



Erland González Leão

**Análise numérica e experimental
do comportamento de fundações
de tanques de combustível**

Tese de Doutorado

Tese apresentada como requisito parcial
para obtenção do grau de Doutor pelo
Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil do Departamento de
Engenharia Civil e Ambiental da PUC-Rio.

Orientador: Prof. Celso Romanel
Co-Orientador: Prof. Pedricto Rocha Filho

Rio de Janeiro
Outubro de 2023



Erland González Leão

**Análise numérica e experimental
do comportamento de fundações
de tanques de combustível**

Tese apresentada como requisito parcial
para obtenção do grau de Doutor pelo
Programa de Pós-Graduação em Engenharia
Civil da PUC-Rio. Aprovada pela Comissão
Examinadora abaixo.

Prof. Celso Romanel

Orientador

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC – Rio

Prof. Pedricto Rocha Filho

Co-Orientador

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC – Rio

Prof^a. Ana Cristina Castro Fontenla Sieira

Universidade do Estado do Rio de Janeiro – UERJ

Prof^a. Bernadete Ragoni Danziger

Universidade do Estado do Rio de Janeiro – UERJ

Prof. Rodrigo Cesar Pierozan

Instituto Federal de Rondônia – IFRO

Prof. Fernando Henrique Martins Portelinha

Universidade Federal de São Carlos – UFSCAR

Rio de Janeiro, 20 de outubro de 2023

Todos os direitos reservados. É proibida a reprodução total ou parcial do trabalho sem autorização da universidade, do autor e do orientador.

Erland González Leão

Graduou-se em Engenharia Civil pela Escuela Militar de Ingenieria Mscal. Antonio José de Sucre (La Paz – Bolívia) em 2008, Mestrado em Engenharia Civil pela Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro em 2019. Realizou Especializações, em Projeto e Construção de Estradas e Pontes, 2011, em Gerenciamento na Construção de Obras, 2016, em Geotecnia e Geofísica Aplicada. Trabalhou em Projetos da Prefeitura da Cidade de La Paz (Bolívia) como Projetista e Supervisor de obras no período 2009 – 2010, participou na Construção e Pavimentação de Ruas, Construção de Prédios Industriais e Edificações no período 2011 – 2017, atualmente atua em projetos de fundações em geral, escavações profundas, projetos de mineração (Projetista, Descaracterização barragens, Design Review e HIRA). Ingressou no Doutorado em Engenharia Civil da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro no primeiro semestre de 2019, atuando na linha de pesquisa de Geotecnia Experimental e Geomecânica Computacional.

Ficha Catalográfica

González Leão, Erland
Análise numérica e experimental do comportamento de fundações de tanques de combustível / Erland González Leão ; orientador: Celso Romanel ; co-orientador: Pedricto Rocha Filho. – 2023. 317 f. : il. color. ; 30 cm
Tese (doutorado)–Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 2023. Inclui bibliografia
1. Engenharia Civil e Ambiental - Teses. 2. Engenharia civil. 3. Tanques para armazenamento de combustível. 4. Teste hidrostático. 5. Critério de recalque fora do plano. 6. Curva cossenoide. I. Romanel, Celso. II. Rocha Filho, Pedricto. III. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. IV. Título.

CDD: 624

À minha mãe Elba, ao meu papai
Nelson (*in memoriam*), às minhas
irmãs Argentina e Claudia, e à
minha amada, Bárbara.

Agradecimentos

Aos meus amados pais Elba e Nelson, pelo exemplo de coragem, humildade, persistência, perseverança, bons princípios e ensinamentos, ao longo de toda a minha vida e, às minhas irmãs, Argentina e Claudia, pelo estímulo, o apoio e a confiança.

Ao Professor Pedricto Rocha Filho, por me compartilhar seu conhecimento, sua grande experiência e sabedoria que foi essencial para a minha formação, também pela orientação, material, apoio, sugestões, e principalmente pela confiança e por ter acreditado em mim para levar para frente este trabalho.

Ao Professor Celso Romanel, por me compartilhar seu grande conhecimento e experiência refletidos nas matérias e nos conselhos.

À Professora Ana Cristina Castro Fontenla Sieira, da UERJ, pelos ensinamentos, o apoio e a confiança para cursar o Doutorado.

Ao departamento de Engenharia Civil da PUC-Rio, aos professores do Programa de Doutorado, pelos conhecimentos e ensinamentos recebidos e aos funcionários Luana e Rita pelo suporte fornecido durante esse tempo todo.

A minha esposa Bárbara, pelo amor e apoio incondicional, por me entender em todo instante, e por estar sempre em todo momento, dando essa força.

Aos meus amigos, Raúl pelas interessantes conversas que levantavam mais dúvidas que respostas, Kevin por ter deixado formar parte da sua vida, pela amizade e confiança, Gilcyvania e Rafael grandes amigos que realmente nunca pensei conhecer.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), pela concessão da bolsa de estudo de doutorado.

À Vibra Energia, por ter fornecido todas as informações de ambos os projetos estudados nesta tese.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

Resumo

González Leão, Erland; Romanel, Celso (Orientador), Rocha Filho, Pedricto (Co-orientador). **Análise numérica e experimental do comportamento de fundações de tanques de combustível**. Rio de Janeiro, 2023. 317p. Tese de Doutorado – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Esta pesquisa teve como objetivo principal estudar o comportamento das fundações de tanques de grande diâmetro durante o teste hidrostático, por meio da interpretação dos recalques medidos em campo (Caso - Fundação Superficial) e dos recalques perimetrais calculados em uma simulação numérica tridimensional pelo método dos elementos finitos (Caso – Radier Estaqueado), de acordo com as normativas nacionais e internacionais que regulamentam a avaliação dessas estruturas. A metodologia consistiu em interpretar os recalques, tanto medidos, quanto calculados, com base ao descrito na norma N-270 (2020) e complementado com a norma API-653 (2018). Os resultados das análises evidenciaram que, mediante um tratamento adequado dos recalques observados nos dos tanques, é possível não apenas verificar a conformidade dos recalques permitidos pela norma N-270 (2020), mas também compreender o comportamento mecânico dos materiais que constituem os tanques conforme a norma API-653 (2018) analisando, com os critérios de recalque consolidados na norma, os recalques fora do plano. Entre as conclusões deste estudo, destacam-se resultados significativos que ressaltam a necessidade crucial de considerar não apenas os recalques das fundações dos tanques, mas também a avaliação detalhada dos componentes que integram os tanques como parte fundamental da análise.

Palavras-chave

Engenharia civil; Tanques para armazenamento de combustível; Teste hidrostático; Critério de recalque fora do plano.

Abstract

González Leão, Erland; Romanel, Celso (Advisor), Rocha Filho, Pedricto (Co-Advisor). **Numerical and Experimental Analysis of the Behavior of Fuel Tank Foundations**. Rio de Janeiro, 2023. 317p. Tese de Doutorado – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

The main objective of this research was to study the behavior of large-diameter tank foundations during hydrostatic testing, by interpreting the settlements measured in the field (Surface Foundation Case) and the perimeter settlements calculated in a three-dimensional numerical simulation using the finite element method (Piled Radier Case), in accordance with the national and international standards that regulate the evaluation of these structures. The methodology consisted of interpreting the settlements, both measured and calculated, based on what is described in standard N-270 (2020) and complemented with standard API-653 (2018). The results of the analysis showed that, by properly treating the settlements observed at the tank control points, it is possible not only to verify the compliance of the settlements allowed by the N-270 (2020) standard, but also to understand the mechanical behavior of the materials that make up the tanks in accordance with the API-653 (2018) standard by analyzing the out-of-plane settlements using the settlement criteria consolidated in the standard. Among the conclusions of this study are significant results that highlight the crucial need to consider not only the settlements of tank foundations, but also the detailed assessment of the components that make up the tanks as a fundamental part of the analysis.

Keywords

Civil engineering; Fuel storage tanks; Hydrostatic test; Out-of-plane settlement criteria.

Sumário

1 . Introdução	32
1.1. Motivação	33
1.2. Objetivos	34
1.2.1. Objetivo principal	34
1.2.2. Objetivo específicos	35
1.3. Estrutura da tese	35
2 . Revisão bibliográfica	37
2.1. Tanques de armazenamento de petróleo	38
2.2. Tipos de tanque	38
2.2.1. Tanques atmosféricos de teto fixo	39
2.2.2. Tanques atmosféricos de teto flutuante	39
2.3. Recalques em tanques	41
2.3.1. Recalque uniforme	41
2.3.2. Recalque com inclinação planar	42
2.3.3. Recalque em forma de prato e recalque localizado	42
2.3.4. Recalque fora do plano (out-of-plane OOP)	43
2.3.4.1. Determinação do plano médio inclinado	43
2.3.4.2. Critério de recalque fora do plano (OOP)	46
2.4. Solda em tanques	50
2.5. Fundação em tanques	52
2.5.1. Sistema de fundação direta	52

2.5.2. Sistema de fundação profunda	53
2.6. Radier estaqueado	53
2.7. Concepção de radier estaqueado	57
2.8. Métodos de análise do comportamento de radier estaqueado	59
2.8.1. Método simplificado de Poulos e Davis (1980)	60
2.8.2. Métodos Computacionais Aproximados	62
2.8.3. Método dos Elementos finitos	66
3 . Provas em Carga Nos Elementos das Fundações	70
3.1. Teste hidrostático	70
3.2. Prova de carga em estacas	73
3.2.1. Tipos de carregamentos na prova de carga	75
3.2.2. Mecanismos de ruptura	77
3.2.3. Extrapolação da curva carga x recalque	78
3.2.3.1. Método proposto por Van Der Veen (1953)	78
3.2.3.2. Método proposto por Chin-Kondner (1971)	79
3.2.3.3. Método proposto por Décourt (1996)	80
3.2.3.4. Método proposto pela NBR 6122:2022	81
3.2.4. Testes de integridade (PIT)	82
4 . Região do Complexo Industrial de Suape - PE	85
4.1. Características geológicas e geotécnicas	85
4.1.1. Características geológicas	85
4.1.2. Características geotécnicas	86
4.2. Estudos Geotécnicos Próximo na Área dos Projetos	88

	10
4.2.1. Acesso à ilha de Tatuoca	88
4.2.2. Caracterização das argilas moles	90
4.2.3. Análise das propriedades geotécnicas do solo mole	92
5 . Metodologia de Análise	104
5.1. Capacidade de suporte do radier e estacas	104
5.1.1. Capacidade de suporte do radier	104
5.1.2. Capacidade de suporte de estacas	106
5.2. Modelos constitutivos elasto-plásticos	107
5.2.1. Hardening Soil Model (HSM)	108
5.2.1.1. Características do modelo	108
5.2.1.2. Parâmetros do modelo HSM	112
5.2.2. Soft Soil Model (SSM)	113
5.2.2.1. Parâmetros do SSM	113
5.2.2.2. Função de escoamento f_c	114
6 . Estudo de Caso	119
6.1. Descrição da região e dos projetos	119
6.2. Caracterização geológica e geotécnica da área	122
6.3. Características dos tanques	129
6.4. Projeto de Fundação de Radier Estaqueado	130
6.4.1. Perfil geológico – geotécnico	132
6.4.2. Modelo numérico tridimensional	136
6.4.3. Capacidade de suporte do sistema de fundação de radier estaqueado	138

6.4.4. Cálculo da capacidade de suporte do radier	138
6.4.5. Capacidade de suporte de estacas	140
6.4.6. Análise e interpretação das provas de carga em estaca	145
6.4.6.1. Procedimento das provas de carga	149
6.4.6.2. Metodologia de medição	149
6.4.6.3. Curvas carga – recalque	150
6.4.6.4. Mecanismo de transferência de carga	152
6.4.6.5. Extrapolação na curva carga – recalque	157
6.4.7. Análise dos testes de integridade	166
6.4.8. Parâmetros de resistência e de deformabilidade	171
6.4.8.1. Parâmetros do modelo constitutivo para solos arenosos	171
6.4.8.2. Parâmetros do modelo constitutivo para solos argilosos	173
6.4.8.3. Simulação das provas de carga	175
6.4.9. Análise do sistema da fundação estaqueado do tanque	182
6.4.9.1. Componentes do modelo numérico do sistema de fundação	182
6.4.9.2. Malha de elementos finitos	186
6.4.9.3. Simulação do teste hidrostático	188
6.5. Avaliação do recalque pela norma N-270 (2020)	197
6.5.1. Projeto de Fundação de Radier Estaqueado	197
6.5.2. Avaliação de recalques do projeto de Fundação Superficial	200
6.6. Avaliação do recalque fora do plano pela norma API-653 (2018)	202
6.6.1. Recalque fora do plano – Projeto de Fundação de Radier Estaqueado	204

6.6.2. Recalque fora do plano – Projeto de Fundação Superficial	209
7 Conclusões e Recomendações	214
7.1. Conclusões	214
7.2. Recomendações	216
Bibliografia	218
Apêndice I - Perfis longitudinais e seções transversais	225
Apêndice II – Recalque fora do plano do radier estaqueado	230
Anexo I – Detalhe instrumentação de estacas para Prova de carga	233
Anexo II – Registro teste hidrostático TQ-21 TQ-22 TQ-24 TQ-25	237
Anexo III – Boletins de sondagem SPT do Projeto de Fundação com Radier Estaqueado	242
Anexo IV – Boletins de sondagem SPT do Projeto de Fundação Superficial	281

Lista de Figuras

Figura 2.1 – Ilustração de um tanque de armazenamento (modificado de Costa, 2011).	38
Figura 2.2 – Tanques de teto fixo autoportante (modificado de Costa, 2011).	39
Figura 2.3 – Tanques de teto fixo apoiado (modificado de Costa, 2011).	39
Figura 2.4 – Esquema de um tanque de teto flutuante simples (modificado de N-1742, 2010).	40
Figura 2.5 – Tanque de teto flutuante com flutuador (modificado de Costa, 2011).	40
Figura 2.6 – Tanque de teto flutuante simples (modificado de Costa, 2011).	40
Figura 2.7 – Avaria causada por recalque em tanque de teto fixo (modificado de Costa 2011).	41
Figura 2.8 – Recalque uniforme (modificado de Marr et al., 1982).	42
Figura 2.9 – Recalque com inclinação planar (modificado de Marr et al., 1982).	42
Figura 2.10 – Recalque em forma de prato e recalque localizado (modificado de Marr et al., 1982).	43
Figura 2.11 – Recalque fora do plano médio de inclinação (modificado de Marr et al., 1982).	44
Figura 2.12 – Representação gráfica do plano inclinado definido pela curva cossenoide (modificado de API 653, 2018).	44
Figura 2.13 – Detalhe dos parâmetros nas distorções fora do plano (modificado de Marr et al., 1982).	45

Figura 2.14 – Exemplo dos recalques fora do plano (modificado de Marr et al., 1982). 46

Figura 2.15 – Limite de distorção angular (modificado de Bjerrum, 1963). 46

Figura 2.16 – Representação gráfica do plano inclinado tipo 1 não definido pela curva cossenoide (modificado de API-653, 2018). 48

Figura 2.17 – Representação gráfica do plano inclinado tipo 2 não definido pela curva cossenoide (modificado de API-653, 2018). 48

Figura 2.18 – Método de preparação para a solda de placas da base e do costado (modificado de API-650, 2020). 51

Figura 2.19 – Tipos de fundação direta de um tanque (modificado de Costa et al., 2011). 53

Figura 2.20 – Sistema de fundação profunda (modificado de Barros, 2014). 53

Figura 2.21 – Interação solo-estrutura de radiers, estacas e subsolo (modificado de Katzenbach et al., 2000). 54

Figura 2.22 – Diferentes sistemas de fundação (modificado de Mandolini et al., 2017). 55

Figura 2.23 – Comportamento de um radier estaqueado (modificado de Katzenbach et al., 1998). 55

Figura 2.24 – Comportamento e soluções em radier estaqueado (modificado de Cooke, 1986). 57

Figura 2.25 – Concepções de recalque para radier estaqueado (modificado de Poulos, 2001). 58

Figura 2.26 – Estacas centrais para redução de recalques diferenciais (modificado de Randolph, 1994). 59

Figura 2.27 – Distribuições semelhantes das pressões de contato (modificado de Randolph, 1994). 69

Figura 2.28 – Fatores α estaca-radier $L/d = 10$ (modificado de Poulos e Davis, 1980). 61

Figura 2.29 – Fatores α estaca-radier $L/d = 25$ (modificado de Poulos e Davis, 1980). 61

Figura 2.30 – Fatores α estaca-radier $L/d = 50$ (modificado de Poulos e Davis, 1980). 62

Figura 2.31 – Disposição inicial das estacas e das cargas (modificado de Kim et al., 2001). 63

Figura 2.32 – Resultado com carregamento uniformemente (modificado de Kim et al., 2001). 64

Figura 2.33 – Resultado com as linhas de carga distribuídas (modificado de Kim et al., 2001). 65

Figura 2.34 – Resultado com quatro cargas concentradas (modificado de Kim et al., 2001). 65

Figura 2.35 – Vista lateral do problema estudado (modificado de Bacelar, 2003). 66

Figura 2.36 – Malha de elementos finitos na análise paramétrica (modificado de Bacelar, 2003). 67

Figura 2.37 – Configurações de estacas no estudo paramétrico (modificado de Bacelar, 2003). 68

Figura 2.38 – Distribuição de carga entre estacas e radier (modificado de Bacelar, 2003). 69

Figura 3.1 – Pontos de medição na fundação e estrutura (modificado de API 650, 2007). 71

Figura 3.2 – Esquema e marcação dos pinos (modificado de N-1807, 2011).

71

Figura 3.3 – Operação de enchimento do tanque no teste hidrostático (modificado de API 650, 2007).

73

Figura 3.4 – Sistemas de reação e aplicação de carga (modificado de Velloso e Lopes, 2010).

75

Figura 3.5 – Curvas carga-tempo e recalque-tempo (modificado de Velloso e Lopes, 2010).

76

Figura 3.6 – Curvas carga-recalque de provas de carga (modificado de Danziger et al., 2021).

76

Figura 3.7 – Modos de ruptura (modificado de Cintra et al., 2013).

77

Figura 3.8 – Método proposto por Van Der Veen (modificado de Van Der Veen., 1953).

79

Figura 3.9 – Método proposto por Chin-Kondner (modificado de Fellenius, 2014).

79

Figura 3.10 – Método proposto por Décourt (modificado de Décourt, 1996).

80

Figura 3.11 – Método proposto pela ABNT 6122:2019 (modificado de ABNT 6122, 2022).

81

Figura 3.12 – Representação esquemática do ensaio PIT (modificado de Hertlein e Davis, 2006).

82

Figura 3.13 – Diminuição na seção inferior da estaca (modificado de Paniagua et al., 2011).

83

Figura 3.14 – Aumento na seção inferior de estaca (modificado de Paniagua et al., 2011).

83

Figura 3.15 – Estreitamento específico da seção da estaca (modificado de Paniagua et al., 2011).

83

Figura 4.1 – Carta Geotécnica e de Suscetibilidade (modificado de Carta Geotécnica e de Suscetibilidade a Processos Geológicos do Município de Ipojuca/Pernambuco, 1999). 87

Figura 4.2 – Localização do estudo de acesso à Ilha de Tatuoca (modificado de Google Earth, 2022). 88

Figura 4.3 – Carta de Plasticidade dos ensaios da Ilha de Tatuoca (modificado de Coutinho, 2006). 89

Figura 4.4 – Localização das áreas estudadas Suape, Ipojuca (modificado de Google Earth, 2022). 90

Figura 4.5 – Perfil geotécnico do E106 da Área de estudo AE - 2, Sub-Área A (modificado Coutinho e Bello, 2014). 91

Figura 4.6 – Perfil geotécnico do E121 da Área de estudo AE - 2, Sub-Área C (modificado Coutinho e Bello, 2014). 91

Figura 4.7 – Carta de Plasticidade dos resultados da caracterização (modificado Coutinho et al., 1998). 91

Figura 4.8 – Resultados dos ensaios de palhetas de campo e triaxial Sub-Área A AE- 2 – Suape (modificado Coutinho e Bello, 2014). 92

Figura 4.9 – Resultados dos ensaios de palhetas de campo e triaxial Sub-Área C AE- 2 – Suape (modificado Coutinho e Bello, 2014). 92

Figura 4.10 – Localização das ilhas - Cluster Naval (modificado de Google Earth, 2022). 93

Figura 4.11 – Resultados ensaios de palheta nas ilhas 1, 2 e 3, em quadro vermelho os ensaios descartados da ilha 1 (modificado de Freire, 2016). 94

Figura 4.12 – Resultados dos ensaios de palheta nas ilhas 4, 5 e 6 (modificado de Freire, 2016). 94

Figura 4.13 – Perfil geotécnico da Ilha 4 (modificado de Freire, 2016).	97
Figura 4.14 – Perfil geotécnico da Ilha 5 (modificado de Freire, 2016).	97
Figura 4.15 – Perfil geotécnico da Ilha 6 (modificado de Freire, 2016).	97
Figura 4.16 – Carta de plasticidade (modificado de Freire, 2016).	99
Figura 4.17 – Curva de compressibilidade da amostra AM-3-1 (modificado de Freire, 2016).	102
Figura 4.18 – Curva de compressibilidade da amostra AM-2-5 (modificado de Freire, 2016).	102
Figura 4.19 – Curva de compressibilidade da amostra AM-1-2 (modificado de Freire, 2016).	103
Figura 5.1 – Esquema da superfície de ruptura de solo (modificado de Terzaghi, 1943).	105
Figura 5.2 – Idealização da relação tensão-deformação, modelo de elasto-plasticidade perfeita (modificado de Barrantes, 2013).	108
Figura 5.3 – Superfície de escoamento no espaço das tensões principais (modificado de Nieto, 2009).	110
Figura 5.4 – Expoente m da lei de potência em função (modificado de Benz, 2007).	111
Figura 5.5 – Módulo confinado de referência obtido a partir do ensaio oedométrico (modificado de Plaxis, 2023).	111
Figura 5.6 – Relação tensão-deformação hiperbólica para ensaios triaxiais CD (modificado de Plaxis, 2023).	111
Figura 5.7 – Índice de compressão modif. λ^* expansão modif. κ^* (modificado do Plaxis, 2023).	114

Figura 5.8 – Função de escoamento elíptica (cap) Modelo Soft-Soil (modificado do Plaxis, 2023). 115

Figura 5.9 – Modelo Soft-Soil no espaço das tensões principais (modificado do PLAXIS, 2023). 116

Figura 6.1 – Complexo Industrial de Suape (modificado de <https://www.suape.pe.gov.br/pt/noticias/1085-recordes-mantem-suape-entre-os-cinco-maiores-portos-publicos-do-pais>, 2019). 119

Figura 6.2 – Localização da região em estudo (modificado de Freire, 2016). 120

Figura 6.3 – Localização dos projetos de tanque (modificado de Google Earth, 2019). 120

Figura 6.4 – Localização da área do projeto com radier estaqueado (modificado de Google Earth, 2019). 121

Figura 6.5 – Esquema de localização dos radieres estaqueados e os furos de sondagem (modificado de BEAPE-F-0011, S TEC, 2018). 121

Figura 6.6 – Localização da área do projeto com radier superficial (modificado de Google Earth, 2019). 122

Figura 6.7 – Esquema de localização do Projeto de Fundação Superficial os furos de sondagem (modificado de BEAPE-B-0003, Excenge 2017). 122

