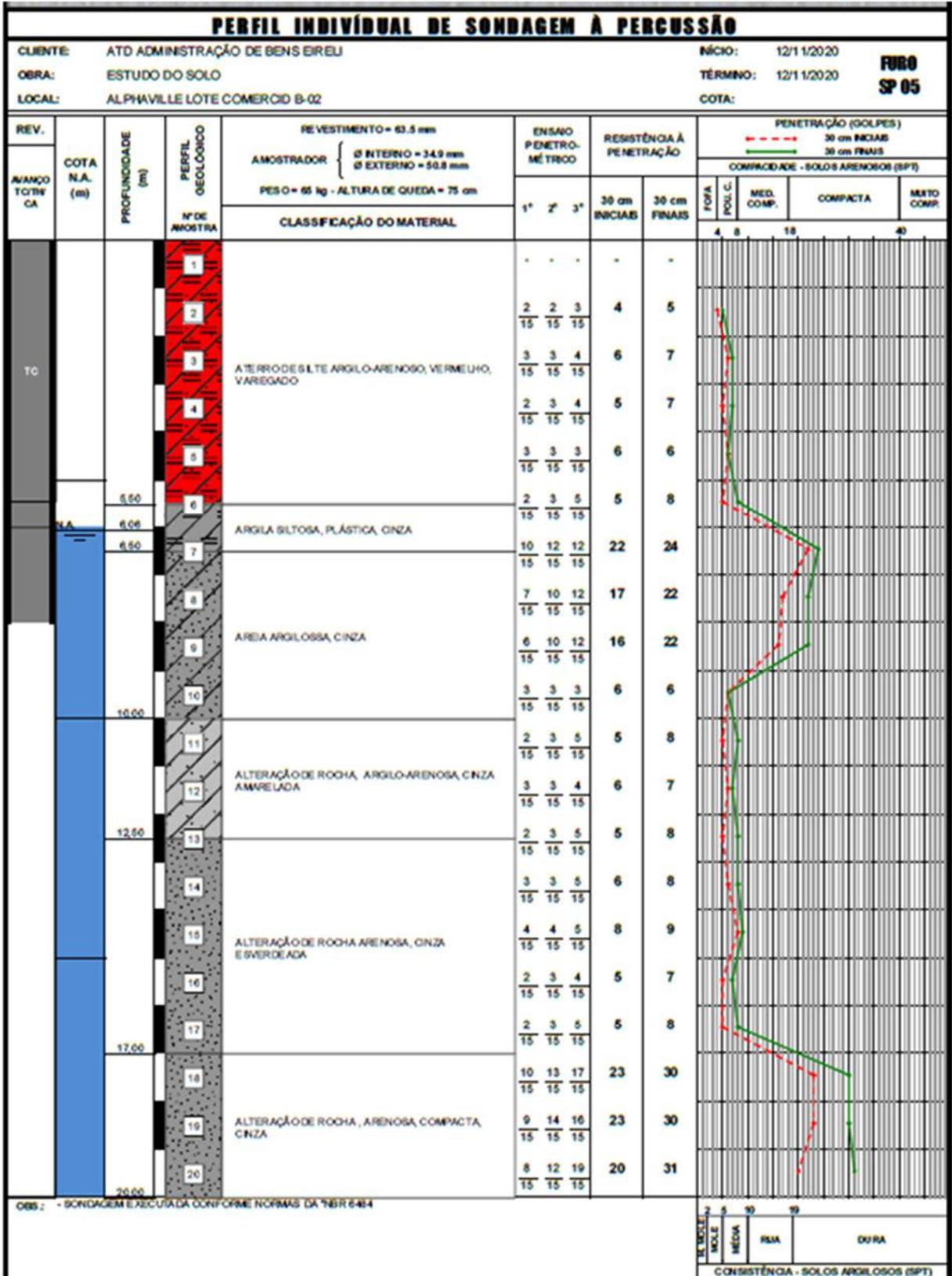


Figura A.5 – perfil de sondagem SP05. 1

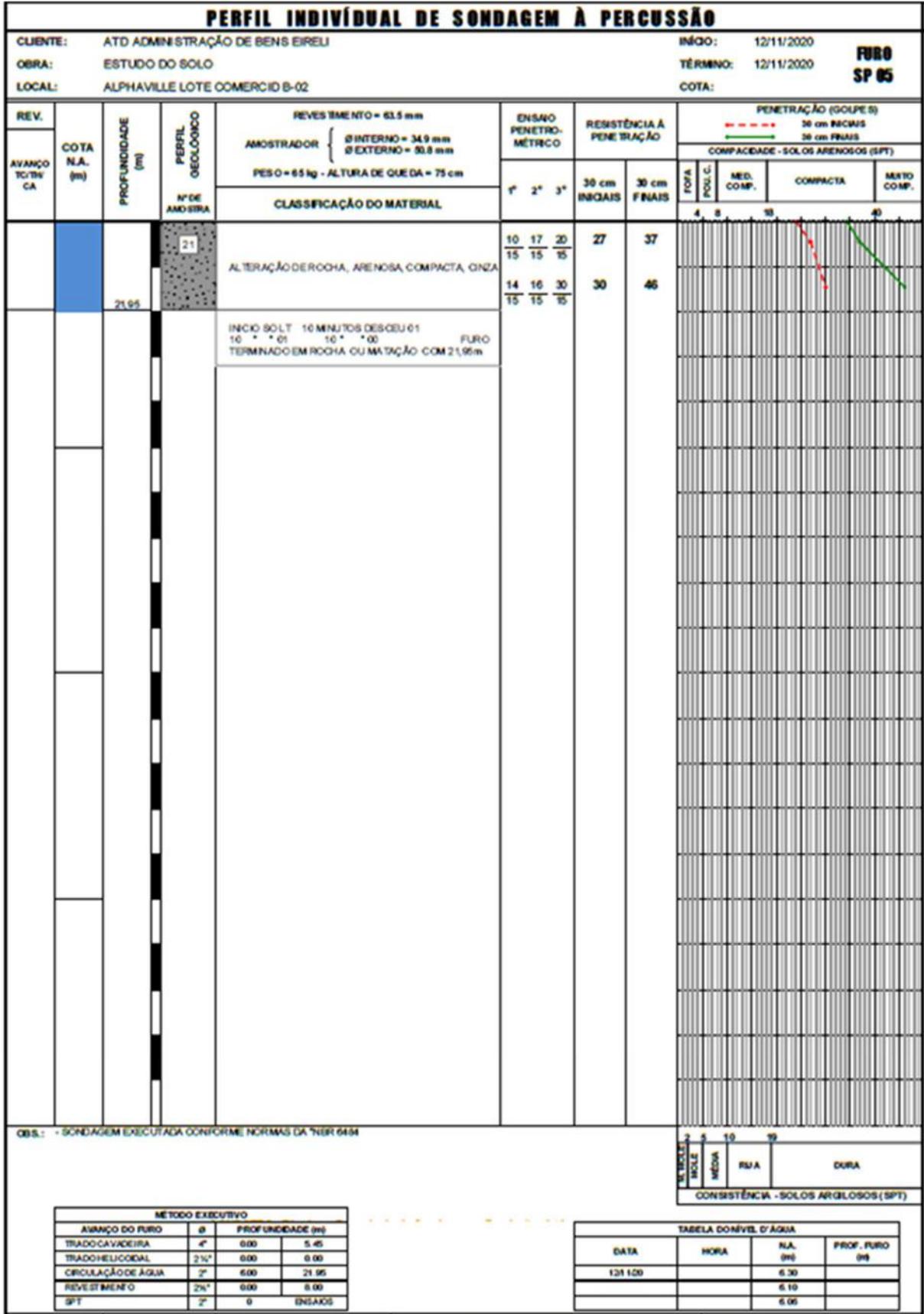


Figura A.5 – perfil de sondagem SP05.2

ANEXO B – Boletim de Sondagem Segunda Campanha

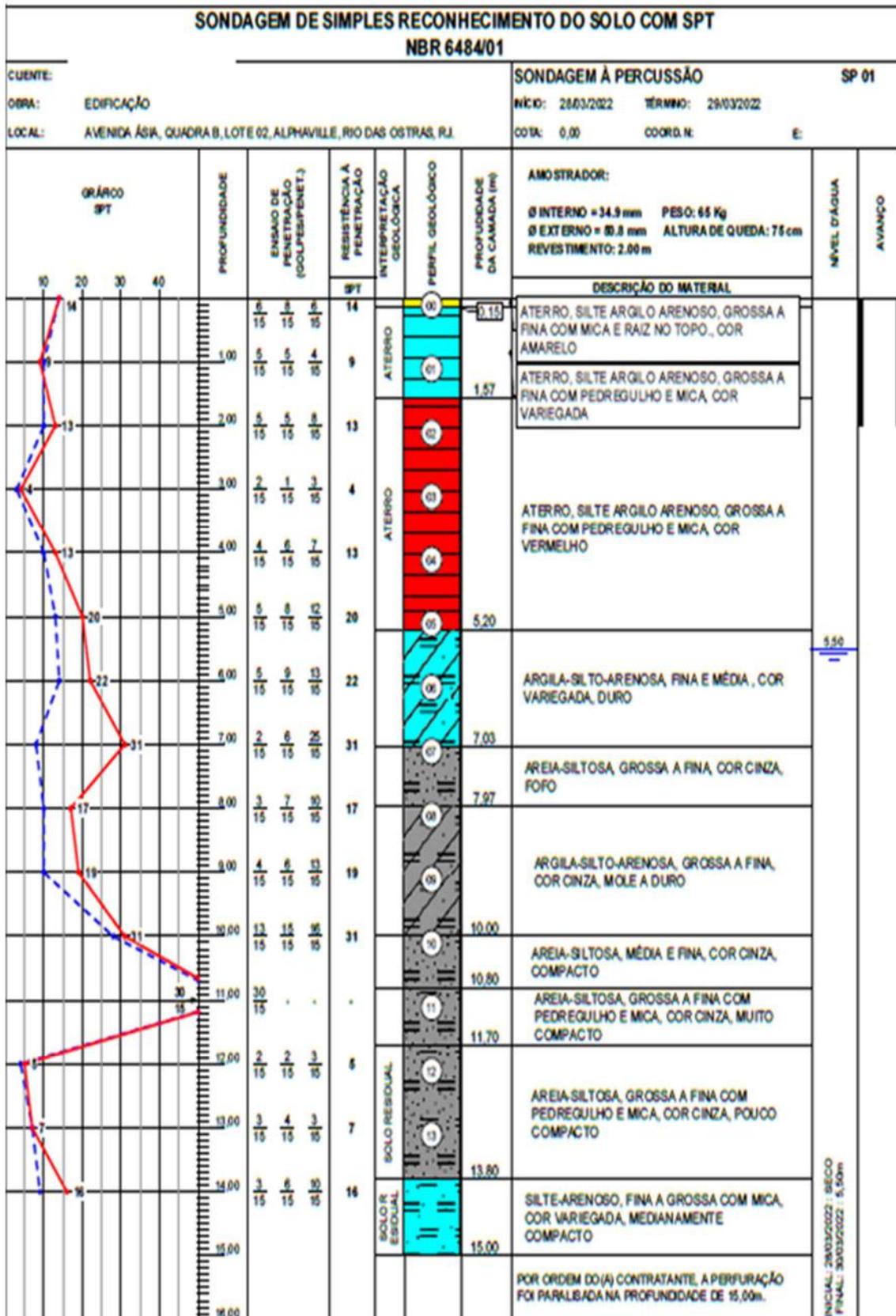