Figura 6.8 – Planta de locação das sondagens e dos tanques do Projeto com Radier Estaqueado. 123

Figura 6.9 – Planta de sondagens dos Tanques com Fundação Superficial. 124

Figura 6.10 – Boletim de sondagem SP-01 de Projeto de Fundação de Radier Estaqueado (modificado de BEAPE-F-0011, Meta Engenharia, 2018). 126

Figura 6.11 – Boletim de sondagem SP-08 do Projeto de Fundação Superficial (modificado de BEAPE-B-0002, Excenge, 2017).	128
Figura 6.12 – Vistas do tanque Tipo 1 (modificado de BEAPE-F-410, Petrobras BR Distribuidora, 2018).	129
Figura 6.13 – Vistas do tanque Tipo 2 (modificado de BEAPE-F-0358, Excenge, 2017).	130
Figura 6.14 – Eixos dos perfis do Projeto de Fundação de Radier Estaqueado.	131
Figura 6.15 – Modelo tridimensional estratigráfico.	135
Figura 6.16 – Seção transversal 1.	136
Figura 6.17 – Modelo numérico tridimensional com as camadas amarelas representando solos arenosos e as camadas verdes indicando solos argilosos.	137
Figura 6.18 – Perfil Nspt finais – SP-24 do Projeto de Fundação de Radier Estaqueado.	141
Figura 6.19 – Localização das provas de carga estática (em vermelho).	145
Figura 6.20 – Sistema de reação (modificado de EXE22202-PCE-REL-001-R00, Geoprova, 2023).	146
Figura 6.21 – Sistema de aplicação e leitura de cargas (modificado de EXE22202-PCE-REL-001-R00, Geoprova, 2023).	146
Figura 6.22 – Sistema de leitura de recalques (modificado de EXE22202-PCE-REL-001-R00, Geoprova, 2023).	147
Figura 6.23 – Instrumentação da estaca PCP-01 (modificado de EXE22202-PCE-REL-001-R00, Geoprova, 2023).	148
Figura 6.24 – Curva carga – recalque das estacas PCP-01A e PCP-01C (modificado de EXE22202-PCE-REL-001-R00, Geoprova, 2023).	151

Figura 6.25 – Curva carga – recalque das estacas PCP-02A e PCP-02C (modificado de EXE22202-PCE-REL-001-R00, Geoprova, 2023).	151
Figura 6.26 – Curva carga – recalque da estaca PCP-03 (modificado de EXE22202-PCE-REL-001-R00, Geoprova, 2023).	152
Figura 6.27 – Curva carga – recalque da estaca PCP-04 (modificado de EXE22202-PCE-REL-001-R00, Geoprova, 2023).	152
Figura 6.28 – Mecanismo de transferência de carga na prova de carga PCP-0 (modificado de EXE22202-PCE-REL-001-R00, Geoprova, 2023).	153
Figura 6.29 – Mecanismo de transferência de carga na prova de carga PCP-02 (modificado de EXE22202-PCE-REL-001-R00, Geoprova, 2023).	154
Figura 6.30 – Mecanismo de transferência de carga na prova de carga PCP-03 (modificado de EXE22202-PCE-REL-001-R00, Geoprova, 2023).	155
Figura 6.31 – Mecanismo de transferência de carga na prova de carga PCP-04 (modificado de EXE22202-PCE-REL-001-R00, Geoprova, 2023).	155
Figura 6.32 – Método NBR 6122:2022 – PCP-01A.	159
Figura 6.33 – Método NBR 6122:2022 – PCP-02A.	159
Figura 6.34 – Método NBR 6122:2022 – PCP-03.	160
Figura 6.35 – Método NBR 6122:2022 – PCP-04.	160
Figura 6.36 – Método Van Der Veen (1953) – PCP-01A.	161
Figura 6.37 – Método Van Der Veen (1953) – PCP-02A.	161
Figura 6.38 – Método Van Der Veen (1953) – PCP-03.	162
Figura 6.39 – Método Van Der Veen (1953) – PCP-04.	162
Figura 6.40 – Método Chin - Kondner (1970) – PCP-01A.	163
Figura 6.41 – Método Chin - Kondner (1970) – PCP-02A.	163
Figura 6.42 – Método Chin - Kondner (1970) – PCP-03.	164

Figura 6.43 – Método Chin - Kondner (1970) – PCP-04.	164
Figura 6.44 – Método Decourt (1996) – PCP-01A.	165
Figura 6.45 – Método Decourt (1996) – PCP-02A.	165
Figura 6.46 – Método Decourt (1996) – PCP-03.	165
Figura 6.47 – Método Decourt (1996) – PCP-04.	166
Figura 6.48 – Localização das estacas submetidas a testes de integridade (modificado da Traqsolo, 2023).	167
Figura 6.49 – Refletograma TQ28-E18 (modificado da Traqsolo, 2023).	168
Figura 6.50 – Refletograma TQ28-E19 (modificado da Traqsolo, 2023).	168
Figura 6.51 – Refletograma TQ32-E1 (modificado da Traqsolo, 2023).	168
Figura 6.52 – Refletograma TQ32-E2 (modificado da Traqsolo, 2023).	169
Figura 6.53 – Refletograma TQ29-E18 (modificado da Traqsolo, 2023).	169
Figura 6.54 – Refletograma TQ29-E19 (modificado da Traqsolo, 2023).	169
Figura 6.55 – Refletograma TQ33-E1 (modificado da Traqsolo, 2023).	169
Figura 6.56 – Refletograma TQ33-E2 (modificado da Traqsolo, 2023).	169
Figura 6.57 – Refletograma TQ30-E12 e gráfico mostrando a variação da seção transversal da estaca (modificado da Traqsolo, 2023).	170
Figura 6.58 – Valores de velocidade de propagação de onda P nas diversas estacas ensaiadas nos testes de integridade.	170
Figura 6.59 – Parte do modelo numérico para a simulação da prova de carga e nomenclatura das camadas de solo.	171

Figura 6.60 – Simulação de curvas de compressibilidade da amostra AM-3-1 da camada C-01.	174
Figura 6.61 – Simulação da curva de compressibilidade da amostra AM-1-2 da camada C-02.	174
Figura 6.62 – Simulação da curva de compressibilidade da amostra de solo argiloso AM-2-5 da camada C-03.	175
Figura 6.63 – Modelo numérico 3D para simulação computacional das provas de carga.	176
Figura 6.64 – Esquema da aplicação do carregamento, da representação da estaca e de elementos de interface.	176
Figura 6.65 – Espessuras das camadas para simulação da prova de carga PCP.01A - Sondagem SP-07.	177
Figura 6.66 – Espessuras das camadas para simulação da prova de carga PCP.02A - Sondagem SP-08.	177
Figura 6.67 – Espessuras das camadas para simulação da prova de carga PCP.03 - Sondagem SP-04.	178
Figura 6.68 – Espessuras das camadas para simulação da prova de carga PCP.04 - Sondagem SP-24.	178
Figura 6.69 – Malha de elementos finitos tridimensional para prova de carga PCP.04.	179
Figura 6.70 – Curvas carga – recalque na prova de carga PCP-01A.	180
Figura 6.71 – Curvas carga – recalque na prova de carga PCP-02A.	180
Figura 6.72 – Curvas carga – recalque na prova de carga PCP-03.	181
Figura 6.73 – Curvas carga – recalque da prova de carga PCP-04.	181
Figura 6.74 – Cargas atuantes no sistema de fundação TQ-34.	183
Figura 6.75 – Elementos de concreto: radier e estacas.	184

Figura 6.76 – Primeira e segunda configuração do radier estaqueado.	184
Figura 6.77 – Terceira e quarta configuração de radier estaqueado.	185
Figura 6.78 – Quinta e sexta configuração de radier estaqueado.	185
Figura 6.79 – Espessuras das camadas SP-01 a SP-06.	185
Figura 6.80 – Espessuras das camadas SP-07 a SP-12.	186
Figura 6.81 – Espessuras das camadas SP-13 a SP-18.	186
Figura 6.82 – Espessuras das camadas SP-18 a SP-14.	186
Figura 6.83 – Espessuras das camadas SP-25 a SP-29.	186
Figura 6.84 – Elemento tetraédrico de dez nós (modificado do Plaxis, 2023).	187
Figura 6.85 – Malha completa do modelo numérico em elementos finitos.	187
Figura 6.86 – Malha completa do modelo numérico em elementos finitos com representação dos materiais.	187
Figura 6.87 – Configuração 6 com a distribuição de 25 estacas no radier.	188
Figura 6.88 – Fases construtivas consideradas na análise numérica.	189
Figura 6.89 – Determinação das tensões geostáticas.	190
Figura 6.90 – Construção do radier e das 25 estacas.	190
Figura 6.91 – Aplicação do carregamento linear ao longo do perímetro do tanque.	191
Figura 6.92 – Aplicação do carregamento superficial na base do tanque.	191
Figura 6.93 – Contornos de recalque da configuração 1.	192
Figura 6.94 – Contornos de recalque da configuração 2.	192

Figura 6.95 – Contornos de recalque da configuração 3.	192
Figura 6.96 – Contornos de recalque da configuração 4.	192
Figura 6.97 – Contornos de recalque da configuração 5.	193
Figura 6.98 – Contornos de recalque da configuração 6.	193
Figura 6.99 – Localização das seções transversais e da direção Norte.	193
Figura 6.100 – Seção diametral A-A'.	194
Figura 6.101 – Seção diametral B-B'.	194
Figura 6.102 – Seção diametral C-C'.	195
Figura 6.103 – Seção diametral D-D'.	195
Figura 6.104 – Seção diametral E-E'.	196
Figura 6.105 – Seção diametral F-F'.	196
Figura 6.106 – Pontos de controle considerados nas 6 configurações de radier estaqueado.	197
Figura 6.107 – Recalques máximos aceitáveis pela norma N-270.	198
Figura 6.108 – Recalque diferencial máximo (norma N-270 , 2020).	199
Figura 6.109 – Pontos de controle nos 4 tanques.	201
Figura 6.110 – Diagrama de blocos para avaliação do recalque fora do plano (modificado de API-653, 2018).	204
Figura 6.111 – Recalque ao longo do perímetro nas 6 configurações de tanque estaqueado.	205
Figura 6.112 – Recalque fora do plano na configuração 1 de radier e a curva cossenoide.	206
Figura 6.113 – Recalque fora do plano no radier da configuração 6 e a curva cossenoide ajustada.	207

Figura 6.114 – Recalque fora do plano no radier da configuração 6 e a curva cossenoide ajustada. 208

Figura 6.115 – Recalques ao longo do perímetro de 4 tanques. 210

Figura 6.116 – Recalque fora do plano do tanque TQ-21 e a curva cossenoide. 210

Figura 6.117 – Recalque fora do plano do tanque TQ-22 e a curva cossenoide. 211

Figura 6.118 – Recalque fora do plano do TQ-24 e a curva cossenoide. 212

Figura 6.119 – Recalque fora do plano do TQ-25 e a curva cossenoide. 212

Lista de Tabelas

Tabela 2.1 – Valor de K dependendo das características do tanque (modificado de API 653, 2018).	49
Tabela 2.2 – Tipos de juntas (modificado de AWS D1.1, 2020).	50
Tabela 2.3 – Resistências à tração de eletrodos (modificado de AWS D1.1, 2020).	51
Tabela 2.4 – Resistências de cálculo ϕR_n nas soldas (modificado de API 650, 2020).	52
Tabela 2.5 – Métodos de cálculo do recalque em radier estaqueado (modificado de Neto, 2013).	60
Tabela 3.1 – Quantidade mínima de pinos (modificado de N-1807, 2011).	71
Tabela 3.2 – Estágios de preenchimento e esvaziamento de tanques (modificado de N-1807, 2011).	72
Tabela 4.1 – Legendas da Carta Geotécnica de Suscetibilidade (modificado de Carta Geotécnica e de Suscetibilidade a Processos Geológicos do Município de Ipojuca/Pernambuco, 1999).	87
Tabela 4.2 – Dados do Acesso à Ilha de Tatuoca – Suape (modificado de Coutinho, 2006).	89
Tabela 4.3 – Parâmetros obtidos do ensaio Triaxial CIUC (modificado de Coutinho, 2006).	90
Tabela 4.4 – Ensaios realizados em cada uma das seis ilhas (modificado de Freire, 2016).	93

Tabela 4.6 – Resultado dos ensaios de Palheta das ilhas 1, 2 e 3 e correção μ de Bjerrum (1972) (modificado de Freire, 2016). 95

Tabela 4.7 – Resultado dos ensaios de Palheta das ilhas 4, 5 e 6 e correção de Bjerrum (1972) (modificado de Freire, 2016). 95

Tabela 4.8 – Resultado dos ensaios triaxiais UU das ilhas 4, 5 e 6 (modificado de Freire, 2016). 96

Tabela 4.9 – Relação das amostragens das ilhas 1, 2 e 3 e profundidades (modificado de Freire, 2016). 96

Tabela 4.10 – Relação das amostragens das ilhas 4, 5 e 6 e suas profundidades (modificado de Freire, 2016). 97

Tabela 4.11 – Parâmetros de caracterização das ilhas 1, 2 e 3 e índices físicos de 0 a 8,7 m de profundidade (modificado de Freire, 2016). 98

Tabela 4.12 – Parâmetros de caracterização das ilhas 1, 2 e 3 e índices físicos de 9 a 18,6 m de profundidade (modificado de Freire, 2016). 98

Tabela 4.13 – Parâmetros de caracterização das ilhas 4, 5 e 6 e índices físicos (modificado de Freire, 2016). 99

Tabela 4.14 – Resumo parâmetros geotécnicos das ilhas 1,2,3,4,5,6 com destaque para os parâmetros que sofreram correções (modificado de Freire, 2016). 101

Tabela 4.15 – Amostras das camadas argilosas no modelo numérico (modificado de Freire, 2016). 101

Tabela 5.1 – Valores de N_c , N_q , N_γ (modificado de Terzaghi, 1943). 105

Tabela 5.2 – Parâmetros do modelo HSM (modificado do Plaxis, 2023). 112

Tabela 5.3 – Parâmetros do modelo SS (modificado do Plaxis, 2023). 117

Tabela 6.1 – Características técnicas dos Tipo 1 e tipo 2 (modificado de BEAPE-F-410, Petrobras BR Distribuidora, 2018; de BEAPE-F-0358, Excenge, 2017).	129
Tabela 6.2 – Coordenadas e profundidades dos furos de sondagem (modificado de BEAPE-F-0011, S TEC, 2018).	132
Tabela 6.3 – Resumo do Nspt nos furos de sondagem do Projeto de Fundação Estaqueado.	133
Tabela 6.4 – Estados de compacidade e consistência do solo (modificado de NBR-6484, 2001).	134
Tabela 6.5 – Cargas estáticas e geometria do tanque Tipo 1 (modificado de RL-BEAPE-F-0032, PMMR, 2021).	140
Tabela 6.6 – Sondagem SP-24 do Projeto de Fundação de Radier Estaqueado (modificado de modificado de BEAPE-F-0011, Meta Engenharia, 2018).	141
Tabela 6.7 – Pesos específicos para camadas argilosas (modificado de Godoy, 1972).	142
Tabela 6.8 – Pesos específicos para camadas arenosas (modificado de Godoy, 1972).	142
Tabela 6.9 – Pesos específicos, poropressão e tensões verticais in situ.	143
Tabela 6.10 – Cálculo da resistência da ponta.	143
Tabela 6.11 – Cálculo da resistência lateral.	144
Tabela 6.12 – Resistência total e admissível das estacas (modificado de RL-BEAPE-F-0032, PMMR, 2021).	144
Tabela 6.13 – Valores medidos e interpolados no topo e na base.	156
Tabela 6.14 – Resultado da Prova de carga PCP-01A (modificado de EXE22202-PCE-REL-001-R00, Geoprova, 2023).	157

Tabela 6.15 – Dados da Prova de carga PCE PCP-02A (modificado de EXE22202-PCE-REL-001-R00, Geoprova, 2023).	158
Tabela 6.16 – Dados da Prova de carga PCP-03 (modificado de EXE22202-PCE-REL-001-R00, Geoprova, 2023).	158
Tabela 6.17 - Dados da Prova de carga PCE PCP-04 (modificado de EXE22202-PCE-REL-001-R00, Geoprova, 2023).	158
Tabela 6.18 - Resumo da Qult obtidos pelos métodos de extrapolação.	166
Tabela 6.19 - Estacas e velocidades de propagação de onda P (modificado da Traqsolo, 2023).	167
Tabela 6.20 – Parâmetros de resistência do modelo HSM.	172
Tabela 6.21 – Módulos de deformabilidade (modificado Denver, 1982; Bowles, 2001).	172
Tabela 6.22 – Parâmetros de rigidez do modelo HSM.	172
Tabela 6.23 – Valores padrão dos parâmetros do modelo HSM para solos arenosos.	173
Tabela 6.24 – Parâmetros de resistência do modelo SSM.	175
Tabela 6.25 – Parâmetros de compressibilidade do modelo SSM.	175
Tabela 6.26 – Parâmetros geométricos e mecânicos da estaca de concreto.	179
Tabela 6.27 – Parâmetros de entrada finais – modelo HSM.	182
Tabela 6.28 – Parâmetros de entrada finais – modelo SSM.	182
Tabela 6.29 – Cargas aplicadas pelo tanque TQ-34.	182
Tabela 6.30 – Características dos elementos de concreto.	183
Tabela 6.31 – Recalques computados nos pontos de controle do Projeto de Fundação de Radier Estaqueado.	197

Tabela 6.32 – Recalques diferenciais entre pontos de controle consecutivos ao longo do perímetro do radier do tanque.	198
Tabela 6.33 – Maiores valores de recalques diferenciais.	199
Tabela 6.34 – Recalques diferenciais entre pontos de controle no perímetro e o ponto no centro do radier.	200
Tabela 6.35 – Recalques medidos nos pontos de controle Projeto de Fundação Superficial (modificado de Itiza, 2020).	201
Tabela 6.36 – Recalques diferenciais entre pontos de controle.	202
Tabela 6.37 – Maiores recalques diferenciais.	202
Tabela 6.38 – Recalques computados nos 12 pontos de controle.	205
Tabela 6.39 – Avaliação do recalque fora do plano configuração 6 (radier simples + 25 estacas).	207
Tabela 6.40 – Propriedades do Tanque TQ-34.	208
Tabela 6.41 – Avaliação do recalque fora do plano pelo método de Andreani e Carr (2007).	208
Tabela 6.42 – Avaliação do recalque fora do plano configuração 6 (radier simples + 25 estacas).	209
Tabela 6.43 – Recalques medidos em campo nos 8 pontos de controle.	209
Tabela 6.44 – Geometria e propriedades dos 4 tanques.	211
Tabela 6.45 – Avaliação do recalque fora do plano do tanque TQ-21.	211
Tabela 6.46 – Avaliação do recalque fora do plano do tanque TQ-22.	211
Tabela 6.47 – Avaliação do recalque fora do plano do tanque TQ-24.	212
Tabela 6.48 – Avaliação do recalque fora do plano do tanque TQ-25.	213

1.

Introdução

Na indústria petrolífera e petroquímica, entre outras indústrias, são usados diferentes tipos de tanques para armazenar uma grande variedade de produtos, tais como petróleo bruto e seus derivados. Nesse sentido, para a armazenagem de grandes volumes de derivados do petróleo, são usados principalmente tanques de aço de eixo vertical formados por placas metálicas soldadas na base, nas paredes e no teto.

Em todo o mundo existem centenas de milhares de tanques de aço para armazenamento construídos diretamente sobre o solo ou sobre um radier. Muitos estão sujeitos a sofrer recalques diferenciais, que podem ser excessivos e afetar a integridade do tanque, resultando na infiltração do conteúdo no solo e podendo causar aumento nos riscos à saúde e à segurança do meio ambiente.

É importante notar que no Brasil uma importante parte dos tanques de armazenamento de combustível é construída em áreas próximas ao mar para facilidade de transporte e exportação. Estas áreas geralmente se caracterizam por apresentarem camadas de solos moles, típico das regiões costeiras brasileiras, sendo os projetos, execução e operação dos tanques e dutos uma preocupação para a indústria de petróleo e gás.

Como a demanda dos produtos derivados do petróleo é crescente, os volumes de armazenamento em tanques de aço tendem a ser maiores, implicando diretamente no aumento do carregamento superficial, transmitido através da base do tanque ao solo. O problema do comportamento destas estruturas sobre solos moles sob carregamento de grandes tanques de armazenamento de combustível é o tema central da presente tese, especificamente em relação a tanques localizados na região do Terminal de Suape, no Complexo Industrial Portuário de Suape - Pernambuco.

É fato que os componentes dos tanques construídos apoiados diretamente no solo podem apresentar problemas, se a fundação tiver uma capacidade de suporte insuficiente para garantir a estabilidade. Assim, caso o tanque apresente recalques ou distorções superiores às admissíveis, deve-se recorrer a outro tipo de fundação, como radiers estaqueados que são um sistema muito mais competente para transmitir cargas para as camadas inferiores do maciço de solo.

Quanto aos critérios de projeto, existem normas técnicas nacionais que regulam vários aspectos do comportamento de tanques de armazenamento, como a NBR 7821 Tanques soldados para armazenamento de petróleo e derivados, a N – 270 (2020) Projeto de Tanque de Armazenamento Atmosférico da Petrobras, a N – 1807 (2011) Medição de Recalque de Fundações no Teste Hidrostático de Equipamentos, além de normas estrangeiras como a *API Standard 650 (2007) - Welded Tanks For Oil Storage* do American Petroleum Institute e a *API Standard 653 (2018) - Tank Inspection, Repair, Alteration, and Reconstruction*.

1.1. Motivação

A característica fundamental e distinta neste tipo de estruturas (tanques metálicos), comparando com as cargas em estruturas usualmente conhecidas (prédios, pontes, passarelas etc.), é que a carga devido ao peso próprio do tanque que está na ordem de 3% da carga total (peso do tanque mais produto armazenado). Adicionalmente, o carregamento aplicado é de forma rápida, com o completo enchimento de grandes tanques em poucos dias. Existe na literatura registros de muitos acidentes com tanques de armazenamento, envolvendo a ocorrência de recalques excessivos, danos estruturais, ação do vento, falhas de operação, flambagem no costado etc.

Quando se trata especificamente do estudo de fundações de tanques com grande diâmetro, o problema torna-se ainda mais importante visto que, além de projetar a fundação com os conceitos clássicos da mecânica de solos, o engenheiro deve verificar o comportamento tensão – deformação da fundação tanto do tanque, quanto de outros componentes estruturais. Especialmente, deve-se verificar que os recalques diferenciais ao redor do perímetro da fundação, encontrem-se dentro de limites estabelecidos por normas técnicas.

Para controlar valores de recalque, antes de serem colocados em operação os tanques são submetidos a testes hidrostáticos de acordo com a norma N-1807 (2020) da Petrobras. A finalidade é verificar distintos tipos de anomalias, além dos recalques da fundação quando o tanque estiver preenchido totalmente com água.

A motivação principal deste trabalho é investigar, por meio de abordagens numérica e experimental, o desenvolvimento do recalque de tanques em fundação com radier estaqueado em testes hidrostáticos. Uma adequada interpretação das medições de campo (recalques) é fator fundamental para assegurar que a estrutura deverá operar dentro dos valores admissíveis estabelecidos na prática da engenharia de fundações neste tipo de estruturas.