Figura B.1 – perfil de sondagem SP01.

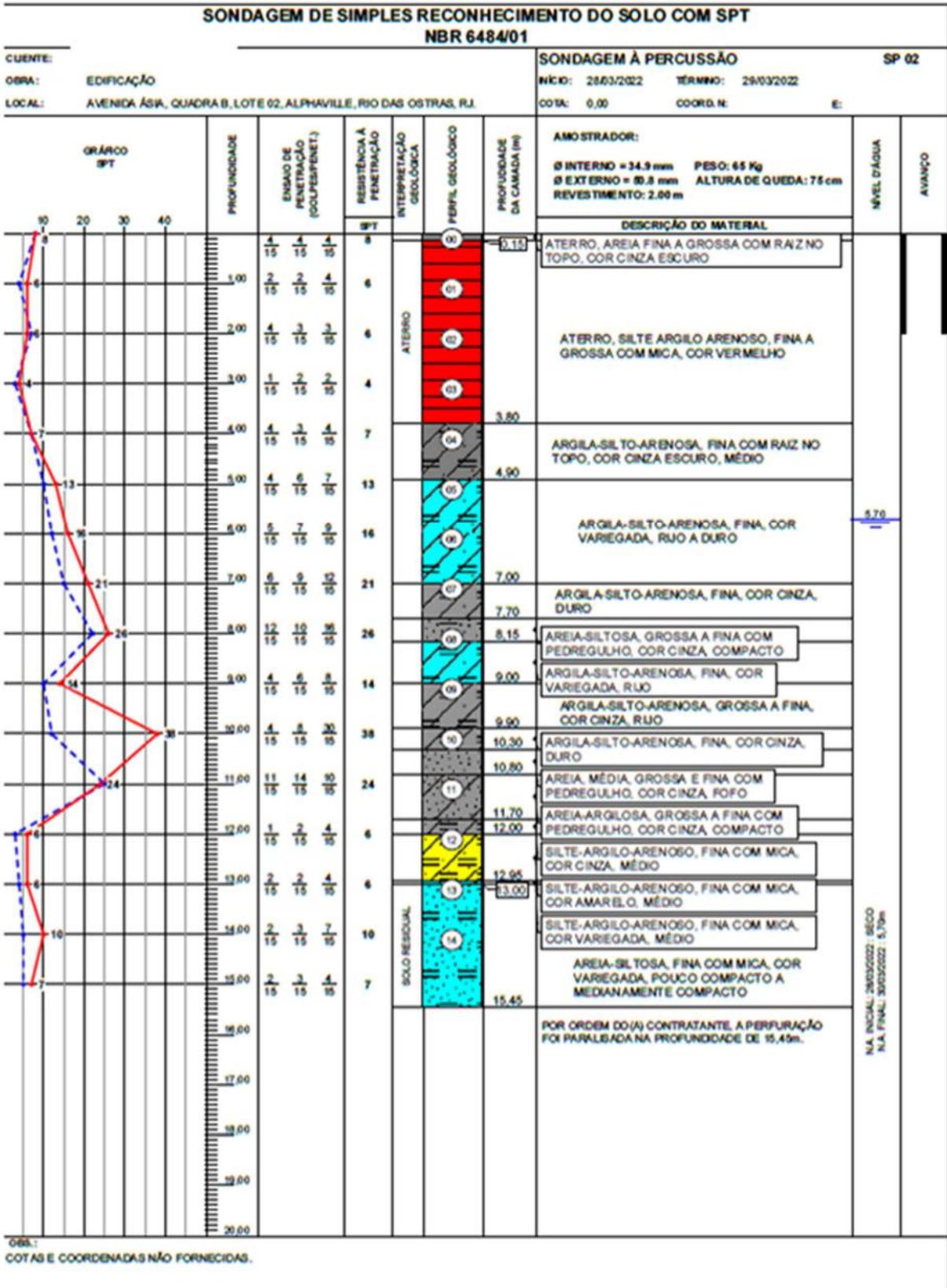


Figura B.2 – perfil de sondagem SP02.

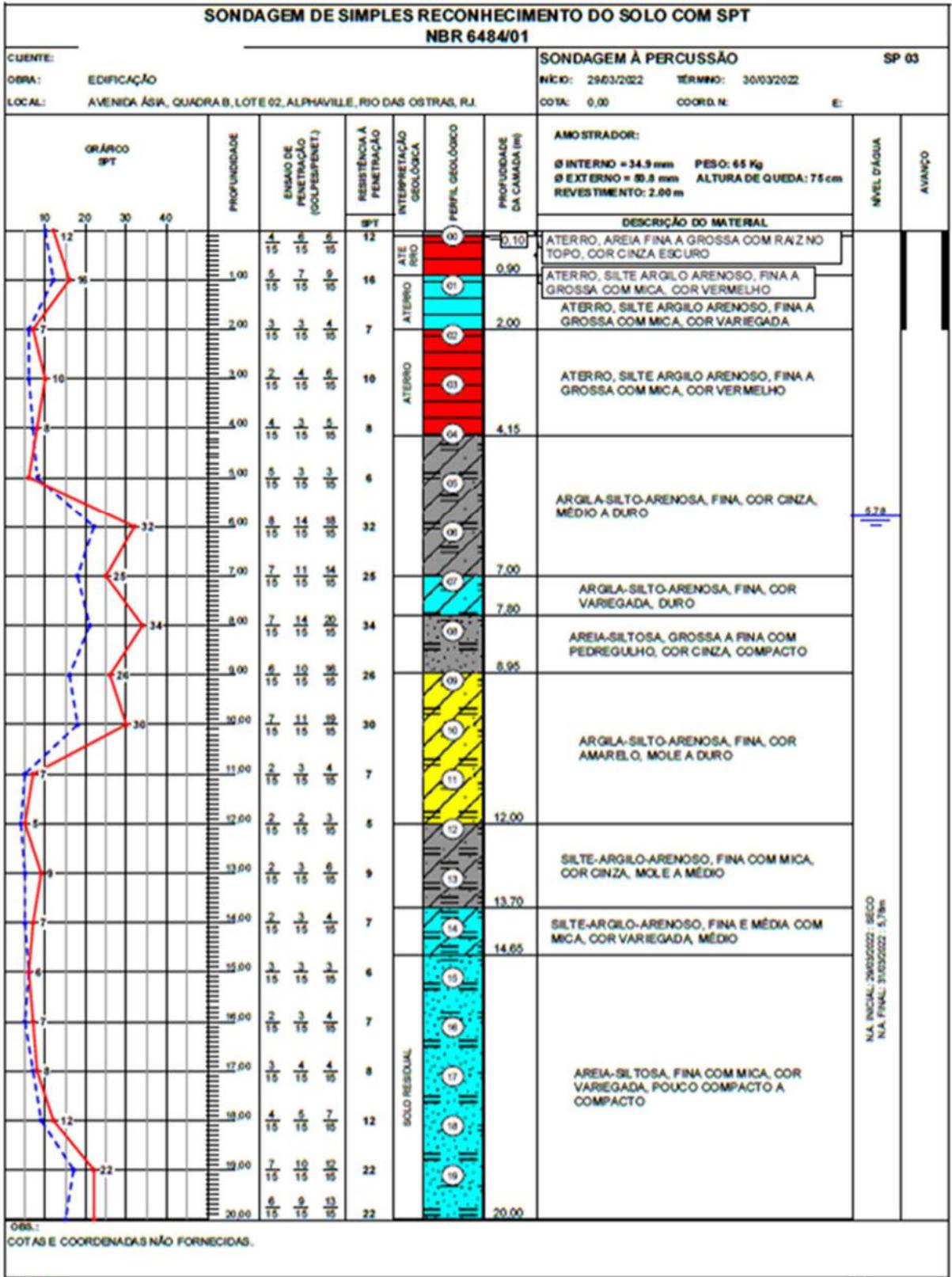


Figura B.3 – perfil de sondagem SP03. 1

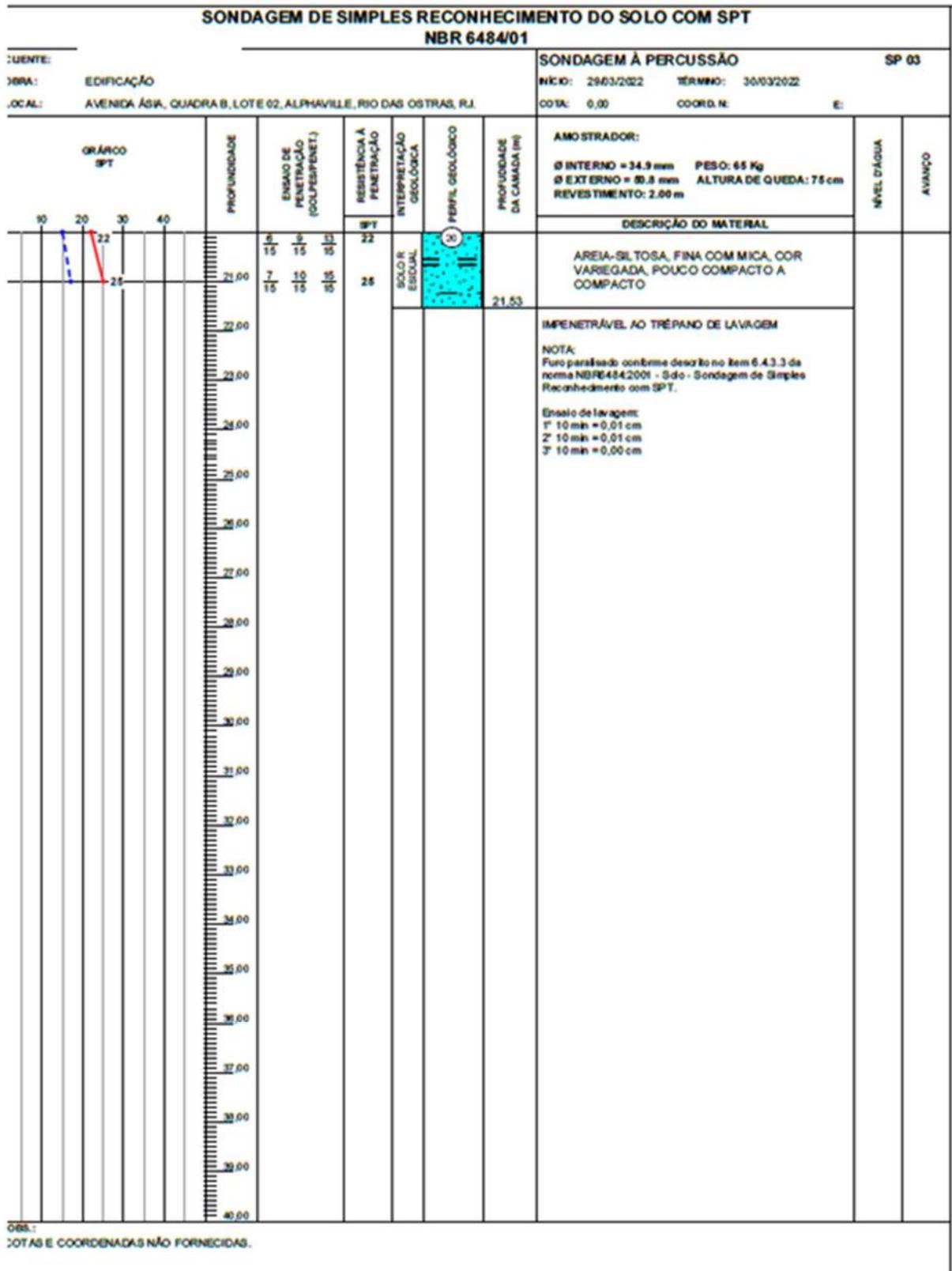