A empresa Vibra Energia forneceu informações de dois projetos utilizados para o desenvolvimento desta tese. Ambos se encontram na região do Complexo Industrial de Suape/Pernambuco. O primeiro projeto, consiste em 8 tanques de grande diâmetro (TQ-28, TQ-29, TQ-30, TQ-31, TQ-32, TQ-33, TQ-34, TQ-35) em um sistema de radier estaqueado cada tanque, todos estão em construção durante o ano de 2023. Este projeto também conta com resultados de 4 provas de carga estática em estacas e testes de integridade. O segundo projeto está formado por 4 tanques de grande diâmetro (TQ-21, TQ-22, TQ-24, TQ-25) em um sistema de radier com anel perimetral cada tanque, já construídos, com medições de recalque durante o teste hidrostático no ano 2020. A investigação geotécnica do solo, em ambos os projetos, foi basicamente feita por meio de ensaios de penetração SPT.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo principal

A presente tese tem como objetivo principal estudar o comportamento das fundações de tanques de grande diâmetro, por meio da interpretação dos recalques medidos em campo (Caso - Fundação Superficial) e dos recalques perimetrais calculados em uma simulação numérica tridimensional pelo método dos elementos finitos (Caso – Radier Estaqueado). Ambos os dois casos durante o teste hidrostático.

1.2.2. Objetivo específicos

- Identificar na literatura métodos teóricos e empíricos relacionados com fundações de tanques de grande diâmetro, principalmente em relação a critérios de análise de recalque;
- Ressaltar a importância da interpretação adequada de testes hidrostáticos em tanques e em provas de carga em estacas;
- Reunir informações de projetos / estudos já realizados próximos à região do Terminal de Suape para a obtenção de valores de parâmetros de resistência e de deformabilidade de solos para a análise do radier estaqueado;
- Desenvolver a metodologia a ser utilizada, por meio de métodos analíticos para estimativa da capacidade de suporte de fundações profundas, bem como por meio de métodos numéricos utilizando modelos constitutivos avançados para representação do comportamento mecânico de materiais geotécnicos para calcular os recalques na análise numérica do radier estaqueado;
- Desenvolver um fluxo do para a interpretação de recalques fora do plano em tanques de grande diâmetro, graficamente representado por um diagrama de blocos, para a análise dos recalques calculados na análise numérica do radier estaqueado e os recalques medidos em campo da fundação superficial.
- Verificar a admissibilidade de recalques com base nos critérios da norma N-270 (2020) complementado com a norma API-653 (2018), tanto nos previstos na simulação numérica de um radier estaqueado quanto aos recalques dos testes hidrostáticos na fundação superficial;

1.3. Estrutura da tese

Esta tese está estruturada em sete capítulos, iniciando com este capítulo de introdução, que apresenta o tema do trabalho e seus objetivos.

O capítulo 2 incluiu os conceitos da definição e tipos de tanques, tipos de recalque e descrição de diferentes critérios para determinação de recalques fora do plano.

O capítulo 3 discutiu a importância da realização de testes hidrostáticos em tanques, provas de carga em estacas e teste de integridade em estacas. Enquanto o capítulo 4 apresentou a descrição da área em estudo no Complexo Industrial de Suape, informando suas características geológicas e geotécnicas com base em resultados de trabalhos ou estudos geotécnicos já desenvolvidos na região.

O capítulo 5 abordou a metodologia que será utilizada para a análise numérica, com descrição de modelos constitutivos elastoplásticos, descreve os fundamentos básicos para cálculo preliminar da capacidade de suporte de fundações superficiais com base na teoria clássica de Terzaghi, (1943), também apresenta metodologia para determinação da capacidade de suporte de fundações profundas.

O capítulo 6 destacou a implementação da análise numérica no contexto de um radier estaqueado, seguido pela interpretação dos resultados referentes aos recalques fora do plano nos estudos de caso. Esse processo envolveu a aplicação das normas N-270 (2020) e API 653 (2022) para avaliar tanto os recalques calculados por meio da modelagem numérica do radier estaqueado quanto os recalques medidos no campo, resultantes dos testes hidrostáticos conduzidos em quatro fundações superficiais.

Finalmente, o capítulo 7 apresenta as conclusões finais do presente trabalho e sugere temas futuros da pesquisa.

2. Revisão bibliográfica

Os tanques de aço são estruturas flexíveis e capazes de permitir grandes recalques diferenciais sem apresentar problemas estruturais (Penman, 1977), mas a tolerância para recalques diferenciais e distorções angulares não é ilimitada. Tanques projetados e construídos inadequadamente, sobre solos muito deformáveis, podem colapsar e derramar seu conteúdo em decorrência de recalque diferencial excessivo (Green e Hight, 1975).

Os tanques cilíndricos de eixo vertical geralmente são usados para armazenamento de petróleo ou de seus derivados. Para restringir a inclinação da fundação dos tanques de armazenamento atmosférico, um limite operacional de inclinação admissível de 1/200 é por vezes citado na literatura. Este limite baseia-se em considerações estruturais dos componentes do tanque e nos efeitos mecânicos sobre as conexões com dutos e outros acessórios. Muitos tanques atingem este limite antes do fim da vida útil, com os proprietários enfrentando dificuldades para avaliar os efeitos da inclinação das fundações.

Com o propósito de evitar danos ou rupturas no tanque e em dutos, é necessário que o solo de fundação atenda às seguintes condições gerais:

- Apresente capacidade de suporte suficiente para que não ocorra ruptura;
- Os recalques absolutos observados, após a construção e durante a operação do tanque, sejam compatíveis com os critérios específicos de normas técnicas;
- Os valores admissíveis de recalques diferenciais ou distorções que sejam atendidos para não danificar a própria estrutura do tanque e demais instalações.

Quando essas condições não forem atendidas, um sistema de fundação composto por um radier, com estacas fixas à estrutura e embutidas até uma camada resistente mais profunda, e uma viga (anel) perimetral embutido ou não no radier,

pode servir como solução da engenharia de fundações para suporte a tanques de grande diâmetro

2.1.

Tanques de armazenamento de petróleo

Tanques de armazenamento são equipamentos usados para armazenagem de grandes volumes de petróleo e seus derivados, produtos químicos, água, misturas e resíduos diversos. As características do produto armazenado, tais como volatilidade, inflamabilidade, e do ambiente local, como temperatura e pressão, são importantes fatores na seleção do tipo de tanque (Costa, 2011).

Estes tanques são construídos em diferentes formas, tamanhos e tipos de materiais. Dado ao domínio da tecnologia de fabricação e de controle de deterioração, geralmente usa-se o aço carbono como principal material de fabricação, principalmente na base, placa diametral (parede lateral) e teto do tanque (Figura 2.1).



Figura 2.1 – Ilustração de um tanque de armazenamento (modificado de Costa, 2011).

2.2.

Tipos de tanque

Existem várias classificações de tipos de tanque, mas nesse trabalho são considerados tanques atmosféricos de baixa pressão, não enterrados, de teto fixo. São utilizados para armazenar fluidos, como petróleo e seus derivados (gasolina, diesel), e projetados para operar com um espaço de gás e vapor, acima do nível do fluido (espaço vapor), sob pressão interna próxima da atmosférica. Os tanques são normalmente construídos em aço carbono, aço liga ou outros materiais dependendo

da finalidade; eventualmente podem ser encontrados tanques construídos com materiais não metálicos, como concreto armado, plástico ou madeira. As normas técnicas que regulamentam o projeto e a construção de tanques em aço carbono são descritas na NBR 7821 (1983) e a API 653 (2018).

2.2.1.

Tanques atmosféricos de teto fixo

O tanque de teto fixo mais simples é o de teto cônico, com a forma aproximada de um cone reto, atingindo dimensões de até 75 m de diâmetro e 18 m de altura (COSTA, 2011). Podem ainda ser categorizados como:

- Tetos autoportantes - as chapas do teto estão diretamente ligadas às chapas do costado (paredes), sem estruturas interna de apoio.

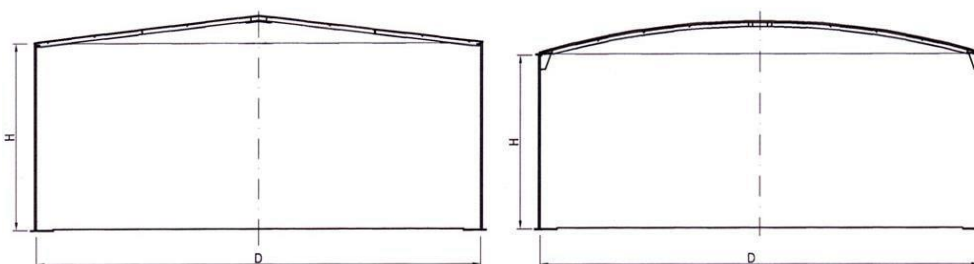


Figura 2.2 – Tanques de teto fixo autoportante (modificado de Costa, 2011).

- Tetos apoiados - possuem estruturas internas formadas por colunas e longarinas que dão apoio para as chapas do teto.

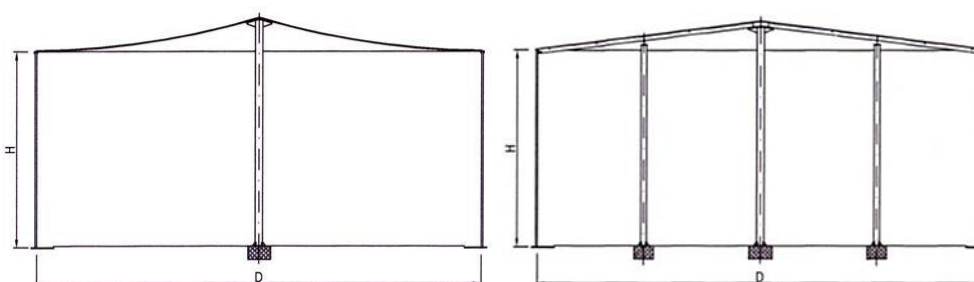


Figura 2.3 – Tanques de teto fixo apoiado (modificado de Costa, 2011).

2.2.2.

Tanques atmosféricos de teto flutuante

Tanques de teto flutuante são projetados de modo que as chapas do teto estão apoiadas diretamente sobre a superfície do líquido armazenado, acompanhando o movimento de enchimento e esvaziamento do fluido. Este tipo de teto necessita de

um sistema de selagem nas extremidades para garantir a estanqueidade (Costa, 2011), podendo assim serem categorizados como:

- Tanque de Teto Flutuante Simples - O teto é construído de tal modo que flutua sobre a superfície do líquido com um lençol de chapas, usando uma estrutura metálica na parte superior para enrijecimento.

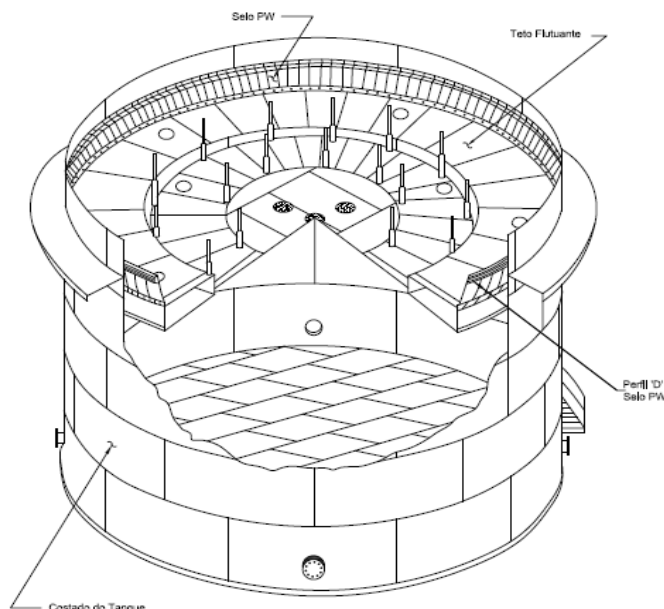


Figura 2.4 – Esquema de um tanque de teto flutuante simples (modificado de N-1742, 2010).

- Tanque de Teto Flutuante com Flutuador - contém uma construção convencional com um disco central (lençol de chapas) e um flutuador na periferia; apresenta dificuldades da drenagem do teto e possibilidade de colapso se não for bem controlado.

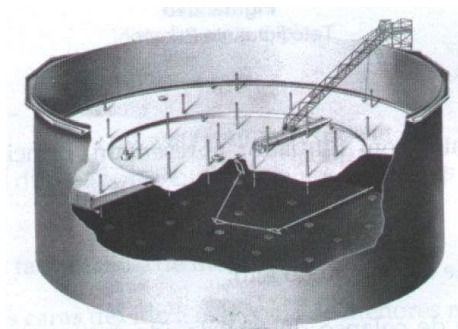


Figura 2.5 – Tanque de teto flutuante com flutuador (modificado de Costa, 2011).

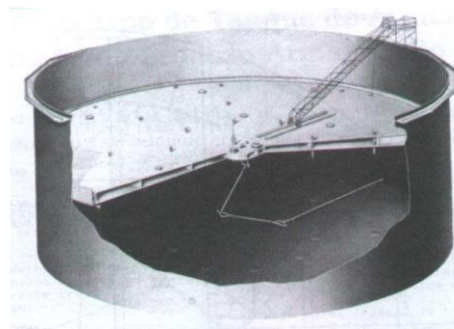


Figura 2.6 – Tanque de teto flutuante simples (modificado de Costa, 2011).

- Tanque de Teto Flutuante Duplo - possui dois lençóis de chapas ligados internamente por uma estrutura metálica, formando compartimentos estanques. É uma estrutura robusta e de excelente flutuabilidade, porém é o

tanque de teto mais caro (maior custo de fabricação e montagem, fundações mais caras devido a não permitir recalque de qualquer natureza).

2.3. Recalques em tanques

Normalmente um leve recalque no fundo do tanque, com deslocamentos uniformemente distribuídos, não deve causar problemas na operação dessas estruturas. No caso da ocorrência de recalques diferenciais, principalmente em tanque de teto flutuante, o tanque e as tubulações conectadas ao mesmo podem sofrer danos devido à possibilidade de grandes distorções (Costa, 2011).

O maior valor de recalque geralmente acontece durante o teste hidrostático, com medidas topográficas acompanhando a realização do enchimento do tanque, como parte do plano de inspeção da construção.

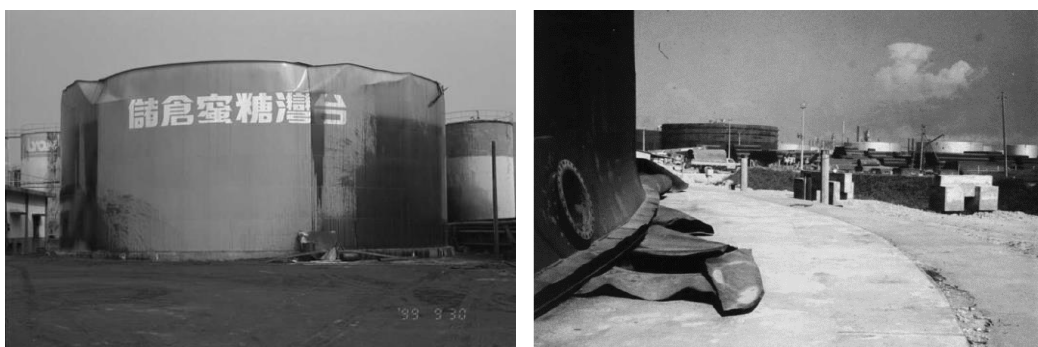


Figura 2.7 – Avaria causada por recalque em tanque de teto fixo (modificado de Costa 2011).

O recalque diferencial se origina por um ou mais fatores, como camadas não homogêneas no subsolo, com diferenças de deformabilidade e resistência, distribuição não uniforme do carregamento aplicado na fundação e na maneira pela qual elas redistribuem as tensões no depósito de solo, entre outras causas.

2.3.1. Recalque uniforme

O recalque uniforme da placa do fundo de um tanque não cria nenhuma ameaça à integridade estrutural de um tanque (Figura 2.8), mas deve-se prestar atenção às conexões da estrutura com dutos e outros acessórios. Um recalque uniforme excessivo pode também produzir problemas operacionais quando se esvaziam os tanques, mas tais dificuldades são possíveis de serem tratadas caso a caso (Marr et al., 1982).

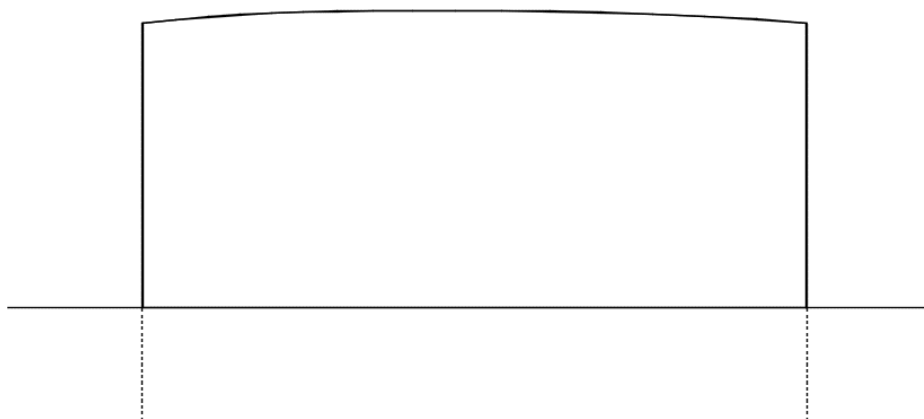


Figura 2.8 – Recalque uniforme (modificado de Marr et al., 1982).

2.3.2. Recalque com inclinação planar

A placa do fundo pode inclinar em um plano semelhante à inclinação das paredes (Figura 2.9). Tal inclinação pode não ter consequências prejudiciais para a integridade estrutural da placa do fundo ou das paredes, mas é aconselhável prestar atenção ao comportamento da estrutura porque a inclinação sofrida pode fazer com que um telhado flutuante não funcione corretamente e provoque a ruptura das paredes, da placa de fundo ou da ligação entre os mesmos (Marr et al., 1982).

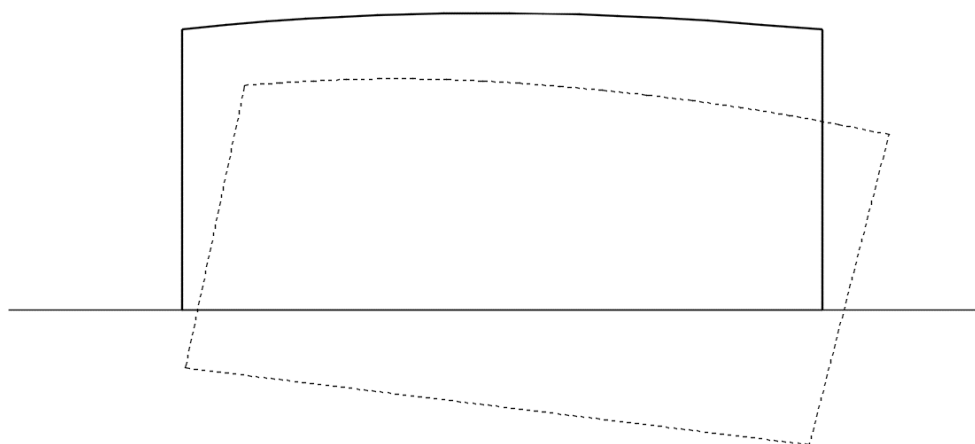
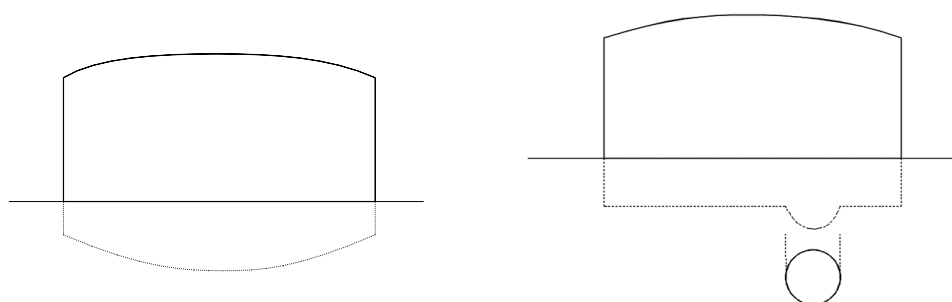


Figura 2.9 – Recalque com inclinação planar (modificado de Marr et al., 1982).

2.3.3. Recalque em forma de prato e recalque localizado

Existem dois modos de deformação importantes: recalque em forma de prato (ou bacia) no qual a placa do fundo do tanque afunda mais no centro do que nas bordas (Figura 2.10a), principalmente em solos muito deformáveis suportando grandes carregamentos na base do tanque, podendo provocar sua ruptura e

escoamento do fluido armazenado (Marr et al., 1982). O recalque localizado ocorre em regiões específicas na base do tanque, que podem estar distantes ou próximas das paredes. A forma deste tipo de recalques é parecida ao recalque em forma de prato, mas é de natureza localizada (Figura 2.10b), esse tipo de recalque ocorre principalmente em regiões que não têm uma adequada compactação abaixo da base do tanque ou devido à existência localizada de solos muito deformáveis.



a) Recalque em forma de prato
b) Recalque localizado
Figura 2.10 – Recalque em forma de prato e recalque localizado (modificado de Marr et al., 1982).

2.3.4.

Recalque fora do plano (*out-of-plane* OOP)

Embora o recalque uniforme e a inclinação de corpo rígido do tanque possam causar problemas, os recalques fora de um plano inclinado médio são elementos importantes a serem avaliados para assegurar a integridade estrutural das paredes e da placa do fundo do tanque. Uma abordagem comum é determinar as magnitudes do recalque uniforme e da inclinação média de corpo rígido (se um plano de inclinação existir ou puder ser identificado) para cada ponto situado na periferia do tanque, conforme explicado a seguir.

2.3.4.1.

Determinação do plano médio inclinado

A localização final das paredes do tanque, após uma inclinação de corpo rígido ao longo de um plano médio, pode ser representada por uma onda cossenoide em relação à sua posição original em um plano horizontal de referência (Figura 2.11).

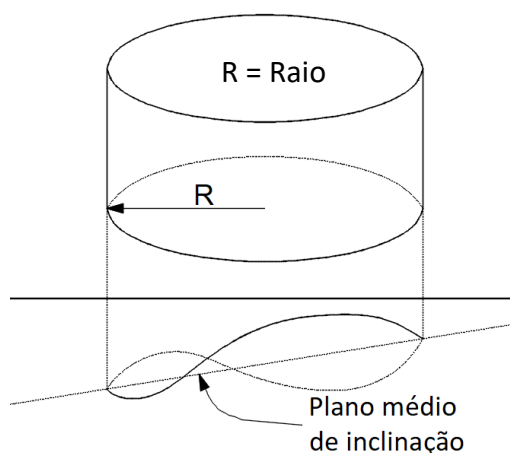


Figura 2.11 – Recalque fora do plano médio de inclinação (modificado de Marr et al., 1982).

Para calcular os recalques diferenciais U_i , deve-se determinar e remover os recalques resultantes da inclinação planar (representados pela curva cossenoide) observada na Figura 2.12 e os valores assim obtidos são as distorções fora do plano inclinado, conforme ilustrado na Figura 2.14.