Figura B.3 – perfil de sondagem SP03. 2

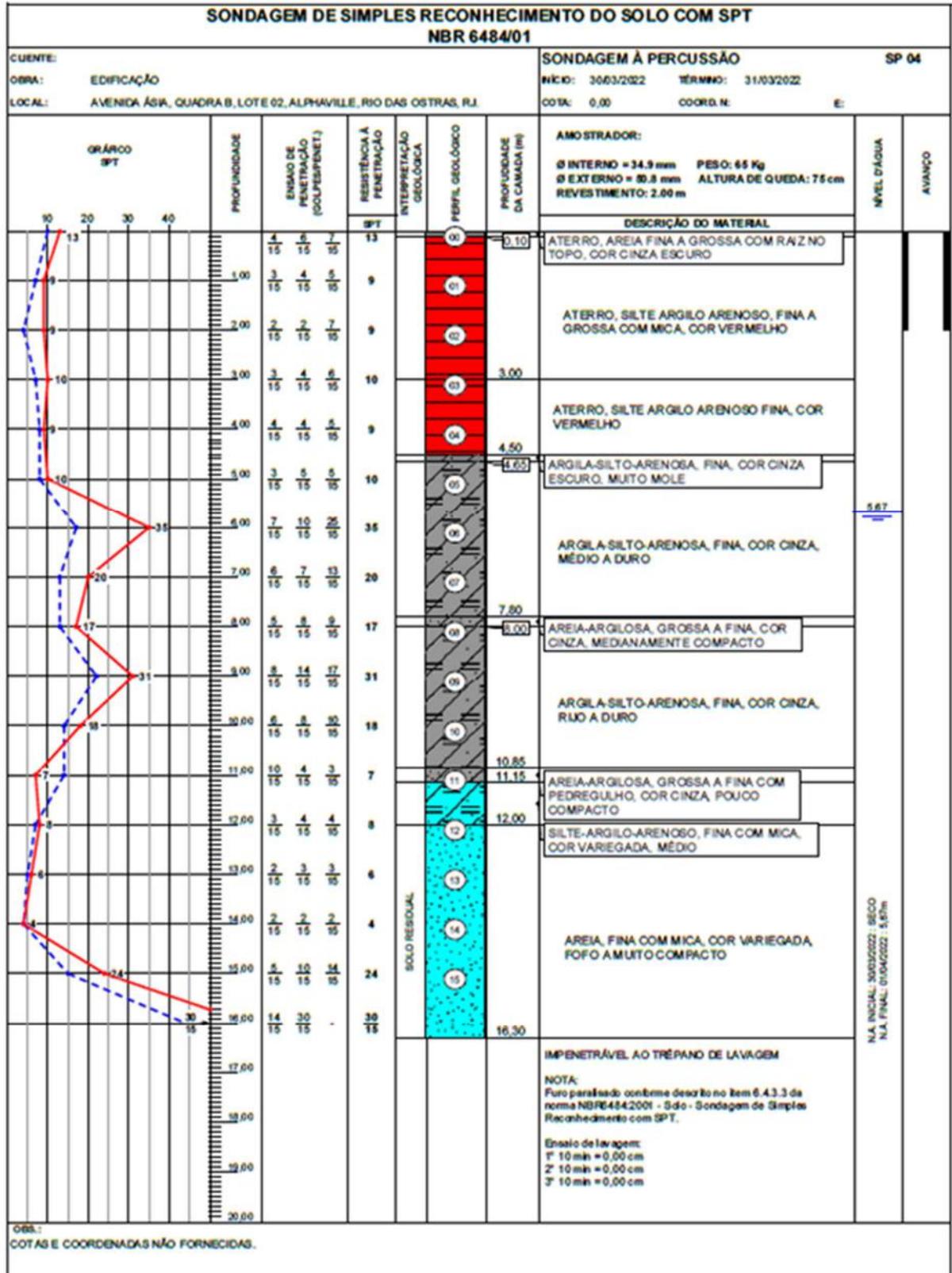


Figura B.4 – perfil de sondagem SP04.