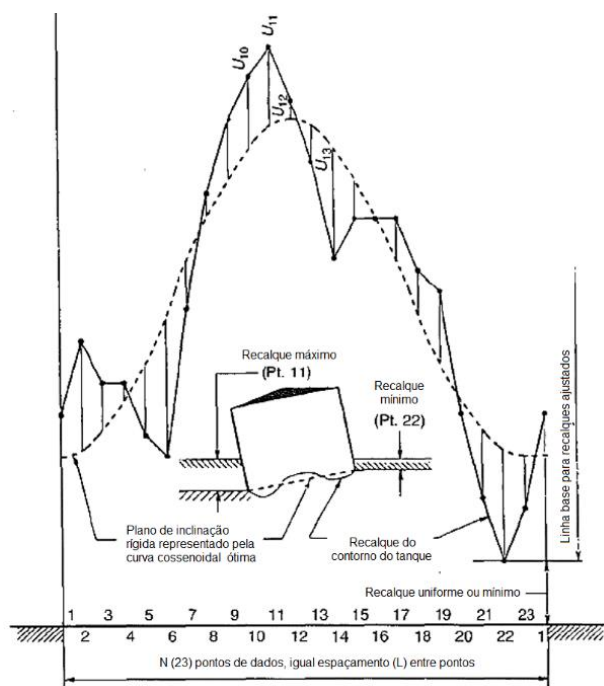


Figura 2.12 – Representação gráfica do plano inclinado definido pela curva cossenoide (modificado de API 653, 2018).

O recalque calculado devido à inclinação do tanque é subtraído do valor de recalque medido nos pontos na base do tanque. Os métodos mencionados na literatura para descrever o recalque causado pela inclinação plana consideram a Equação (2.1).

$$Z_i = A_0 + A_1 \cdot \cos(\phi_i + \beta) \quad (2.1)$$

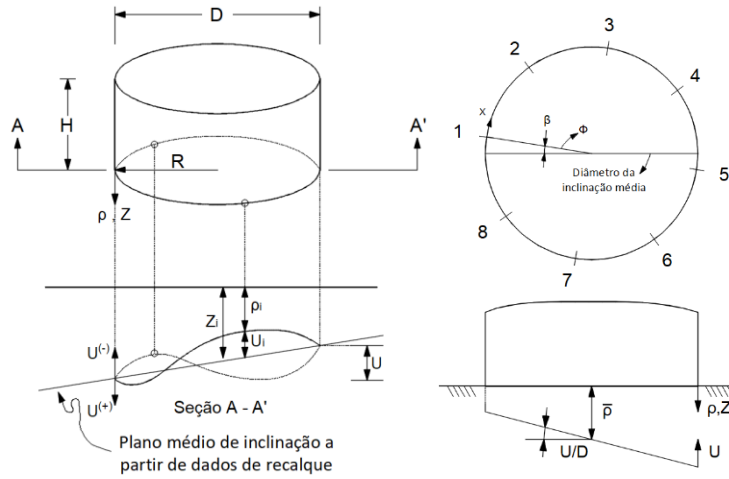


Figura 2.13 – Detalhe dos parâmetros nas distorções fora do plano (modificado de Marr et al., 1982).

Sullivan e Nowicki (1974) assumiram que a orientação do plano de inclinação coincide com o diâmetro, mas este método tende a superestimar o recalque máximo fora do plano. De Beer (1969) reconheceu que o diâmetro que coincide com o plano de inclinação média não coincide necessariamente com os pontos medidos e sugeriu um método gráfico para sua localização.

Malik et al. (1977) usaram técnicas de regressão linear com os valores de recalque medidos em campo para estatisticamente definir a direção do plano de inclinação média. Os coeficientes da regressão linear da Equação (2.1) são calculados por:

$$A_0 = \frac{1}{N} \cdot \sum_{i=1}^N \rho_i = \text{recalque medido médio do fundo do tanque} \quad (2.2)$$

$$A_1 = \frac{2}{N} \cdot \left[\left(\sum_{i=1}^N \rho_i \cdot \cos \phi_i \right)^2 + \left(\sum_{i=1}^N \rho_i \cdot \sin \phi_i \right)^2 \right]^{0.5} \quad (2.3)$$

$$\beta = \arctan \cdot \left[\left(\sum_{i=1}^N \rho_i \cdot \sin \phi_i \right) / \left(\sum_{i=1}^N \rho_i \cdot \cos \phi_i \right) \right] \quad (2.4)$$

Logo, os valores do recalque fora do plano U_i em cada ponto i são determinados pela Equação (2.5):

$$U_i = \rho_i - Z_i \quad (2.5)$$

Onde:

U_i – Recalque fora do plano inclinado médio;

ρ_i – Recalque medido no terreno;

Z_i – Recalque previsto pela curva cossenoide.

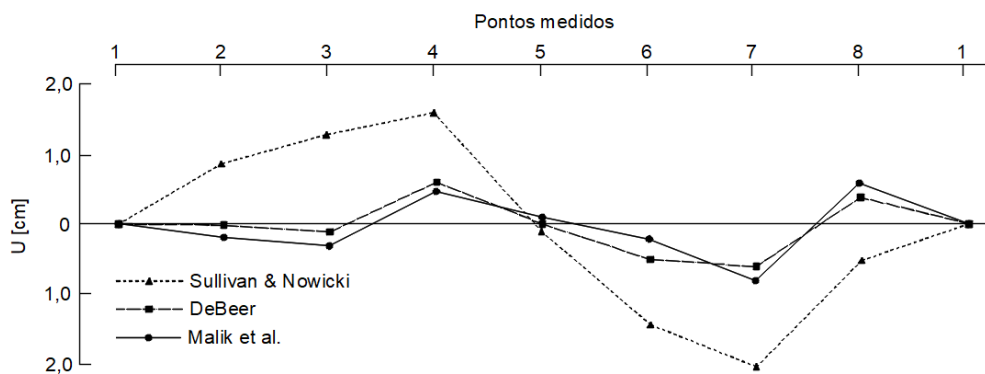


Figura 2.14 – Exemplo dos recalques fora do plano (modificado de Marr et al., 1982).

2.3.4.2.

Critério de recalque fora do plano (OOP)

Muitos engenheiros acreditam incorretamente que o recalque diferencial representa pouca ameaça para grandes tanques de armazenamento admitidos flexíveis. No entanto, há vários casos reportados na literatura descrevendo a ruptura de grandes tanques devido a recalques diferenciais (Bell, 1980; Clarke, 1969; Green e Hight, 1974). Existem divergências entre engenheiros, construtores e reguladores quanto aos valores limite de distorção (Figura 2.15). Foram publicados diversos trabalhos propondo limites de distorção angular, destacando-se o de Bjerrum (1963), que teve como origem estudos de caso investigados por Skempton e Mac Donald (1956), associando danos em estruturas com distorções angulares (Alonso, 1991).

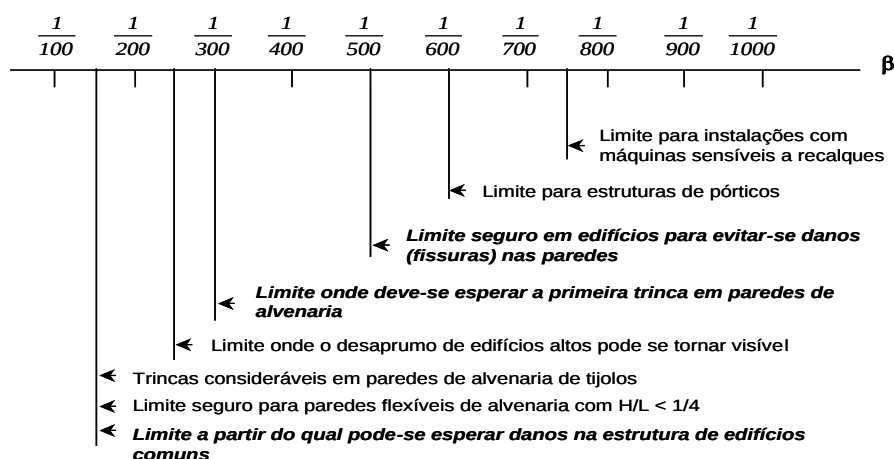


Figura 2.15 – Limite de distorção angular (modificado de Bjerrum, 1963).

O Anexo B apresentado na API-653 (2018) menciona dois critérios de recalque fora do plano. O primeiro, estudado por Sullivan e Nowicki (1974), DeBeer (1969), Malik, Norton e Ruiz (1977), Marr, et al. (1982), conforme seção 2.3.4.1, estabelece que o recalque medido em campo seja modificado em relação a um recalque previsto pela curva cossenoide. A validade desta abordagem depende da qualidade do ajuste da curva cossenoide em relação aos dados de campo, requerendo-se um coeficiente de determinação R^2 maior ou igual a 0,9, conforme Equação (2.6).

$$R^2 = \frac{(S_{yy} - SSE)}{S_{yy}} \quad (2.6)$$

Onde:

S_{yy} – Somatória dos quadrados da diferença entre o recalque médio e o recalque medido;

SSE – Somatória dos quadrados da diferença entre o recalque medido e o recalque previsto pela curva cossenoide;

O recalque admissível fora do plano é determinado pela Equação (2.7) proposto por Marr, et al. (1982).

$$S_{adm} = \frac{11 \cdot L^2 \cdot f_y}{2 \cdot H \cdot E} \quad (2.7)$$

Onde:

S_{adm} – Recalque admissível;

L – Comprimento do arco entre pontos de medição;

H – Altura do tanque;

f_y – Resistência ao escoamento do aço;

E – Módulo de elasticidade do aço.

O comprimento de arco L é igual entre todos os pontos de medição, isto é, o número de pontos de controle de recalque é uniformemente distribuído ao longo do perímetro da fundação.

O segundo critério mencionado no Anexo B da API-653 (2018) foi proposto por Andreani e Carr (2007) para situações em que o recalque medido não está suficientemente ajustado à curva cossenoide (R^2 menor do que 0,9). Deve-se então avaliar cada tramo relacionando o recalque S_i com o parâmetro S_{arc} , considerado

como o comprimento do arco localizado no tramo onde os recalques são iguais ao recalque do plano inclinado médio, conforme mostram as Figura 2.16 e Figura 2.17.

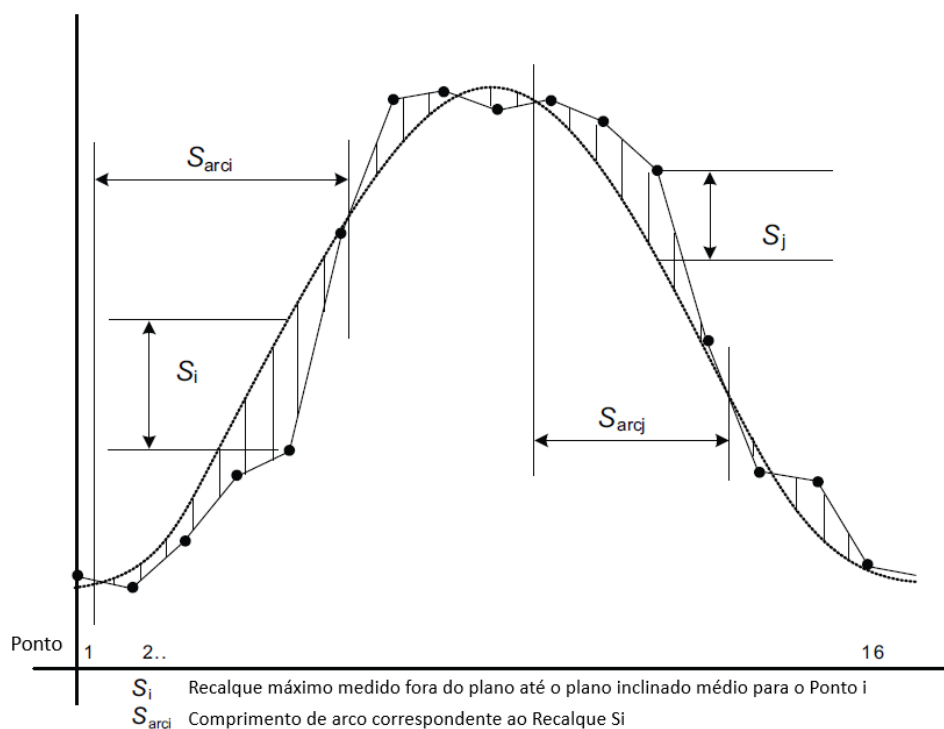


Figura 2.16 – Representação gráfica do plano inclinado tipo 1 não definido pela curva cossenoide (modificado de API-653, 2018).

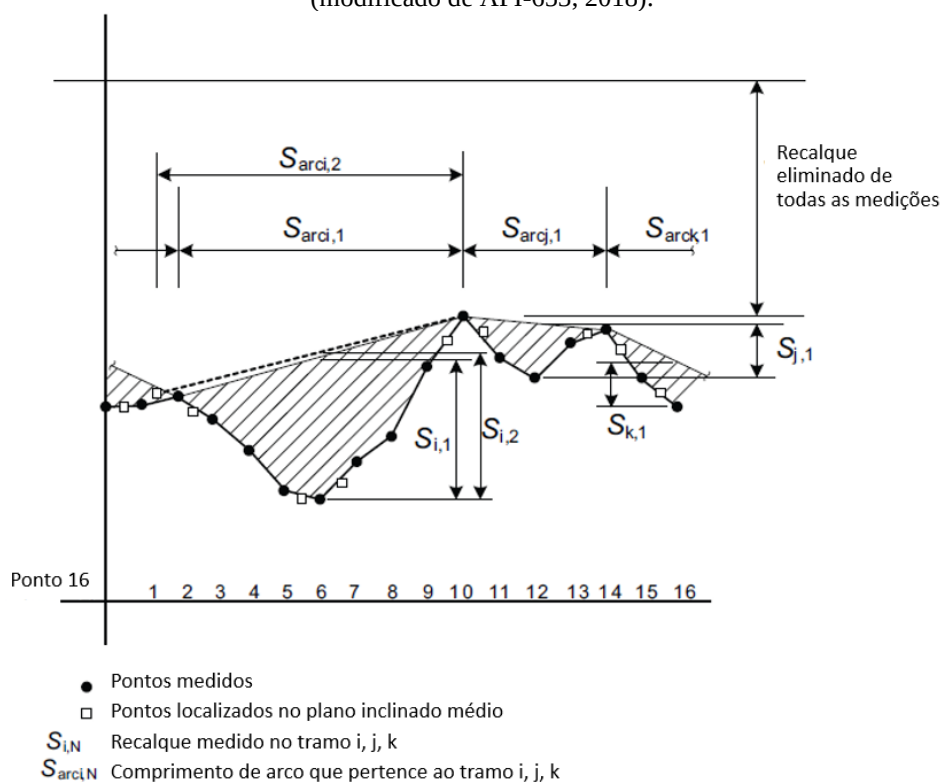


Figura 2.17 – Representação gráfica do plano inclinado tipo 2 não definido pela curva cossenoide (modificado de API-653, 2018).

O recalque admissível fora do plano é então definido pela Equação (2.8).

$$S_{adm} = \min \left[K \cdot S_{arc} \cdot \left(\frac{D}{H} \right) \cdot \left(\frac{f_y}{E} \right), 4 \right] \text{ em polegadas} \quad (2.8)$$

Onde:

S_{adm} – Recalque admissível;

S_{arc} – Comprimento do arco;

H – Altura do tanque;

f_y – Resistência ao escoamento do aço;

E – Módulo de elasticidade do aço;

K – Coeficiente que depende do tipo de tanque e de suas dimensões.

Tabela 2.1 – Valor de K dependendo das características do tanque (modificado de API 653, 2018).

Diâmetro do tanque		Tanque de teto aberto	Tanque de teto fixo
[ft]	[m]	K	K
$D \leq 50$	$D \leq 15,24$	28,7	10,5
$50 < D \leq 80$	$15,24 < D \leq 24,38$	7,8	5,8
$80 < D \leq 120$	$24,38 < D \leq 36,58$	6,5	3,9
$120 < D \leq 180$	$36,58 < D \leq 54,86$	4,0	2,3
$180 < D \leq 240$	$54,86 < D \leq 73,15$	3,6	Não é aplicável
$240 < D \leq 300$	$73,15 < D \leq 91,44$	2,4	Não é aplicável
$300 < D$	$91,44 < D$	Não é aplicável	Não é aplicável

A obtenção de uma curva cossenoide estatisticamente válida pode exigir a realização de muitas medições pois o recalque fora do plano pode estar concentrado em uma ou mais áreas. Em tais casos, a abordagem de ajuste de mínimos quadrados pode subestimar o recalque local fora do plano, frequentemente não conservadora, com coeficiente de determinação R^2 inferior a 0,9. Procedimentos de ajustes de curva mais rigorosos devem ser considerados de acordo com a experiência do projetista (API-653, 2018).

Finalmente, as distâncias verticais entre a curva irregular e a curva ótima representam as magnitudes dos recalques fora do plano (U_i no ponto i) para ambos os critérios.

$$S_i = U_i - \left(\frac{1}{2} U_{i-2} + \frac{1}{2} U_{i+2} \right) \quad (2.9)$$

Para determinar a curva cossenoide ótima mostrada pela linha tracejada na Figura 2.12, medições adicionais ao longo das paredes resultarão geralmente em ajustes mais próximos. No entanto, ao usar todos os pontos de medição na Equação

(2.7) os recalques fora do plano calculados podem ser muito pequenos (S_{adm}) pois o comprimento do arco L entre os pontos de medição são iguais e pequenos. Segundo a API-653 (2018) é aceitável utilizar todos os pontos de medição para construção da curva cossenóide, mas apenas um subconjunto de pontos (mínimo de 8) espaçados de não mais do que 32 pés para determinar S_i e S_{adm} . Estes pontos devem incluir aqueles mais distantes da curva cossenoide ótima.

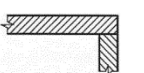
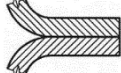
2.4.

Solda em tanques

A conexão de placas em uma estrutura é conhecida como junta. Para criar juntas, uma variedade de elementos de fixação pode ser empregada, incluindo parafusos, rebites, engates e cordões de solda, entre outros. Entre essas opções, a solda é uma das mais amplamente utilizadas, devido à sua facilidade de aplicação, confiabilidade e baixo custo.

Existem distintos tipo de juntas, representadas na Tabela 2.2 e a cada uma delas é associada uma letra de identificação, de acordo com a norma American Welding Society AWS D1.1.

Tabela 2.2 – Tipos de juntas (modificado de AWS D1.1, 2020).

Tipo de Junta					 CÓDIGO
Topo	T	Canto	Sobreposta	Borda	
					
					

- Junta de Topo: é utilizada principalmente para unir as extremidades de chapas planas de mesma ou aproximadamente a mesma espessura.
- Junta “T”: é utilizado na união da base do tanque com o costado ou parede, também é útil na ligação de perfis compostos por tiras ou placas de chapas planas que podem ser unidas por soldas perpendicularmente.
- Junta de Canto – é utilizada para formar perfis caixão soldados quadrados ou retangulares, utilizados em colunas e em vigas que precisam resistir esforços de torção.

- Junta Sobreposta – é o tipo mais comum de junta, utilizado na base dos tanques, possuindo duas grandes vantagens: facilidade de montagem, as peças podem ser levemente deslocadas para acomodar erros de fabricação.
- Junta de Borda – não costumam ser estruturais, sendo utilizadas para manter 2 ou mais placas alinhadas num determinado plano.

A Figura 2.18 mostra a preparação da base e do costado do tanque para serem ligados com a solda (API-650, 2020).

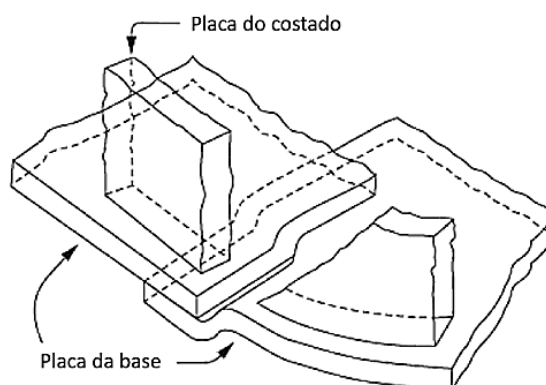


Figura 2.18 – Método de preparação para a solda de placas da base e do costado (modificado de API-650, 2020).

O material do eletrodo utilizado para a soldagem na junta deve ser compatível com a material base, ou seja, ter propriedades parecidas. A Tabela 2.3 apresenta as resistências a tração de alguns tipos de eletrodos. Essa combinação de material do eletrodo com a placa (base ou costado) é muito importante, sendo que quando forem submetidas a esforços, estes devem ser verificados, conforme o mostrado na Tabela 2.4.

Tabela 2.3 – Resistências à tração de eletrodos (modificado de AWS D1.1, 2020).

Número AWS do Eletrodo	Resistência à tração f_w [MPa]
E 60 XX	427,20
E 70 XX	482,33
E 80 XX	551,23
E 90 XX	620,13
E 100 XX	689,04
E 120 XX	826,85

As resistências de cálculo (ϕR_n) dadas na Tabela 2.4 se aplicam a soldas compatíveis com o metal base. É importante mencionar que a resistência ao cisalhamento do aço é de aproximadamente 60% da resistência à tração, por essa razão aparece o coeficiente 0,60 nas expressões que determinam a resistência nominal (R_n) da solda e do metal base ao cisalhamento.

Tabela 2.4 – Resistências de cálculo ϕR_n nas soldas (modificado de API 650, 2020).

Tipo de solicitação e orientação	Resistências de cálculo ϕR_n
Tração ou compressão paralelas ao eixo da solda.	Igual do metal base
Tração ou compressão normais à seção efetiva da solda.	O menor dos dois valores: a) Metal base $R_n = A_w \cdot f_y$ e $\phi = 0,90$ b) Metal da solda $R_n = A_w \cdot f_w$ e $\phi = 0,90$
Cisalhamento (soma vetorial) na seção efetiva.	O menor dos dois valores: a) Metal base $R_n = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y$ e $\phi = 0,90$ b) Metal da solda $R_n = 0,60 \cdot A_w \cdot f_w$ e $\phi = 0,90$

Onde:

A_w – Área efetiva da solda;

f_y – Tensão de escoamento do metal base na junta;

f_w – Resistência mínima à tração do metal da solda.

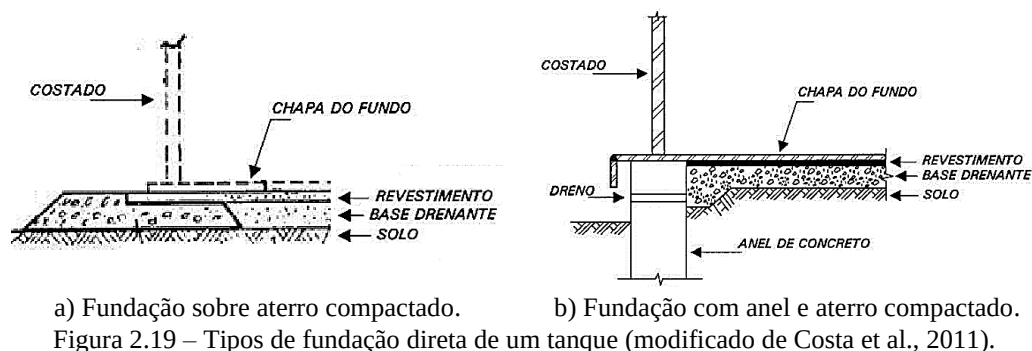
2.5. Fundação em tanques

O projeto e a construção das fundações de tanques de armazenamento devem ser orientados de modo que os recalques previstos sejam compatíveis com a segurança do equipamento. Se forem excessivos, poderão gerar:

- Deformações e tensões elevadas no equipamento, colocando em risco sua estabilidade;
- Esforços elevados nos bocais e tubos conectados ao equipamento;
- Erros na medição de nível;
- Funcionamento inadequado de componentes do tanque (ex.: sistema de selagem do teto flutuante).

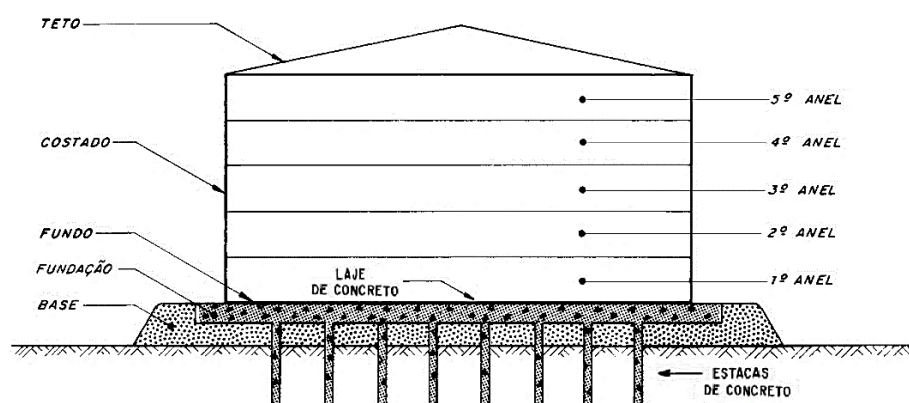
2.5.1. Sistema de fundação direta

A fundação direta, mostrada na Figura 2.19, é utilizada na maioria dos casos, podendo ser de dois tipos: a) fundação em aterro compactado, que consiste na remoção da camada superficial do terreno, substituição por material adequado e compactado; b) fundação com anel de concreto, que consiste em uma viga de concreto diametral para servir como elemento de sustentação das paredes do tanque e do tratamento do solo no interior do anel, da mesma forma que na fundação sobre aterro compactado (COSTA, 2011).



2.5.2. Sistema de fundação profunda

É o tipo de fundação mais caro e utilizado quando as condições do solo impossibilitam o emprego da fundação direta. De uma maneira geral, o emprego desse tipo de sistema de fundação (Figura 2.20) é mais comum em estruturas com cargas consideravelmente altas. A geologia do local (condições do solo) em que a construção será implantada também pode apontar para o uso do radier estaqueado como a fundação mais adequada, por exemplo a construção de tanques sobre solos com camadas muito moles (BARROS, 2014).



2.6. Radier estaqueado

Este tipo de fundação (Figura 2.21) combina elementos de uma fundação superficial (radier) com uma fundação profunda (estacas). O mecanismo de transferência de carga em um radier estaqueado envolve uma interação complexa entre os elementos envolvidos (Katzenbach et al, 2000).

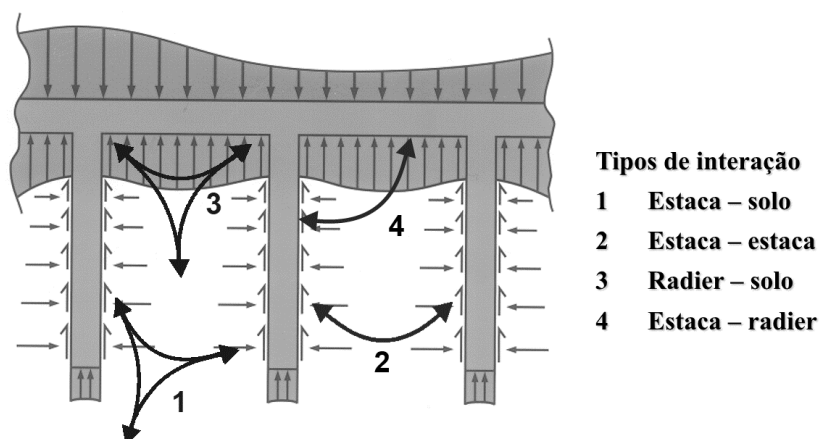


Figura 2.21 – Interação solo-estrutura de radiers, estacas e subsolo (modificado de Katzenbach et al., 2000).

Cada elemento que forma parte deste sistema de fundação, exerce sobre o outro elemento uma interferência denominada mecanismo de transferência de carga que envolve a interação entre todos os elementos que formam o sistema de fundação.

O comportamento de uma solução em radier estaqueado depende de vários fatores, tais como: morfologia do solo, geometria do radier, quantidade, comprimento, espaçamento e posicionamento das estacas, tipo e intensidade do carregamento aplicado e interação entre todos os elementos do sistema.

Teixeira (1996) destacou que o radier estaqueado é alternativa de projeto interessante quando o solo possui boa capacidade de suporte, de modo que poucas estacas sejam suficientes para reduzir os recalques a limites admissíveis. Esta solução busca compatibilizar os recalques do radier com os recalques do grupo de estacas, diminuindo os recalques diferenciais, uma vez que o radier estaqueado é menos rígido do que o grupo de estacas.

Segundo Mandolini et al. (2017), os projetos de radier estaqueado frequentemente negligenciam vários aspectos bem conhecidos da literatura científica, às vezes levando a um aumento de custos sem o correspondente aumento do desempenho do sistema.

Do ponto de vista conceitual, um radier estaqueado consiste em um radier em contato direto com o solo, assente sobre um grupo de estacas. Para descrever o percentual da carga total aplicada Q_{pr} no radier, define-se uma relação de compartilhamento de carga α_r conforme Equação (2.10) onde Q_r é a carga suportada pelo radier (MANDOLINI et al. 2017).

$$\alpha_r = Q_r / Q_{pr} \quad (2.10)$$

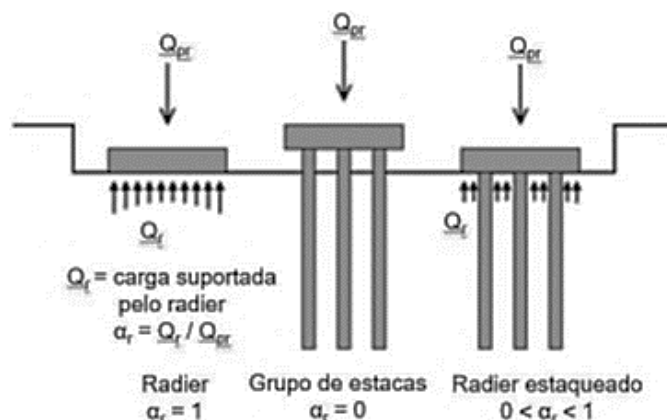


Figura 2.22 – Diferentes sistemas de fundação (modificado de Mandolini et al., 2017).

Uma razão de compartilhamento $\alpha_r = 1$ representa uma fundação sem estacas, enquanto $\alpha_r = 0$ corresponde a um grupo de estacas com um radier que não está em contato com solo. As fundações de radier estaqueado situam-se no intervalo $0 < \alpha_r < 1$ (Figura 2.22).

Katzenbach et al. (2000) utilizaram um coeficiente que relaciona o percentual da carga que é transferido ao grupo de estacas (α_{CPRF}) com a carga total atuante na fundação, definindo desta forma o comportamento do radier estaqueado. O valor nulo do coeficiente representa um radier isolado enquanto o valor unitário representa o sistema convencional de grupo de estacas ignorando a influência do radier (Figura 2.23), em geral, o valor de α_{CPRF} varia entre 0,4 e 0,7 (KATZENBACH et al., 1998) sendo o recalque do radier estaqueado representado por S_{CPRF} e o recalque do radier isolado por S_R .

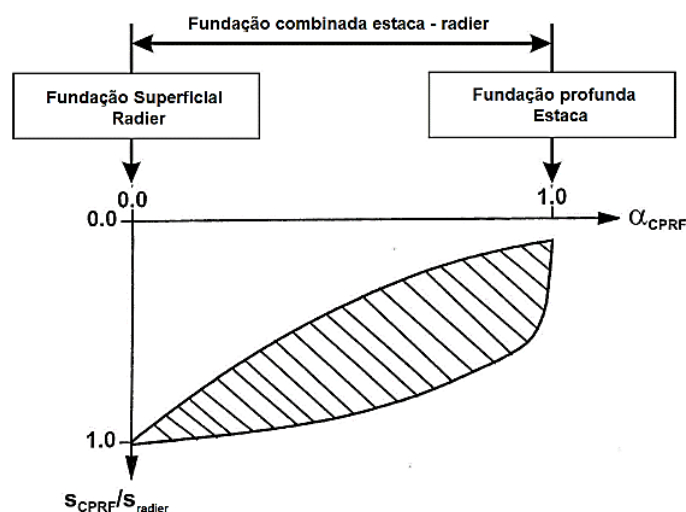


Figura 2.23 – Comportamento de um radier estaqueado (modificado de Katzenbach et al., 1998).

De acordo com Mandolini et al. (2017), é comum negligenciar a contribuição do radier, sendo esta uma consideração conservadora no caso dos projetos onde estacas são necessárias para fornecer capacidade de suporte à fundação. Esta negligência poderia se tornar errônea quando o radier possui capacidade adequada, muitas vezes até maior do que a fornecida pelo grupo de estacas, com as estacas tendo principal função de diminuir os recalques diferenciais do sistema.

Segundo Poulos (2001), os raders estaqueados com pequeno espaçamento entre as estacas tendem a trabalhar como uma “estaca equivalente” e o radier tem pouca influência na capacidade de suporte da fundação. Já os raders que apresentam maior espaçamento entre as estacas e pequenos valores na relação L/B , sendo L o comprimento das estacas e B a largura do radier em planta, tendem a incrementar a participação do radier no comportamento da fundação.

Para Garcia (2015), “pequenos” raders estaqueados são aqueles cuja capacidade de suporte do radier, isoladamente, não é suficiente para suportar a carregamento aplicado com fator de segurança adequado. As estacas são adicionadas para aumentar a capacidade de suporte e elevar o fator de segurança. As dimensões do radier são geralmente da ordem de 5 a 15 m em largura B e obedecem à relação $B/L < 1$, sendo L o comprimento das estacas. Já os “grandes” raders estaqueados ($B/L > 1$) apresentam capacidade do radier isolado suficiente alta para suportar o carregamento, com valor adequado do fator de segurança. As estacas são adicionadas somente com o propósito de reduzir os recalques, melhorando assim as condições de serviço.

Conforme Sales (2000), no conceito tradicional de “grupo de estacas”, mesmo quando o bloco está em contato com o solo, não se considera que ele possa transferir qualquer parcela de carga ao solo. Segundo aquele pesquisador, algumas das principais vantagens da aplicação de uma solução em radier estaqueado são:

- Redução de recalques diferenciais em projetos de fundações, inclusive os decorrentes da excentricidade da carga, às irregularidades das espessuras das camadas ou às dispersões das propriedades do solo;
- Prevenção de recalques entre diferentes partes carregadas de uma edificação;

- Aumento da capacidade de suporte global das fundações;
- Aumento da resistência da fundação a carregamentos horizontais e momentos que tendem a levar a estrutura ao tombamento;
- Diminuição das tensões internas e de momentos pela seleção otimizada das posições das estacas.

Com relação ao comportamento carga x recalque, Cooke (1986) realizou três variações de tipos de fundação: radier isolado, radier estaqueado com 49 estacas e um grupo de 49 estacas sem a contribuição do radier. Observou que tanto a capacidade de suporte quanto a rigidez do radier estaqueado são superiores ao radier isolado e ao grupo de estacas somente, conforme resultados da Figura 2.24.

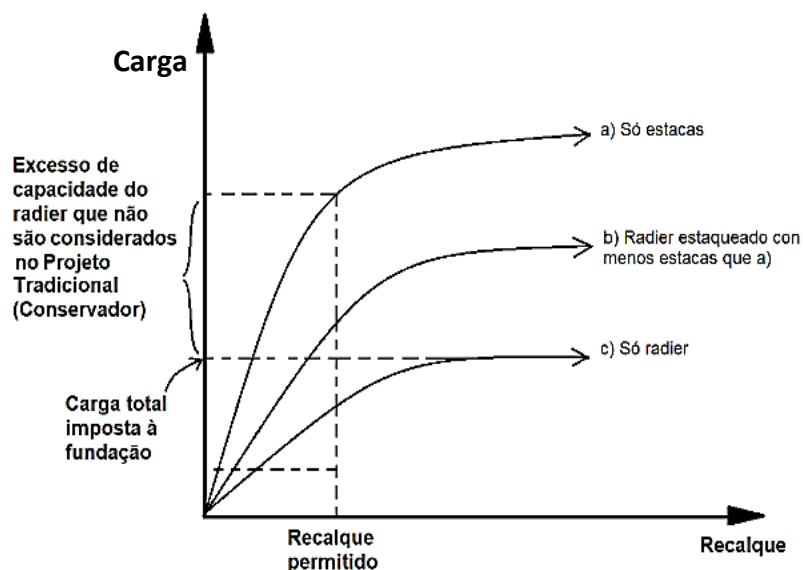


Figura 2.24 – Comportamento e soluções em radier estaqueado (modificado de Cooke, 1986).

2.7. Concepção de radier estaqueado

Segundo Shrestha et al (2017), a concepção básica do projeto de um radier estaqueado é usar o radier assumindo uma carga da fundação, devido a sua grande área de contato com o solo, e as estacas atuando para diminuição dos recalques totais e diferenciais do sistema.

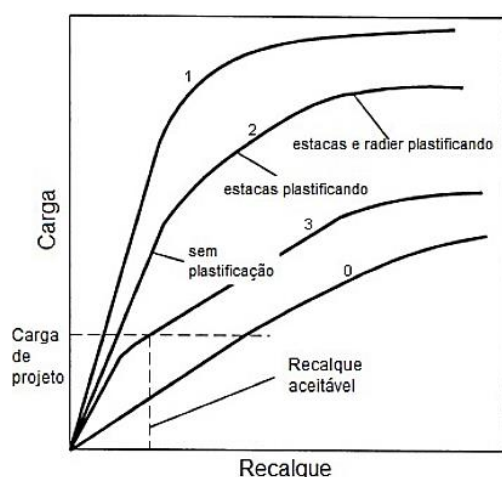
A quantificação dos percentuais exatos de cargas suportados pelo radier e pelas estacas é o aspecto mais desafiador em um projeto de radier estaqueado. Essa dificuldade deve-se principalmente à falta de compreensão da complexa interação

entre o solo, o radier e as estacas, bem como das forças mobilizadas ao longo da interface e dos valores dos recalques totais e diferenciais.

Randolph (1994) sistematizou três metodologias de concepção de fundações em radier estaqueado:

- i. Método convencional: assume que as estacas são concebidas como um grupo, suportam a maior parte na carga total e considera-se que uma parte é absorvida pelo radier ou bloco.
- ii. Mobilização parcial ou total das estacas: assume que as estacas trabalhem próxima à carga de ruptura (cerca de 70% a 100%). As estacas são instaladas sob o radier de modo que a tensão vertical transferida para o solo seja inferior à tensão de pré-adensamento.
- iii. Controle de recalques diferenciais: assume que a diminuição dos recalques totais é uma consequência da redução dos recalques diferenciais da fundação.

Poulos (2001) relata também que, além das metodologias mencionadas anteriormente, existe uma metodologia (creep piling), que considera as estacas trabalhando em 100% de suas capacidades de carga. Por meio da Figura 2.25, Poulos (2001) ilustrou graficamente os diferentes métodos de cálculo de recalque:



Curva 0: radier isolado, apresentando recalques excessivos;

Curva 1: radier com estacas estruturadas com fator de segurança convencional;

Curva 2: estacas com fator de segurança reduzido (creep piling);

Curva 3: estacas como elementos redutores de recalque trabalhando na capacidade de carga última.

Figura 2.25 – Concepções de recalque para radier estaqueado (modificado de Poulos, 2001).

Randolph (1994) mostrou na Figura 2.26 que a inserção de algumas estacas na base do radier pode ser o suficiente para reduzir os recalques diferenciais.

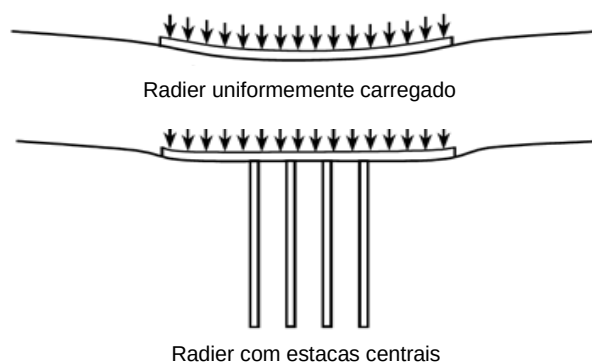


Figura 2.26 – Estacas centrais para redução de recalques diferenciais (modificado de Randolph, 1994).

Na Figura 2.27 observa-se que com a inserção de estacas na base de um radier flexível, a distribuição das tensões de contato apresenta-se semelhante àquelas obtidas para um radier rígido.

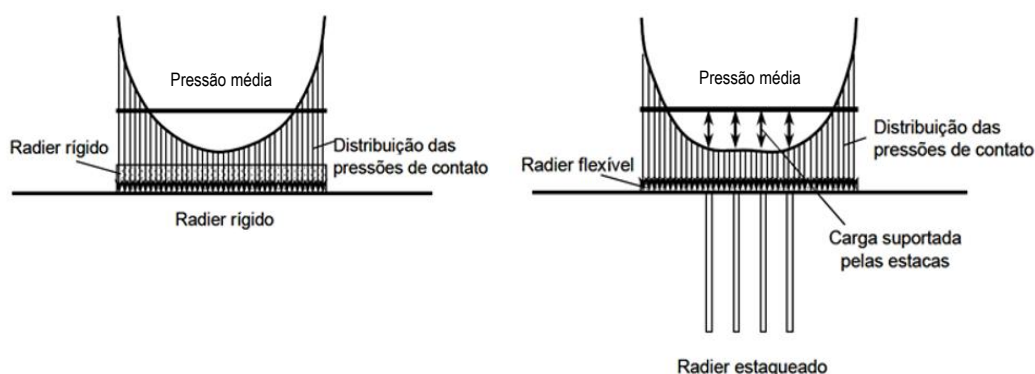


Figura 2.27 – Distribuições semelhantes das pressões de contato (modificado de Randolph, 1994).

Como em qualquer sistema de fundações, o projeto de fundações em radier estaqueado requer que sejam feitas considerações a respeito da capacidade de suporte em relação a carregamentos verticais, horizontais e momentos aplicados na fundação, bem como verificação dos recalques totais e diferenciais e determinação dos momentos e esforços cortantes para a elaboração de projetos estruturais da fundação.

2.8. Métodos de análise do comportamento de radier estaqueado

Existe uma grande variedade de estruturas que possuem fundações tipo radier estaqueado no mundo todo, e nas últimas décadas, esse tipo de fundação é utilizado como uma alternativa bastante econômica em relação à fundação convencional totalmente estaqueada, na qual admite-se que toda a carga estrutural é suportada apenas pelas estacas. Para tomar partido do compartilhamento de carga

entre o radier e as estacas é conveniente que se tenha disponível um método de projeto que considere apropriadamente os mecanismos de interação que ocorrem entre os elementos que compõem a fundação.

Na literatura foram propostos vários métodos para a análise de radiers estaqueados. Neto (2013) relacionou vários deles, iniciando por métodos simplificados, baseados em correlações empíricas, ábacos de cálculo, técnica das fundações equivalentes, formulações da teoria da elasticidade, até os métodos mais complexos baseados em análises computacionais por elementos finitos, diferenças finitas ou elementos de contorno. Há ainda os métodos classificados como híbridos onde são combinados mais de um método de análise. A Tabela 2.5 apresenta metodologias de cálculo do recalque de radier estaqueado.

Tabela 2.5 – Métodos de cálculo do recalque em radier estaqueado (modificado de Neto, 2013).

Métodos Simplificados	Correlações Empíricas	Kishida e Meyerhof (1965); Skempton (1953); Meyerhof (1959); Vesic (1969).
	Ábacos de Cálculo	Poulos e Davis (1980).
	Método das Fundações Equivalentes	Terzaghi (1943); Poulos e Davis (1980).
	Métodos Baseados na Teoria da Elasticidade	Poulos e Davis (1980); Randolph e Worth (1978); Randolph (1994); Sales (2000).
Métodos Computacionais Aproximados	O radier é representado como uma placa e as estacas como molas	Clancy e Randolph (1993); Poulos (1994); Russo (1998) – NAPRA.
Métodos Computacionais Rigorosos	Método dos Elementos de Contorno (MEC)	Butterfield e Banerjee (1971); Kuwabara (1989); El Mossalamy e Franke (1997); Sinha (1997).
	Método dos Elementos Finitos (MEF)	Ottaviani (1975); Farias (1993); Zhuang et al. (1991); Lee (1993); Wang (1995); Katzenbach et al. (1998), dentre outros.
	Métodos Híbridos	Poulos (1994) – GARP; Russo (1998) – NAPRA.

2.8.1.

Método simplificado de Poulos e Davis (1980)

Poulos e Davis (1980) apresentaram um método similar àquele empregado para análise de grupos de estaca, porém considerando que a unidade estrutural básica é uma estaca isolada e seu bloco de coroamento é circular em contato com a superfície do solo. A interação entre duas estacas-radier idênticas e igualmente carregadas pode ser expressa em termos de um fator de interação α_r expresso por:

$$\alpha_r = \frac{\text{recalque adicional causado por uma unidade adjacente}}{\text{recalque de uma unidade isolada}} \quad (2.11)$$

Poulos e Davis (1980) apresentaram curvas relacionando α_r com o espaçamento relativo entre as estacas s/d para vários valores de diâmetro relativo

d_r/d (d_r = diâmetro do bloco; d = diâmetro da estaca) considerando três valores de comprimento relativo L/d (10, 25 e 100), conforme mostram desde a Figura 2.28 até a Figura 2.30 respectivamente.

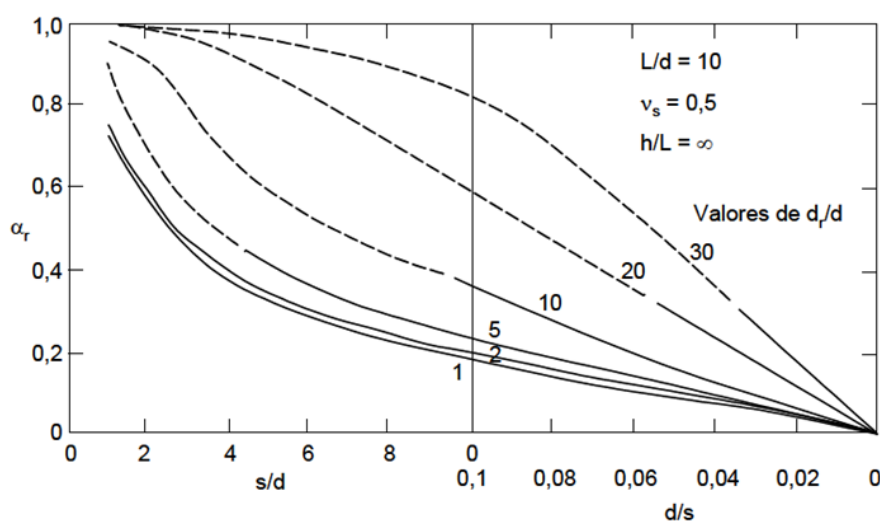


Figura 2.28 – Fatores α_r estaca-radier $L/d = 10$ (modificado de Poulos e Davis, 1980).