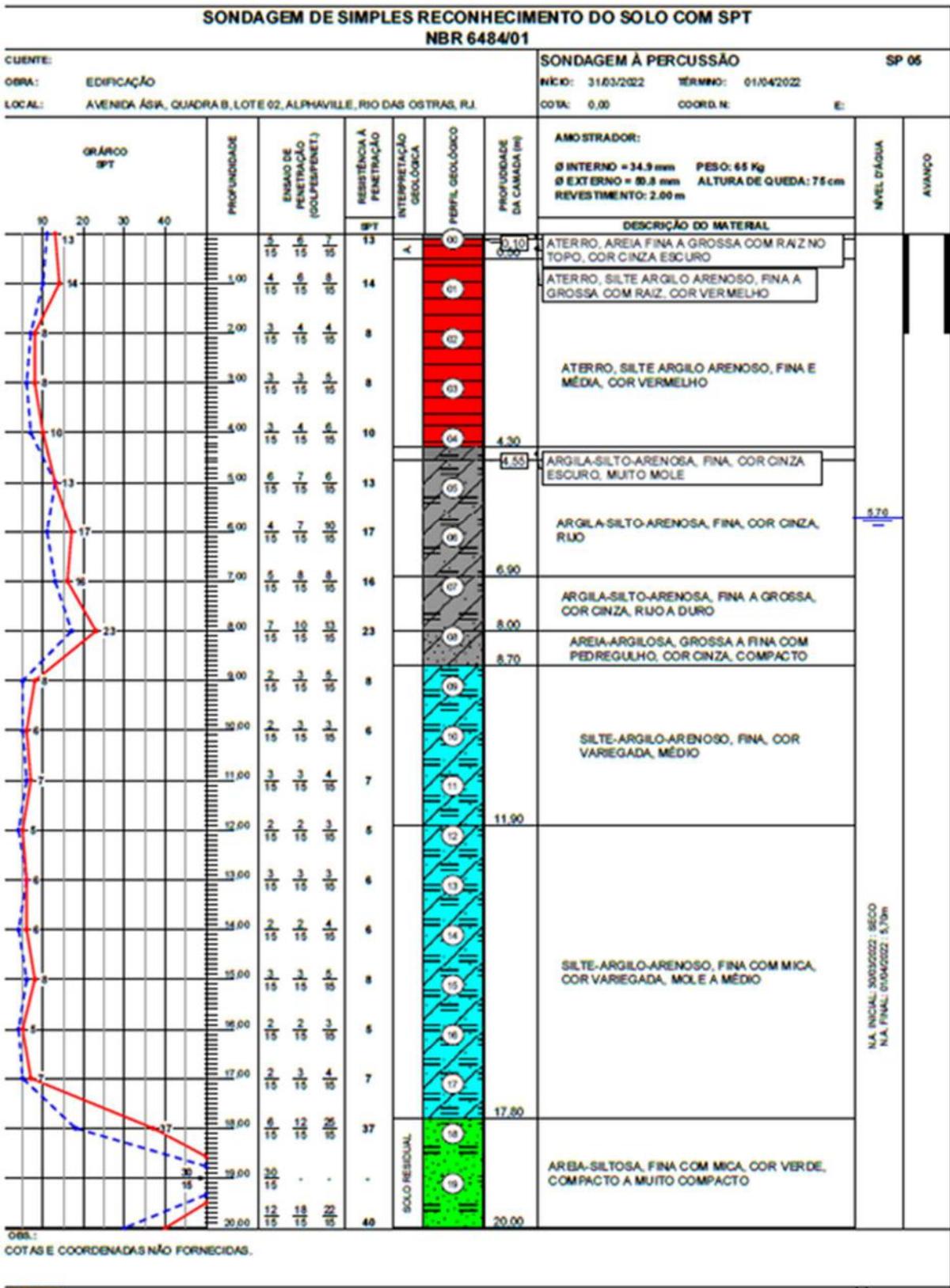


Figura B.5 – perfil de sondagem SP05. 1

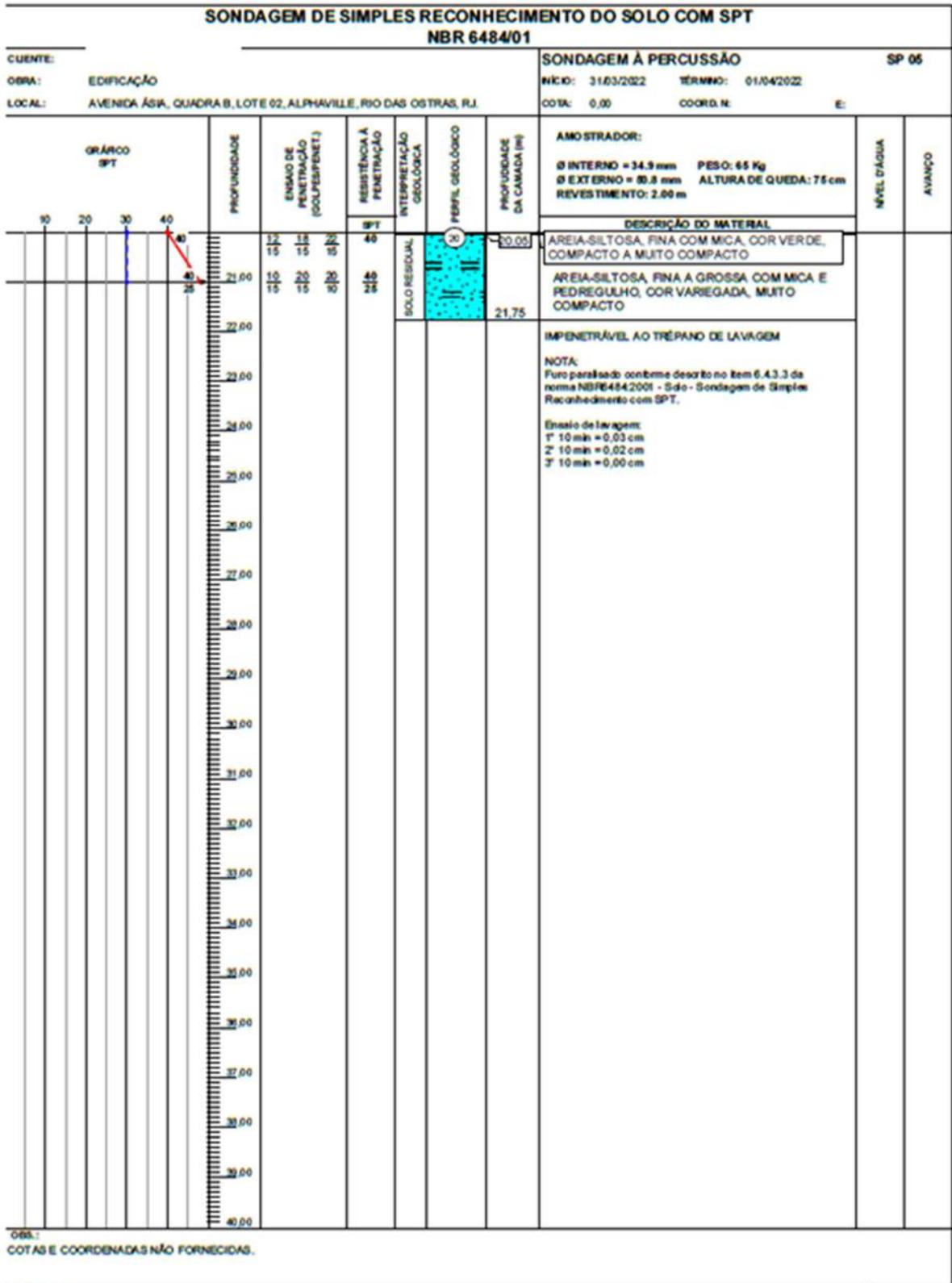