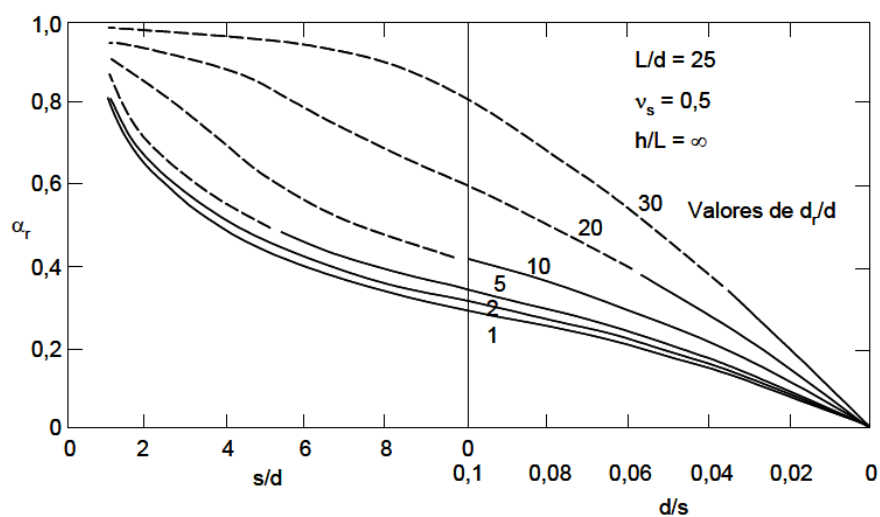


Figura 2.29 – Fatores α_r estaca-radier $L/d = 25$ (modificado de Poulos e Davis, 1980).

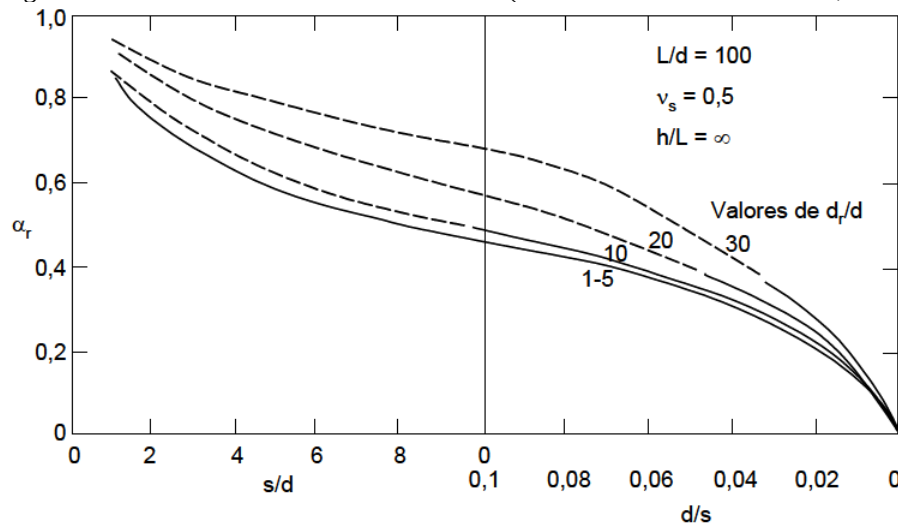


Figura 2.30 – Fatores α_r estaca-radier $L/d = 50$ (modificado de Poulos e Davis, 1980).

Conforme Poulos e Davis (1980) essas curvas podem ser usadas para dimensionamento de radiers estaqueados considerando que o recalque de uma unidade estaca-radier qualquer pode ser aproximado por:

$$\rho_i = \rho_1 \left[\sum_{\substack{j=1 \\ j \neq i}}^n (P_j \cdot \alpha_{rij}) + P_i \right] \quad (2.12)$$

Onde:

ρ_1 – Recalque de uma unidade estaca-radier sob carga unitária;

n – Número de estacas;

α_{rij} – Valor de α_r correspondente ao valor de d_r/d da unidade j , considerando o espaçamento entre as unidades i e j ;

P_i e P_j – As cargas nas unidades i e j , respectivamente.

2.8.2.

Métodos Computacionais Aproximados

Neste tipo de método, o radier é representado como uma placa e as estacas como molas. Kitiyodom e Matsumoto (2003) apresentaram um método computacional com aplicação de uma técnica de otimização no caso de um radier estaqueado de dimensões 20 m x 20 m com 25 estacas.

O carregamento aplicado no radier, além do seu peso próprio, foi de três diferentes tipos: carga uniformemente distribuída, linhas de carga distribuída e quatro forças concentradas, sendo que a magnitude dos carregamentos foi três vezes superior ao peso próprio da estrutura.

A espessura do radier foi 1 m e as estacas possuem 20 m de comprimento e 0,6 m de diâmetro. As propriedades representativas do concreto armado (módulo de elasticidade $E_c = 25 \text{ GPa}$, coeficiente de Poisson $\nu_c = 0,16$ e peso específico $\gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$) foram adotadas tanto para o radier quanto para as estacas.

O solo consistiu em uma argila de consistência média com módulo de elasticidade $E_s = 35 \text{ MPa}$ e coeficiente de Poisson $\nu_s = 0,50$. As estacas foram inicialmente dispostas nos centros de 25 pequenos quadrados de área 4 m x 4 m.

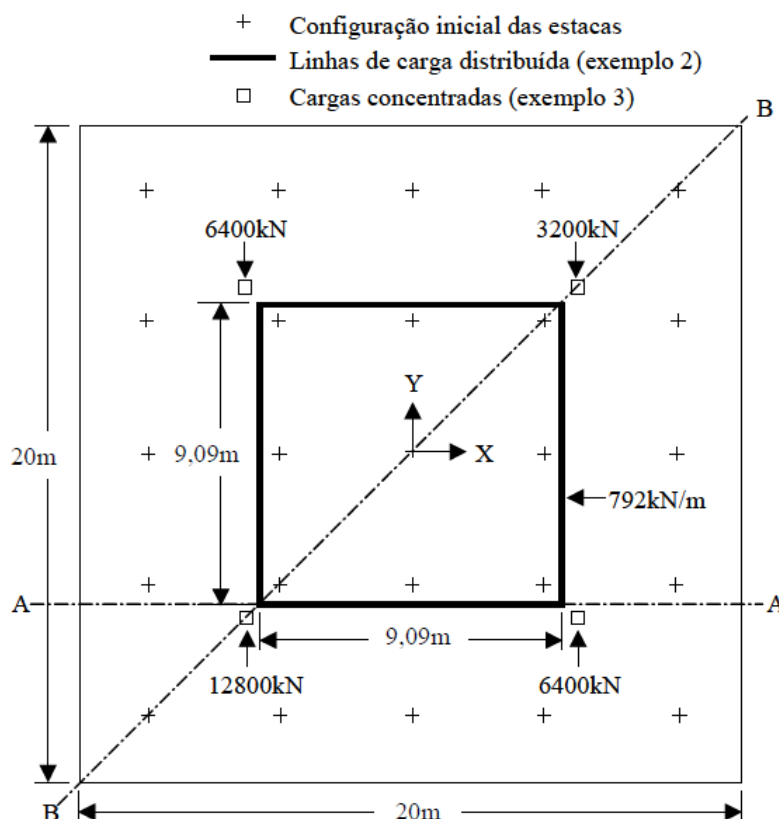


Figura 2.31 – Disposição inicial das estacas e das cargas (modificado de Kim et al., 2001).

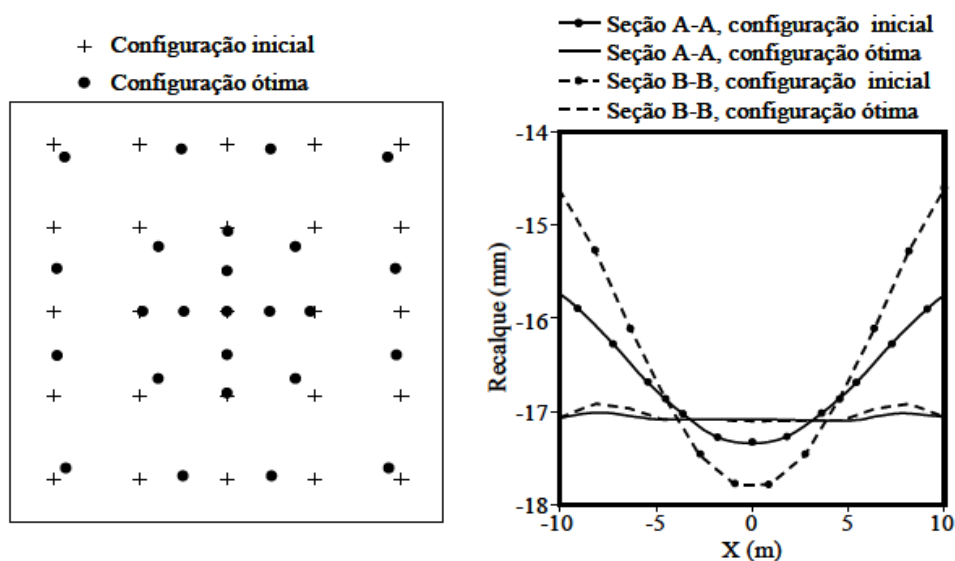
A disposição inicial das estacas para cada um dos três exemplos e as cargas consideradas no segundo e terceiro exemplos são mostradas na Figura 2.31. Entre estacas foi estabelecida uma distância mínima de 1,2 m, ou seja, duas vezes o seu diâmetro.

Para o primeiro exemplo com carga uniformemente distribuída, o radier estaqueado foi submetido ao peso próprio 24 kPa e a uma carga aplicada de 72 kPa uniformemente distribuída sobre a superfície do radier. O processo de otimização convergiu após 11 iterações, e a configuração inicial e ótima das estacas é apresentada na Figura 2.32a.

Pode-se observar que a maioria das estacas está disposta ao redor do centro do radier, reforçando a proposta de Randolph (1994) de que os recalques diferenciais de um radier podem ser minimizados ao se localizar algumas estacas na região central do mesmo.

A Figura 2.32b mostra a distribuição de recalques, antes e após a otimização, do radier ao longo das seções A-A e B-B da Figura 2.31. Observa-se claramente

que os recalques diferenciais foram consideravelmente reduzidos pela configuração ótima das estacas, e o radier tende a se deslocar como um corpo rígido (Kitiyodom e Matsumoto 2003).



(a) Configuração inicial e ótima das estacas

(b) Distribuição dos recalques ao longo das seções A-A e B-B da Figura 2.31

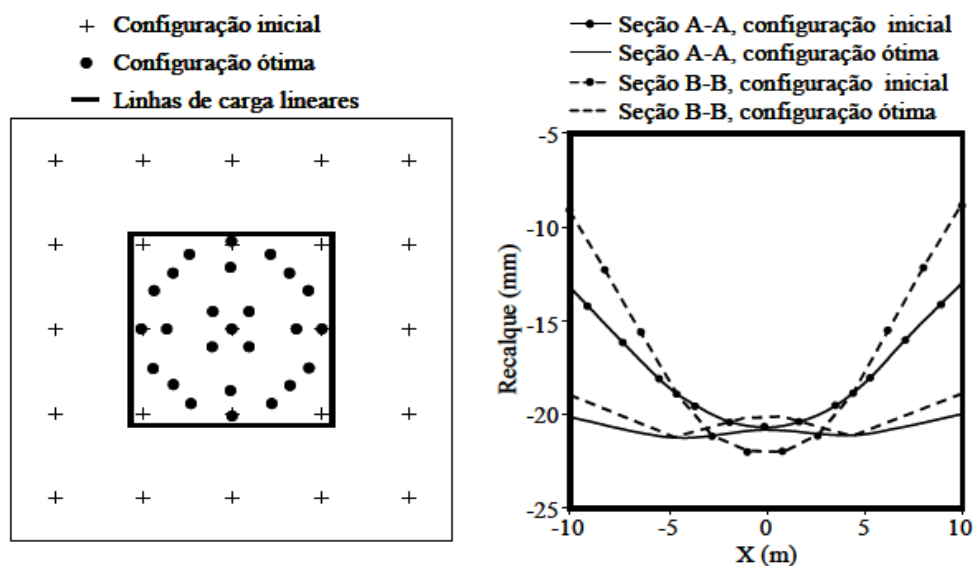
Figura 2.32 – Resultado com carregamento uniformemente (modificado de Kim et al., 2001).

Para o segundo exemplo, além do peso próprio, linhas de carga distribuída de 792 kN/m foram aplicadas sobre o perímetro de um quadrado 9,09 m x 9,09 m (Figura 2.31).

A configuração ótima das estacas é apresentada na Figura 2.33a, onde se observa que cinco estacas estão dispostas no centro do radier, três dispostas linearmente em cada um dos cantos enquanto outras duas estão alinhadas próximo do centro de cada uma das linhas de carga (Kitiyodom e Matsumoto, 2003).

De modo geral, as estacas mais externas formam um círculo inscrito no quadrado carregado, sugerindo que as estacas se afastam das linhas de carga em direção ao centro do radier para reduzir os recalques no centro do mesmo.

A Figura 2.33b mostra a distribuição de recalques do radier ao longo das seções A-A e B-B da Figura 2.31, antes e após a otimização (Kitiyodom e Matsumoto, 2003).

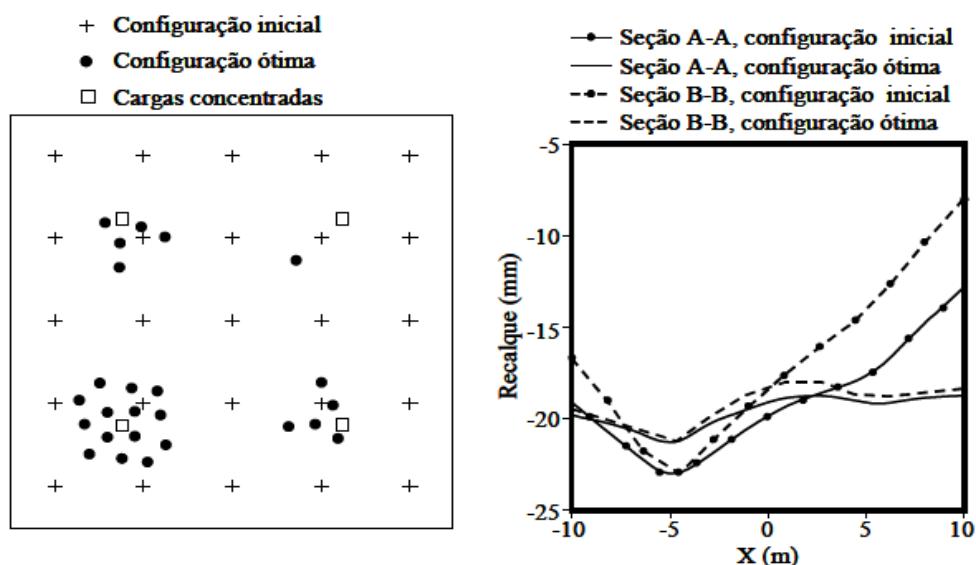


(a) Configuração inicial e ótima das estacas

(b) Distribuição dos recalques ao longo das seções A-A e B-B da Figura 2.31

Figura 2.33 – Resultado com as linhas de carga distribuídas (modificado de Kim et al., 2001).

No terceiro exemplo, além do peso próprio, quatro forças concentradas foram aplicadas no radier como mostra a Figura 2.31. A configuração ótima das estacas é apresentada na Figura 2.34a. Nesse caso, as estacas foram dispostas próximo ao ponto de aplicação das forças concentradas, sendo que quanto maior a intensidade, maior o número de estacas posicionadas. Nos casos de dificuldades construtivas devido à excessiva proximidade entre as estacas, pode-se adotar uma alternativa bastante prática que é substituir algumas das estacas por uma única estaca de maior comprimento ou diâmetro, ou ambos os casos. (Kitiyodom e Matsumoto, 2003).



(a) Configuração inicial e ótima das estacas

(b) Distribuição dos recalques ao longo das seções A-A e B-B da Figura 2.31

Figura 2.34 – Resultado com quatro cargas concentradas (modificado de Kim et al., 2001).

Uma outra solução seria aumentar a distância mínima entre as estacas, pré-fixada inicialmente. A distribuição de recalques do radier ao longo das seções A-A e B-B (Figura 2.31), antes e após a otimização, é mostrada na Figura 2.34b.

2.8.3. Método dos Elementos finitos

Bacelar (2003) estudou a influência do arranjo das estacas em radiers estaqueados com base nos resultados de um estudo paramétrico com análise 3D a partir do método dos elementos finitos no programa ABAQUS. Investigou o comportamento de um radier estaqueado circular com raio de 10 m submetido a um carregamento uniformemente distribuído de 500 kPa, assentado sobre uma camada de solo homogêneo, considerado elástico linear, com espessura de 40 m (Figura 2.35) (Bacelar, 2003).

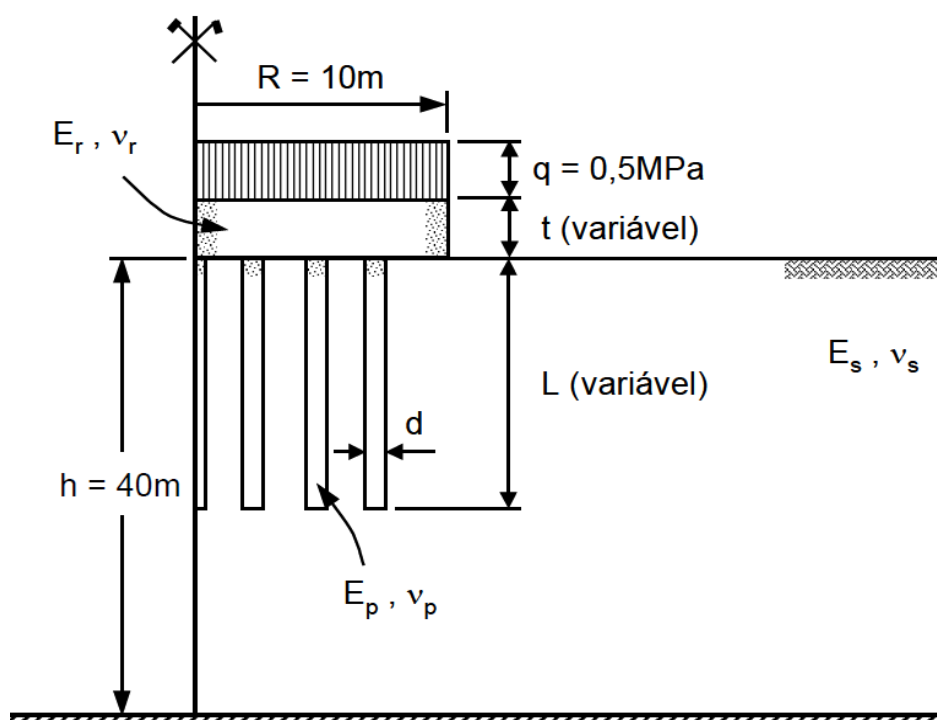
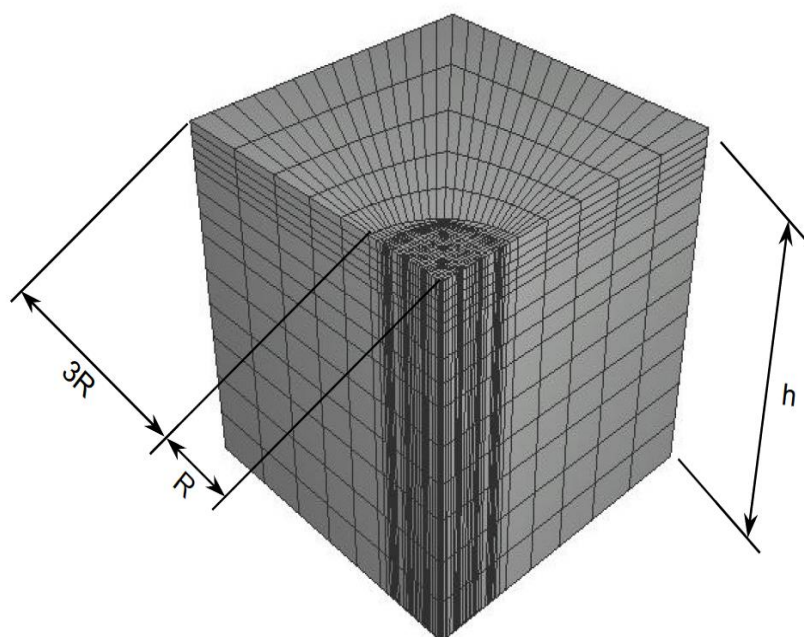


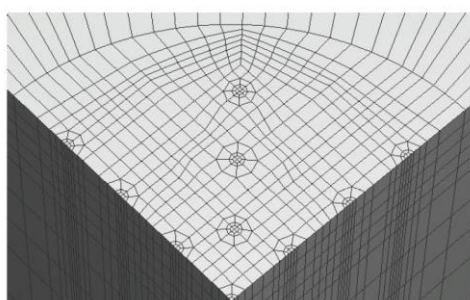
Figura 2.35 – Vista lateral do problema estudado (modificado de Bacelar, 2003).

Devido à simetria do problema, e com o objetivo de reduzir o tempo de processamento, foram analisados casos com apenas $\frac{1}{4}$ da malha de elementos, formada por até 11.000 elementos finitos. Uma malha de elementos finitos típica está apresentada na Figura 2.36 (Bacelar, 2003).

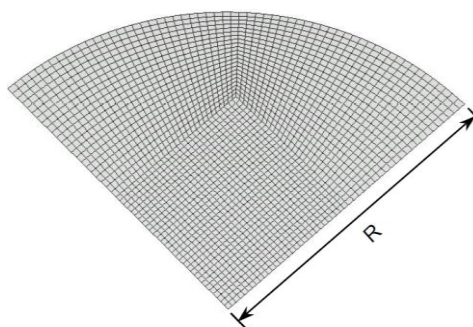
O tipo de elemento finito usado para discretização do solo e das estacas foi o elemento sólido de 8 nós, enquanto para discretização do radier considerou-se um elemento de placa de 4 nós.



(a) Malha completa



(b) detalhe da discretização da face superior do conjunto solo-estacas



(c) detalhe da discretização da face superior do radier

Figura 2.36 – Malha de elementos finitos na análise paramétrica (modificado de Bacelar, 2003).

Bacelar (2003) considerou de 1 a 25 estacas de 0,5 m de diâmetro, sendo que nas análises com 9 e 13 estacas foi alterada a disposição das estacas mostrada na (Figura 2.37). Os comprimentos das estacas foram de 5,0 m, 12,5 m e 25,0 m e a espessura do radier variou de aproximadamente 0,2 m a 11,5 m, correspondendo a valores de K_r (rigidez do radier) entre 0,01 e 1000 e coeficientes de Poisson iguais a 0, 0,3 e 0,5.

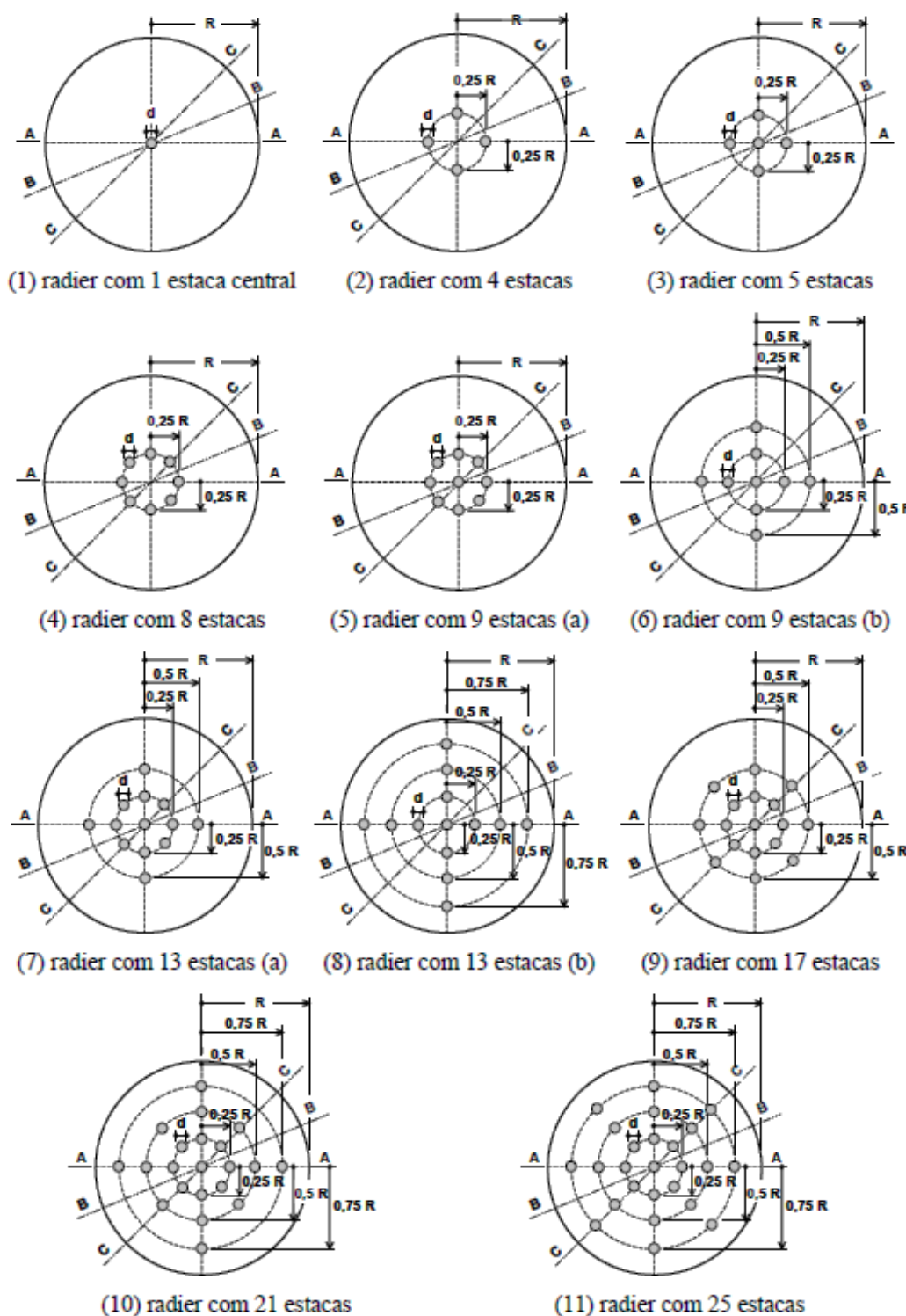


Figura 2.37 – Configurações de estacas no estudo paramétrico (modificado de Bacelar, 2003).

Dentre os diversos resultados obtidos por Bacelar (2003), a Figura 2.38 apresenta um gráfico relacionando a porcentagem de distribuição de carga entre o radier e as estacas para os comprimentos relativos $L/d = 10$, 25 e 50 em função do número de estacas sob o radier.

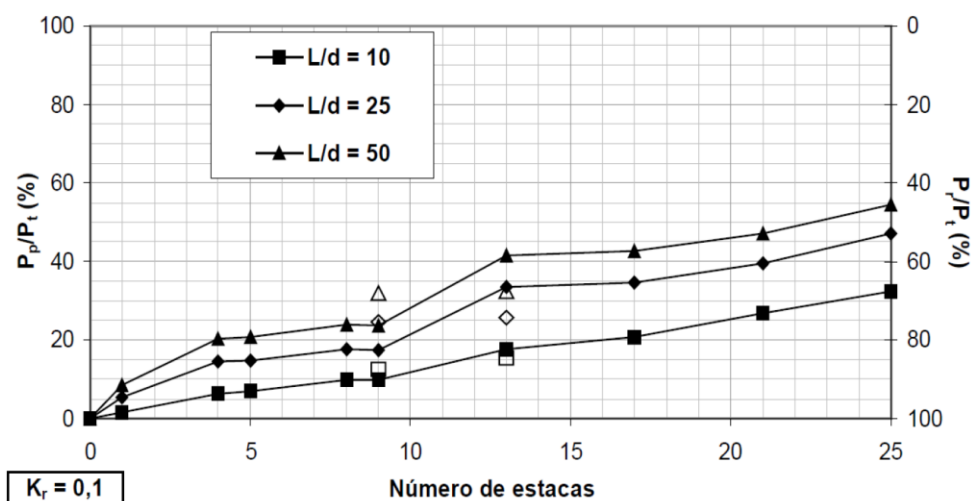


Figura 2.38 – Distribuição de carga entre estacas e radier (modificado de Bacelar, 2003).

É possível observar que as estacas absorveram maior porcentagem de carregamento no caso de maior comprimento relativo com 25 estacas, quando 55% da carga total aplicada foi absorvida pelas estacas e 45% pelo radier. Também nesta figura observa-se que a localização das estacas em pontos estratégicos do radier (radiers com 9 e 13 estacas) influencia diretamente na distribuição de cargas entre os elementos estruturais de fundação. Conforme esperado, a situação na qual o radier mais absorveu carga, em torno de 67,5%, corresponde àquela em que o comprimento relativo das estacas foi menor (Bacelar, 2003).

3.

Provas em Carga Nos Elementos das Fundações

Uma das situações críticas em toda a obra é durante a realização de provas de carga em distintos elementos para verificar seu desempenho. Com essa finalidade, conta-se com vários instrumentos para medição das cargas que os elementos estão suportando bem como das respectivas deformações produzidas.

Em tanques de armazenamento é realizado o teste hidrostático, em que o mesmo é preenchido com água em distintos níveis, seguindo o indicado pela norma API 650 (2007) (*AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE - Welded Tanks For Oil Storage, Annex B*) e na norma N-1807 (2015) (PETROBRAS – Medição de Recalque de Fundações no Teste Hidrostático de Equipamentos), fazendo-se a medição dos recalques em pinos (pontos de controle) previamente definidos.

Quando o radier adicionalmente conta com estacas, também é recomendável a execução de provas de carga em estacas, que podem ser de natureza estática ou dinâmica. Neste trabalho foram interpretados os resultados de provas de carga estática.

3.1.

Teste hidrostático

O teste hidrostático (API-650, 2007) é um procedimento importante, aplicado para verificar o comportamento das fundações (medição de recalques), que permite avaliar a resistência dos componentes do sistema (base, paredes, teto, tubulações, conexões) e identificar vazamentos.

Em relação à medição dos recalques, o tanque, uma vez construído, é totalmente preenchido com água (dependendo do tamanho do tanque, pode ser preenchido por etapas) como é recomendado na norma N-1807 (2011) (PETROBRAS – Medição de Recalque de Fundações no Teste Hidrostático de Equipamentos). Durante esta operação, o tanque e a estrutura de suporte devem ser

inspecionados frequentemente para detectar a ocorrência de algum defeito ou anomalia.

Os pontos de medição do recalque do tanque devem ser verificados na face superior do anel (Figura 3.1) e a marcação deve estar localizada em intervalos igualmente espaçados ao redor do perímetro do tanque e numerados de acordo com a indicação da norma.

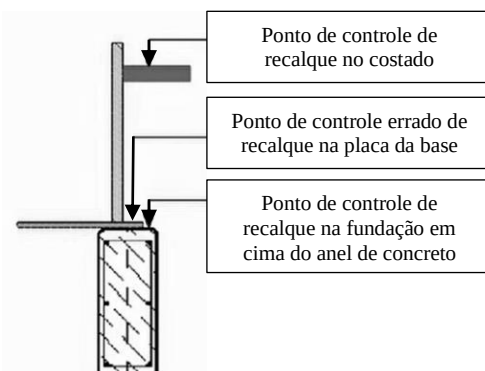


Figura 3.1 – Pontos de medição na fundação e estrutura (modificado de API 650, 2007).

Como exemplo tem-se a Figura 3.2, na qual a separação entre os pontos de controle não deve exceder 10 m (32 ft) (API 653, 2018).

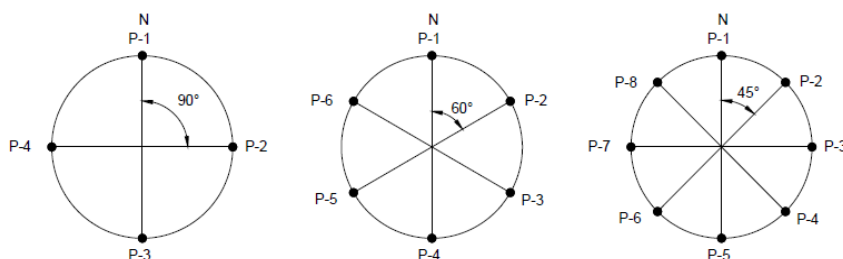


Figura 3.2 – Esquema e marcação dos pinos (modificado de N-1807, 2011).

O número mínimo de pontos de controle deve-se obedecer à norma N-1807 (2011), conforme Tabela 3.1, bem como suas respectivas colocações (por exemplo 0°, 45°, 90°, 135°, 180°, 225°, 270° e 315°).

Tabela 3.1 – Quantidade mínima de pinos (modificado de N-1807, 2011).

Diâmetro do tanque	Quantidade de pinos para fundações profundas	Quantidade de pinos para fundações superficiais
Menor que 30 m	4	No mínimo um pino a cada 10 m ao longo do perímetro do tanque.
Entre 30 m e 50 m	6	No mínimo em pino a cada 10 m ao longo do perímetro do tanque.
Maior que 50 m	8	No mínimo em pino a cada 10 m ao longo do perímetro do tanque.

Os estágios de enchimento e esvaziamento de tanques também estão relacionados com o diâmetro do tanque (Tabela 3.2).

Tabela 3.2 – Estágios de preenchimento e esvaziamento de tanques (modificado de N-1807, 2011).

	Diâmetro do tanque	Estágios	
		Fundações superficiais	Fundações profundas
Enchimento	Menor que 30 m	0 % e 100 %	0 % e 100 %
	Entre 30 m e 50 m	0%, 25%, 50% 75% e 100%	0%, 50% e 100%
	Maior que 50 m	0%, 25%, 50% 75% e 100%	0%, 50% e 100%
Esvaziamento	Menor que 30 m	100 % e 0%	100 % e 0%
	Entre 30 m e 50 m	100%, 50% e 0%	100% e 0%
	Maior que 50 m	100%, 75%, 50%, 25%, 0%	100%, 50%, 0%

O marco de referência permanente deve ser estabelecido em um local não afetado pelo carregamento do tanque. O equipamento para a medição do nível deve ser instalado distante do tanque a pelo menos 1 a $\frac{1}{2}$ vezes o seu diâmetro quando as leituras do recalque do reservatório forem feitas.

A medição deve ser realizada em sentido horário com referência ao norte e a frequência das medições do recalque da base deve ser realizada e registrada adequadamente (N-1807, 2015).

Como exemplo, a taxa de enchimento e medição de recalques (Figura 3.3b) para tanques de 30 a 50 m de diâmetro deve ser feita conforme indicado:

- Tanque cheio até 25% da altura - o nível da água deve ser mantido por um período de 8 horas. Leituras devem ser anotadas no início e no final do período de retenção de 8 horas;
- Tanque cheio até 50% da altura - o nível do líquido deve ser mantido por um período de 8 horas. As leituras devem ser anotadas no início e no final do período de retenção de 8 horas;
- Tanque cheio até 75% da altura - o nível do líquido deve ser mantido por um período de 8 horas. As leituras devem ser anotadas no início e no final do período de retenção de 8 horas;
- Nível final do teste - o líquido deve ser mantido por 24 horas e as leituras anotadas a cada 8 horas.

Durante o descarregamento de água do tanque, o nível da água deve ser mantido por um período de 8 horas até a metade e as leituras devem ser anotadas no início e no final do período.

A taxa máxima de enchimento deve ser realizada conforme indicado na Figura 3.3a, e o enchimento de água deve continuar enquanto o nível de recalques não exceder 300 mm (12 polegadas).

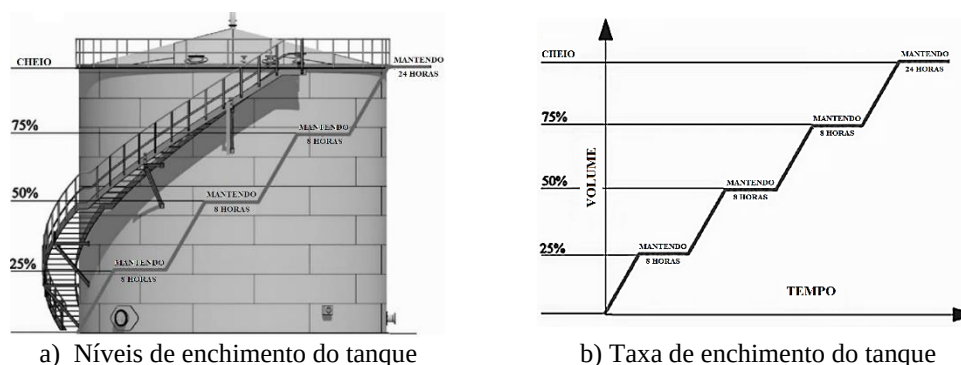


Figura 3.3 – Operação de enchimento do tanque no teste hidrostático (modificado de API 650, 2007).

Em relação às medições, deve-se proceder com a plotagem dos recalques medidos nos pinos com sua respectiva localização. Com base nisso, deve-se aplicar toda a metodologia para verificação da distorção que ocorre na base do tanque, principalmente determinando o recalque fora do plano inclinado médio proposto na API-653 (2018) e descrito na seção 2.3.4.2 deste trabalho.

O teste hidrostático é um requisito fundamental para garantir a vida útil dos tanques, e deve ser acompanhado pela instalação da maior instrumentação possível. A norma API-653 e a N-1807 (2011) mencionam a medição de recalques superficiais, mas sendo que para ter um melhor entendimento do comportamento do tanque, deveriam também ser realizadas medições de recalques nas camadas mais profundas, bem como variações de poropressão nas camadas argilosas devido ao carregamento e descarregamento do tanque.

Um erro muito comum no instante da medição dos recalques superficiais é que esta medição é feita na placa da base sendo que esse elemento do tanque é influenciado pela variação da temperatura. O acompanhamento correto de recalque deve ser feito de acordo com o esquema apresentado na Figura 3.1.

3.2. Prova de carga em estacas

O aumento do uso de fundações profundas na construção civil tem destacado a importância de avaliar o desempenho desses elementos. Como resultado, houve um incentivo para a realização de ensaios que justifiquem a escolha desse tipo de fundação e ofereçam segurança aos projetistas e construtores.

Nesse contexto, a Prova de Carga Estática (PCE) surge como uma abordagem teórica e uma metodologia de execução relativamente simples, principalmente para determinar o comportamento da estaca, tanto para avaliação da capacidade de carga quanto de recalques.

Para realização dos ensaios, os engenheiros devem seguir as recomendações das normas ABNT NBR 12131 (2006) e ABNT NBR 6122 (2022). A primeira trata das diretrizes da PCE, incluindo os princípios do ensaio, os equipamentos necessários e a metodologia de execução. A ABNT NBR 6122 (2022) estabelece a quantidade mínima de ensaios em uma obra, define as cargas que devem ser aplicadas nos testes e aborda a interpretação dos resultados.

De acordo com a ABNT NBR 6122 (2022), em geral estima-se que a quantidade mínima de ensaios a serem realizados seja em torno de 1% do total de estacas ou, no mínimo, um teste por obra, podendo ser substituídos em certos casos por ensaios de carregamento dinâmico. Embora a quantidade não seja suficiente para uma análise estatística adequada, a exigência de sua realização destaca a importância do ensaio de prova de carga na engenharia de fundações.

A prova pode ser executada com uma carga máxima até a ruptura ou, ao menos, até duas vezes o valor previsto para sua carga de trabalho. No entanto, isso representa um desafio para obter a carga de ruptura do sistema solo-estaca no ensaio (NBR 12131, 2006). Este ensaio pode ser feito para estacas solicitadas à compressão, tração ou laterais (Figura 3.4).

O equipamento usado neste tipo de prova, consiste em um dispositivo de aplicação de carga (na maioria das vezes é um macaco hidráulico), um sistema de reação (tirantes, estacas de reação ou antigamente alguma estrutura existente) e dispositivos para as medições de força (células de carga ou manômetros) e de deslocamento (extensômetros), como pode ser visto na Figura 3.4 (Velloso e Lopes, 2010).

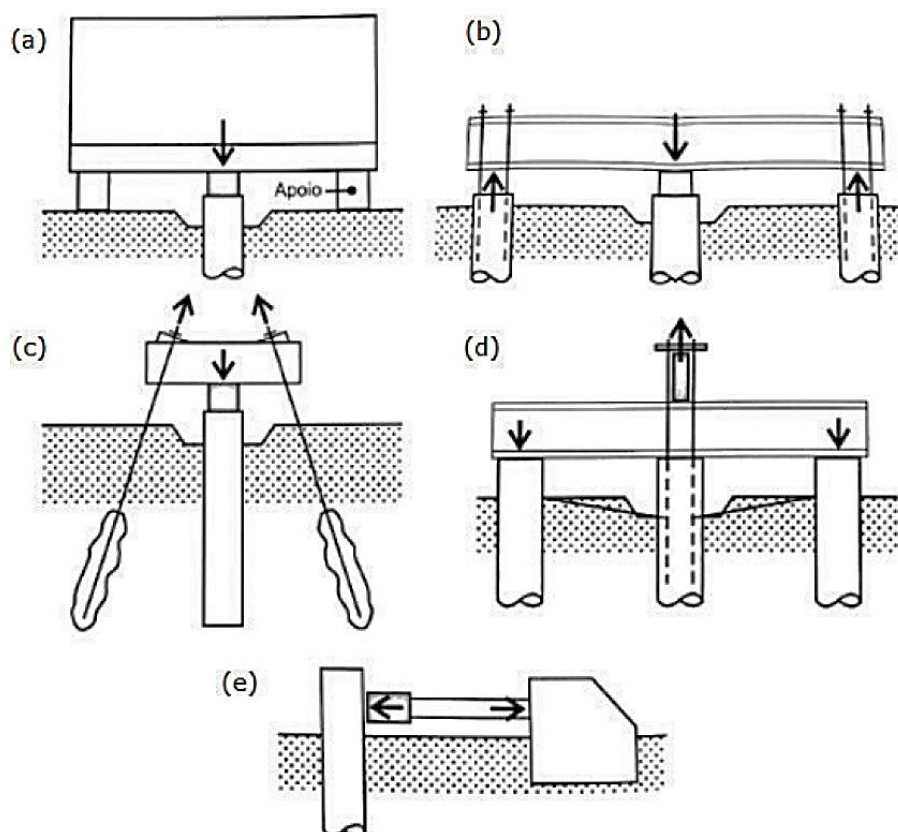


Figura 3.4 – Sistemas de reação e aplicação de carga (modificado de Velloso e Lopes, 2010).
a) Compressão com cargueira; b) Compressão com estacas de reação e viga; c) Compressão com tirantes de reação; d) Tração com estacas de reação e viga; e) Esforço transversal.

3.2.1. Tipos de carregamentos na prova de carga

Basicamente existem três tipos de carregamentos que podem ser aplicados na prova de carga estática:

- Carga controlada (carga incremental lenta, rápida ou cíclica);
- Deformação controlada;
- Método de equilíbrio.

Durante as provas de carga controlada, conforme mostrado na Figura 3.5, o carregamento incremental pode ser da seguinte forma: em incrementos de carga até a estabilização dos recalques (lento), incremento de carga por um determinado tempo (rápido) e os carregamentos cíclicos que são determinados pelo projetista segundos os padrões de aplicação de carga (Velloso e Lopes, 2010).

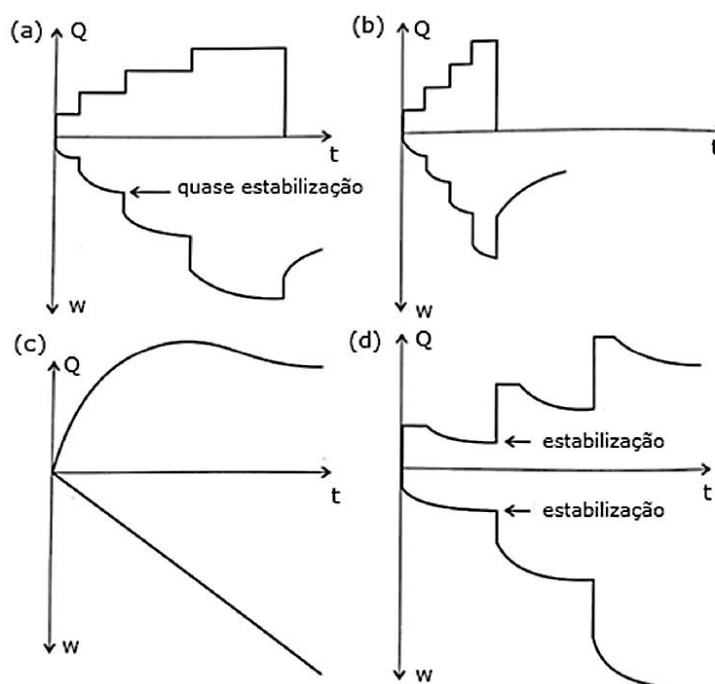


Figura 3.5 – Curvas carga-tempo e recalque-tempo (modificado de Velloso e Lopes, 2010).

(a) Carga incremental lenta; (b) Carga incremental rápida;
(c) Deformação controlada; (d) Método do equilíbrio

É interessante ver que, para uma mesma carga, as provas de carregamento mais rápido apresentam menores recalques que as provas de carregamento lento como mostrado na Figura 3.6. A viscosidade do solo faz com que ao ser cisalhado mais rapidamente apresente menores deformações e maior resistência (Lopes, 1979).