Figura B.5 – perfil de sondagem SP05. 2

ANEXO C – Mapa de Cargas

LADO ESQUERDO

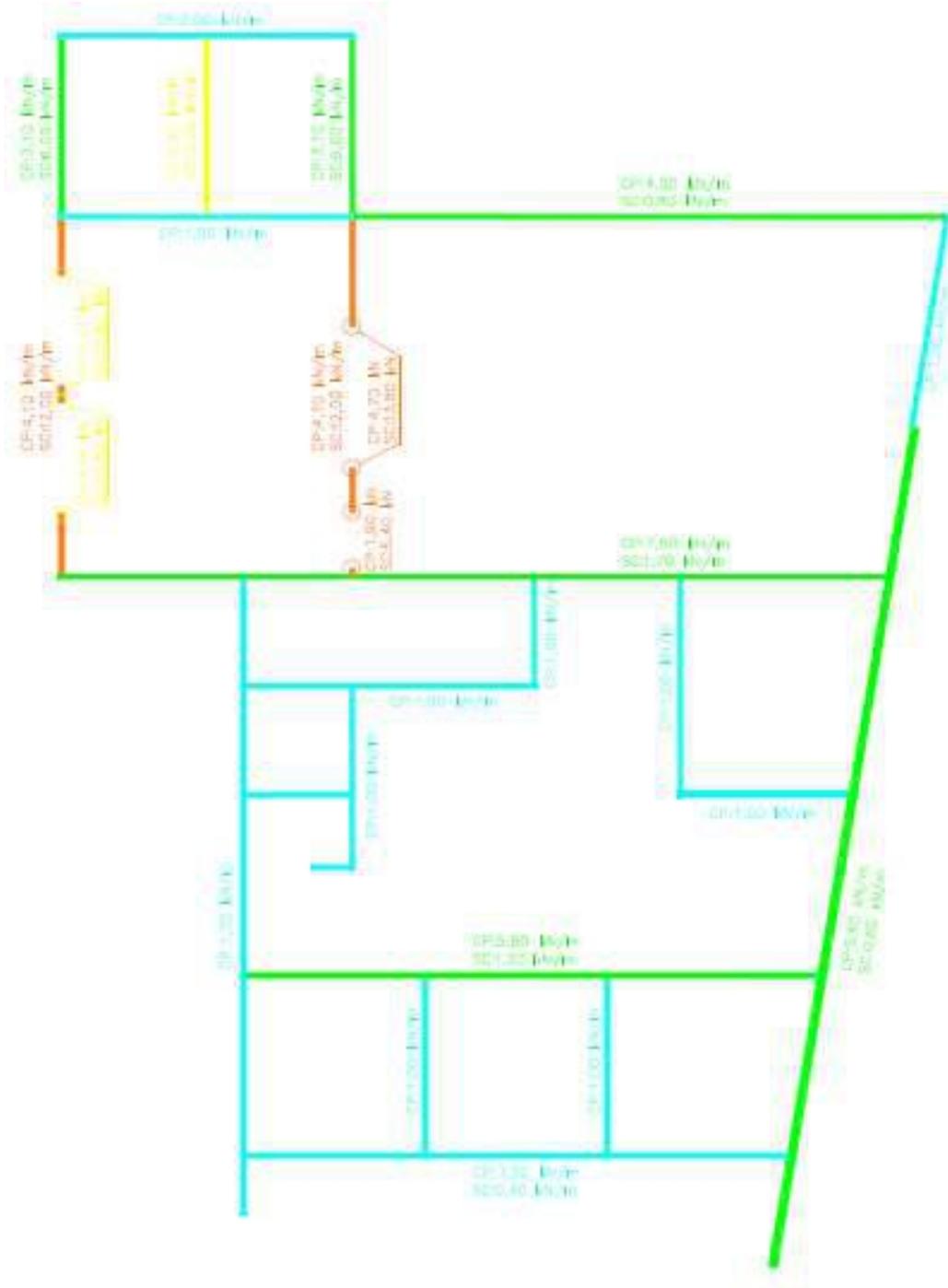


Figura C.1 – Mapa de Carga lado Esquerdo.

LADO DIREITO

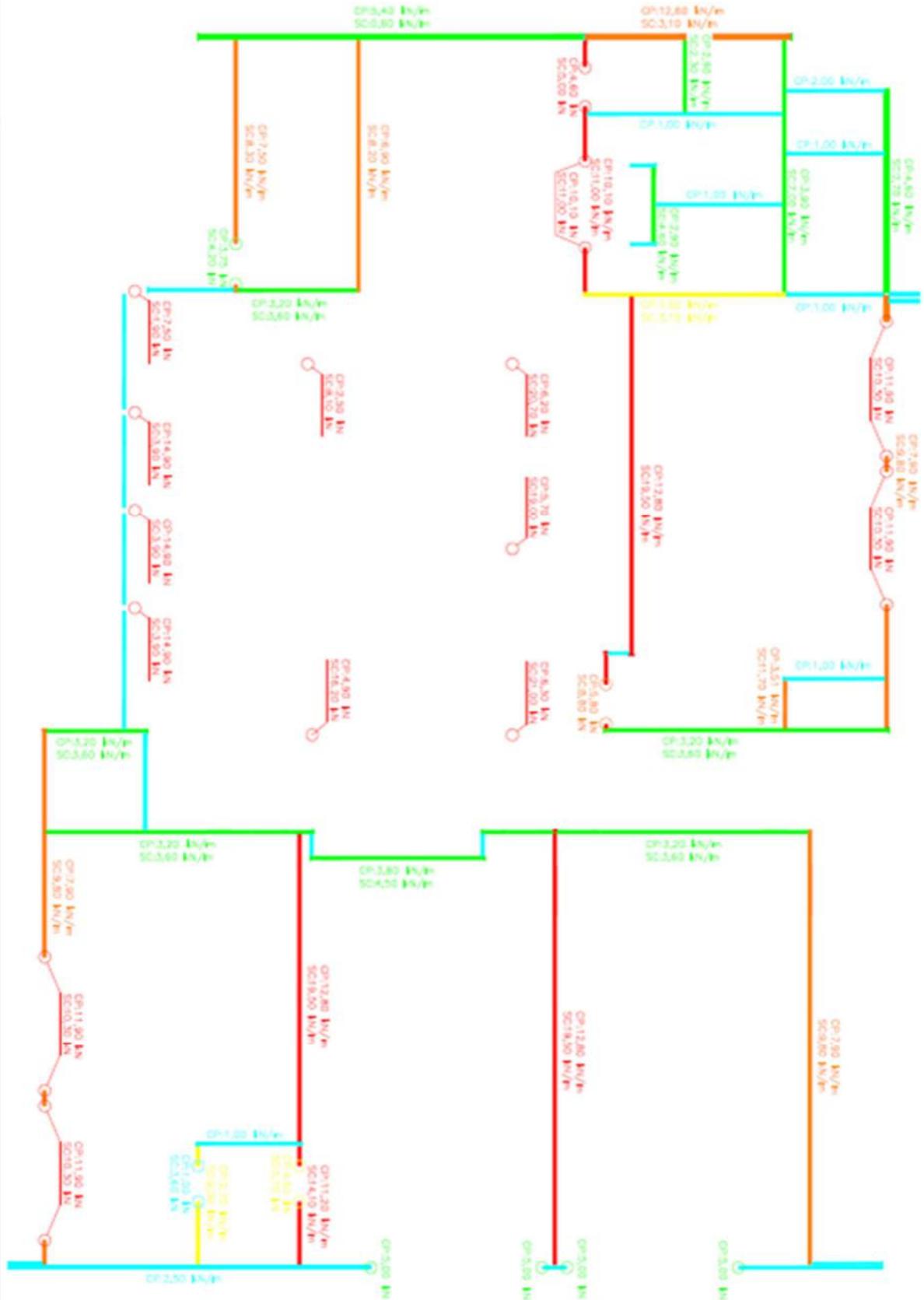


Figura C.2 – Mapa de Carga lado Direito