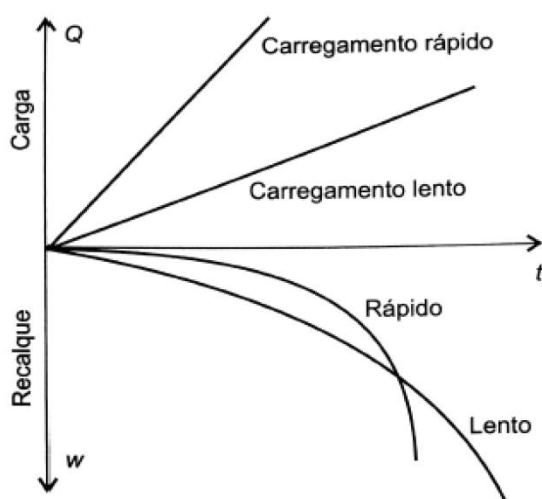


Figura 3.6 – Curvas carga-recalque de provas de carga (modificado de Danziger et al., 2021).
com diferentes velocidades de carregamento

3.2.2. Mecanismos de ruptura

São consideradas três formas típicas de ruptura em provas de carga estática em estacas: ruptura nítida; ruptura física e ruptura convencional.

A ruptura nítida é caracterizada pela verticalização da curva carga x recalque, com deformação continua sem acréscimo de carga (Figura 3.7a). A partir deste ponto atinge-se a capacidade de carga do sistema solo-estaca, caracterizando a ruptura para encontrar o valor de capacidade de carga (CINTRA et al., 2013).

A ruptura física é caracterizada por uma condição na qual a curva obtida na fase de carregamento é parte de uma curva assintótica (Figura 3.7b). Conforme o ensaio avança para a aplicação de sua carga máxima os recalques se tornam elevados, mas não atingem a verticalidade como na ruptura nítida. O valor de R_{ult} não pode ser alcançado diretamente no ensaio devido ao recalque elevado, sendo necessária a extrapolação da curva para se encontrar o valor da carga de ruptura (CINTRA et al., 2013).

A ruptura convencional (Figura 3.7c) se caracteriza pela adoção arbitrária de um ponto na curva carga x recalque, pois o ensaio não apresenta indício de ruptura nítida (verticalização da curva), admitindo-se que o sistema solo-estaca resiste a cargas superiores a carga de ruptura arbitrada (CINTRA et al., 2013).

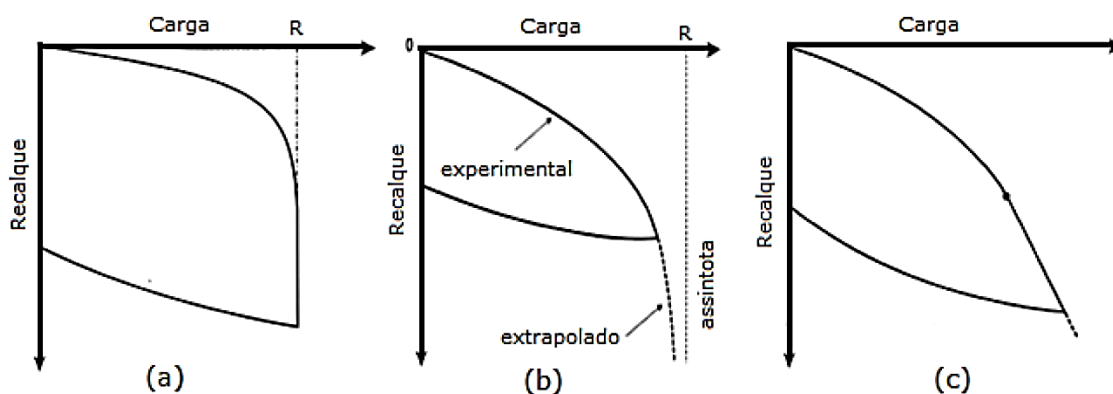


Figura 3.7 – Modos de ruptura (modificado de Cintra et al., 2013).
(a) ruptura nítida; (b) ruptura física; (c) ruptura convencional.

3.2.3. Extrapolação da curva carga x recalque

É muito importante uma correta interpretação da curva carga – recalque para definir a carga admissível da estaca. Danziger et al. (2021), mencionam que existem muitos critérios para definir a carga de ruptura, podendo ser agrupados em quatro grupos:

- Critérios que buscam uma assíntota vertical;
- Critérios que se baseiam em um valor de recalque;
- Critérios que se baseiam na aplicação de uma regra geométrica à curva;
- Critérios que caracterizam a ruptura pelo encurtamento elástico da estaca somando a uma porcentagem do diâmetro da base.

Quando a prova de carga não é levada até a carga de ruptura, pode-se considerar a extrapolação da curva carga x recalque, propostas por vários autores e pela norma NBR 6122, nomeados e explicados brevemente a seguir:

- Método proposto por Van Der Veen (1953);
- Método proposto por Chin-Kodner (1971);
- Método proposto por Decourt (1996, 2008);
- Método proposto pela NBR 6122 (2022).

3.2.3.1. Método proposto por Van Der Veen (1953)

Uma função exponencial é associada à curva carga – recalque conforme Equação 3.1:

$$P = R_{ult} \cdot (1 - e^{-\alpha\rho}) \quad (3.1)$$

Onde:

P – Carga aplicada;

R_{ult} – Carga de ruptura;

α – Coeficiente de forma da curva;

ρ – Recalque;

e – Base dos logaritmos naturais.

Reescrevendo a Equação (3.1), obtém-se a equação de uma reta dada por:

$$\alpha \rho + \ln \left(1 - \frac{P}{R_{ult}} \right) = 0 \quad (3.2)$$

Mediante um processo iterativo, são determinadas os valores de α e R_{ult} , adotando-se valores para R_{ult} e plotando o gráfico $-\ln(1 - P/R_{ult})$ no eixo horizontal e o recalque ρ no eixo vertical (Figura 3.8). O valor de R_{ult} é determinado para aquela curva que se aproxima mais de uma reta (Van Der Veen, 1953).

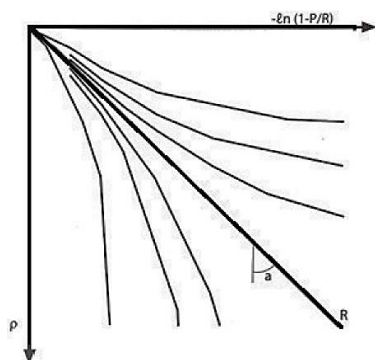


Figura 3.8 – Método proposto por Van Der Veen (modificado de Van Der Veen., 1953).

3.2.3.2. Método proposto por Chin-Kondner (1971)

Esse método consiste em plotar um gráfico (Figura 3.9) no qual, no eixo horizontal são marcados os valores de recalque obtidos em prova de carga estática e no eixo vertical, os valores de recalque divididos pela carga correspondente (CHIN-KONDNER 1971).

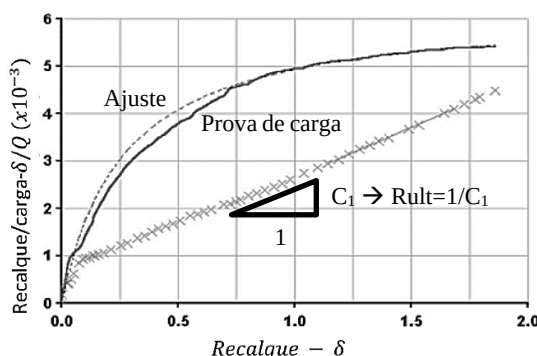


Figura 3.9 – Método proposto por Chin-Kondner (modificado de Fellenius, 2014).

A carga limite última, é obtida a partir da reta inclinada definida pelas cruzetas na Figura 3.9, é dada pela Equação (3.3):

$$R_{ult} = \frac{1}{C_1} \quad (3.3)$$

Onde:

R_{ult} – Carga limite última;

C_1 – Inclinação da reta.

Já a curva ideal, representada também na Figura 3.9 pela curva tracejada, possui a seguinte equação

$$R_{ult} = \frac{\rho}{C_1 \cdot \rho + C_2} \quad (3.4)$$

Onde:

R_{ult} – Carga aplicada;

C_1 – Inclinação da linha reta;

C_2 – Interseção com o eixo vertical;

ρ – Recalque correspondente à carga aplicada.

3.2.3.3. Método proposto por Décourt (1996)

O método proposto por Décourt (1996) é similar ao proposto por Chin-Kondner (1971), conforme Figura 3.10, onde no eixo vertical marca-se o quociente da carga dividida pelo recalque lido na prova de carga estática e no eixo horizontal o correspondente valor da carga do estágio. Em seguida, executa-se uma regressão linear considerando os últimos pontos medidos, para determinação da carga de ruptura por meio de extrapolação com base na reta assim determinada.

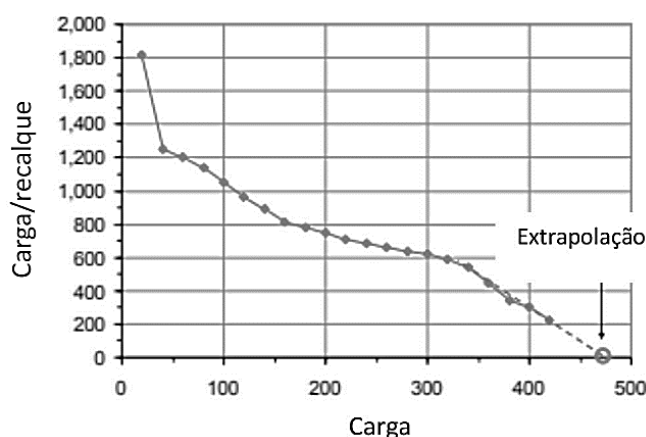


Figura 3.10 – Método proposto por Décourt (modificado de Décourt, 1996).

3.2.3.4.Método proposto pela NBR 6122:2022

A NBR 6122 permite a extrapolação da curva carga x recalque para avaliação da carga de ruptura em duas circunstâncias. A primeira quando a carga de ruptura da estaca é superior à carga máxima que se pretende aplicar, e a segunda circunstância quando a aplicação dos carregamentos produz recalques elevados, mas sem que uma ruptura nítida seja notada.

Este método baseia-se nos conceitos do método proposto de Davisson, em 1972, no qual se considera uma parcela referente ao deslocamento plástico inicial. Essa metodologia é dada pela Equação (3.5):

$$\rho = \frac{D}{30} + \frac{P L}{E A} \quad (3.5)$$

Onde:

ρ – Recalque correspondente à carga aplicada;

D – Diâmetro da estaca;

P – Carga aplicada;

L – Comprimento da estaca;

E – Módulo de elasticidade da estaca;

A – Área da seção transversal da estaca.

A Figura 3.11 apresenta o método proposto pela norma brasileira ABNT NBR 6122:2022.

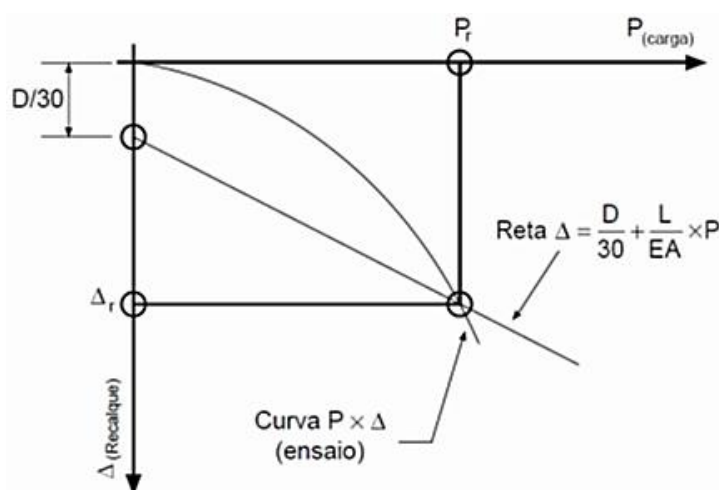


Figura 3.11 – Método proposto pela ABNT 6122:2019 (modificado de ABNT 6122, 2022).

3.2.4. Testes de integridade (PIT)

O teste de integridade (PIT - *Pile Integrity Test*) é um teste não destrutivo, dinâmico de baixa deformação. De forma geral, pode ser utilizado para fornecer as seguintes informações:

- Integridade das estacas;
- Anomalias (alargamento, estreitamento e descontinuidades) ao longo do fuste de estacas;
- Verificação e/ou controle do comprimento da estaca;
- Localização da ocorrência de variação na seção transversal.

Hertlein e Davis (2006) mencionam que o ensaio consiste na batida de um martelo portátil na cabeça da estaca, gerando uma onda de compressão que desce pelo fuste da estaca, comportando-se como uma onda unidimensional. A Figura 3.12 ilustra uma representação esquemática do teste, enquanto da Figura 3.13, a Figura 3.15 mostram as ondas refletidas na base da estaca (no eixo vertical da figura plota-se a velocidade de onda e no eixo horizontal a profundidade do ensaio), devido à diferença de impedância entre a estaca e o solo imediatamente abaixo, e a medição das acelerações ao longo do tempo na cabeça da estaca em três tipos de estacas que apresentam alguma variação na geometria ao longo do fuste (PANIAGUA et al. 2011).

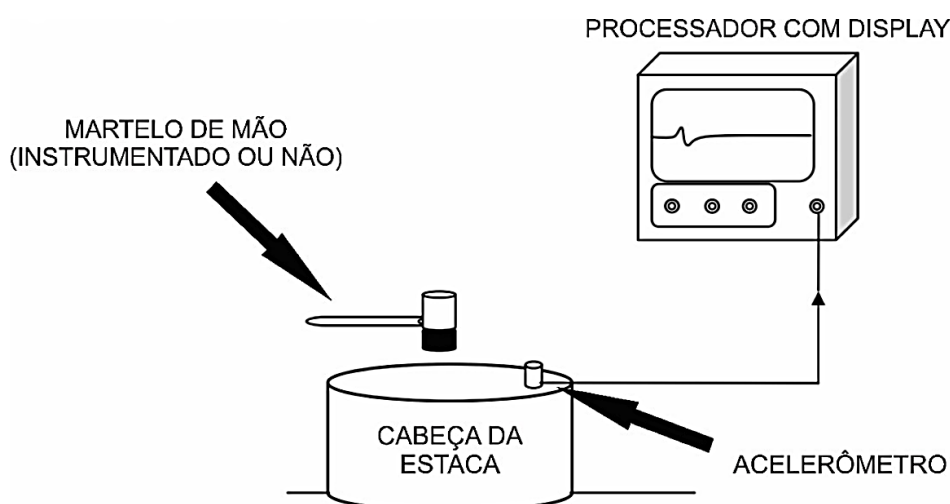


Figura 3.12 – Representação esquemática do ensaio PIT (modificado de Hertlein e Davis, 2006).

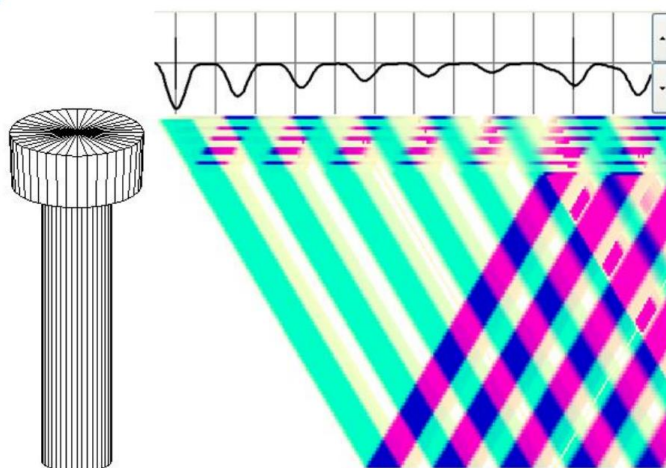


Figura 3.13 – Diminuição na seção inferior da estaca (modificado de Paniagua et al., 2011).

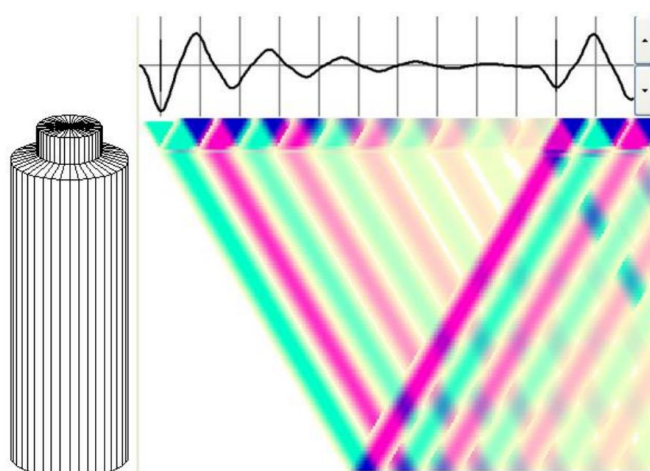


Figura 3.14 – Aumento na seção inferior de estaca (modificado de Paniagua et al., 2011).

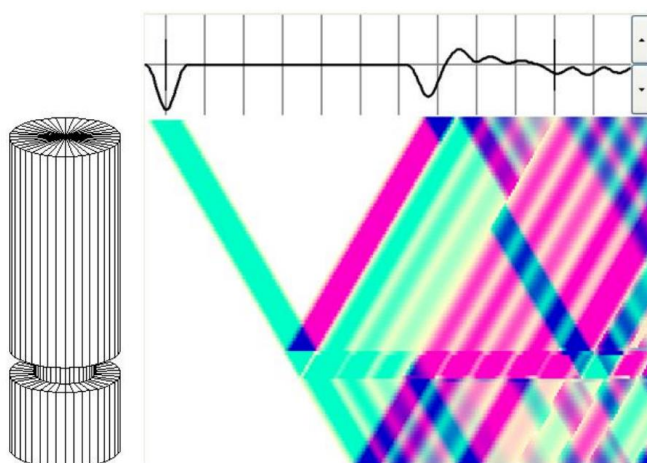


Figura 3.15 – Estreitamento específico da seção da estaca (modificado de Paniagua et al., 2011).

Para interpretação dos resultados, é utilizada a teoria de propagação de ondas em elementos estruturais, conforme recomenda a norma ASTM D5882 *Standard Test Method for Low Strain Impact Integrity Testing of Deep Foundations*.

A avaliação da integridade de estacas, no domínio do tempo, é realizada por meio da análise das variações de impedância Z (Equação 3.6) ao longo do sinal de velocidade obtido do ensaio.

$$Z = \frac{E A}{c} \quad (3.6)$$

A velocidade de propagação de onda de compressão c é dada pela Equação (3.7):

$$c = \sqrt{\frac{E g}{\gamma}} \quad (3.7)$$

Substituindo a Equação (3.6) na Equação (3.7), obtém-se:

$$Z = A \sqrt{\frac{E \gamma}{g}} \quad (3.8)$$

E, finalmente,

$$Z = A \sqrt{E \rho} \quad (3.9)$$

Onde:

Z – Impedância (kN/ m/s) ;

A – Seção transversal da estaca entre dois pontos (m²);

E – Módulo de elasticidade da estaca (kN/mm²);

ρ – Massa específica do concreto (t/m³).

c – Velocidade de propagação da onda (m/s).

A ocorrência de dano na estaca é verificada através da detecção de reduções/alterações no sinal registrado de impedância, indicada basicamente pela variação dos pulsos no sinal de velocidade (BUNGENSTAB, 2014).

4.

Região do Complexo Industrial de Suape - PE

Este trabalho contou com resultados de ensaios SPT tanto na área de 8 tanques com radier estaqueado (TQ-28, TQ-29, TQ-30, TQ-31, TQ-32, TQ-33, TQ-34, TQ-35), atualmente em construção (2023), quanto na área dos quatro tanques com fundação superficial (TQ-21, TQ-22, TQ-24, TQ-25), já construídos, ambos os dois projetos estão localizados na Terminal de Suape, Pernambuco. Tornou-se necessário a realização de uma campanha de revisão de projetos e da literatura, consolidando informações geotécnicas importantes, provenientes de ensaios de campo e de laboratório para a obtenção de alguns parâmetros de resistência e deformabilidade para a análise numérica do radier estaqueado.

4.1.

Características geológicas e geotécnicas

4.1.1.

Características geológicas

No município de Ipojuca da Microrregião de Suape, na Mesorregião Metropolitana do Recife, no estado de Pernambuco, no Brasil, encontram-se quatro unidades geológicas, segundo Freire (2016): Complexo Gnáissico-Migmatíticos, os Granitoides, o Grupo Pernambucano e as Coberturas Quaternárias, sendo esta última unidade a encontrada na área em estudo. Segue sua descrição, retirada da Carta Geotécnica e de Suscetibilidade a Processos Geológicos do município de Ipojuca - Pernambuco, volume 2.

As Coberturas Quaternárias estão constituídas por sedimentos inconsolidados, de idade quaternária (± 120.000 anos até hoje), formando os Depósitos Aluvionares, Sedimentos de Praia, Sedimentos Flúvio-Lagunares, Depósitos de Mangues, Terraços Litorâneos Holocênicos e Terraços Litorâneos Pleistocênicos.

Os Depósitos Aluvionares possuem uma constituição basicamente arenosa, com intercalações de silte e argila, podendo atingir até 10 m de espessura (planície de inundação do rio Ipojuca).

Os Sedimentos de Praia estão compostos por areias quartzosas de cor branca que acompanham o litoral do município.

Os Sedimentos Flúvio-Lagunares são compostos por areias finas, siltes, argilas e sedimentos turfáceos que formam as áreas mais baixas (cotas até 2 m).

Mais próximos do mar encontram-se os Depósitos de Mangues, constituído predominantemente por argilas orgânicas, siltes, areias finas e restos orgânicos formando áreas baixas, periodicamente inundáveis, situadas principalmente ao longo dos trechos inferiores dos rios que sofrem a influência direta do mar e estão cobertas por uma vegetação característica que se assenta em um substrato de sedimentos finos, ricos em matéria orgânica.

4.1.2. Características geotécnicas

Em relação às características geotécnicas, o município de Ipojuca pode ser dividido em pelo menos duas áreas distintas: Bacia do Cabo e Terrenos Cristalinos. O Complexo Industrial de Suape está localizado na unidade Bacia do Cabo, cujas características geotécnicas também foram retiradas da mesma Carta Geotécnica e de Suscetibilidade a Processos Geológicos do município de Ipojuca - Pernambuco, volume 2, (1999).

Seis tipos litológicos distintos são encontrados na área: conglomerados, calcários, rochas vulcânicas, arenitos, argilitos e sedimentos inconsolidados (englobam areias, argilas, siltes, cascalhos e turfas).

Em relação aos sedimentos inconsolidados, que formam as áreas planas do município, mesclam-se de áreas com boa capacidade de suporte, caracterizadas pelos terraços litorâneos, planícies aluviais, praias e planície flúvio-lagunar, compostas por camadas de areias, cascalhos e algumas argilas, com áreas de baixa capacidade de suporte (camadas de turfas, areias fofas e argilas orgânicas), representadas pelas áreas de manguezais e alguns trechos da planície flúviolagunar.

As camadas de argila mole estão presentes em grande parte da área baixa e plana do município, com espessuras de até 33 m e SPT 1/70. Junto a essas argilas, também ocorrem camadas de areia fofa com espessuras que podem chegar a 13 m e SPT 1/60, além de camadas de turfa com espessuras de até 4 m e SPT 1/70.

A Figura 4.1 apresenta parte da carta geotécnica, com foco na área de estudo, mostrando a situação do Complexo Industrial de Suape.

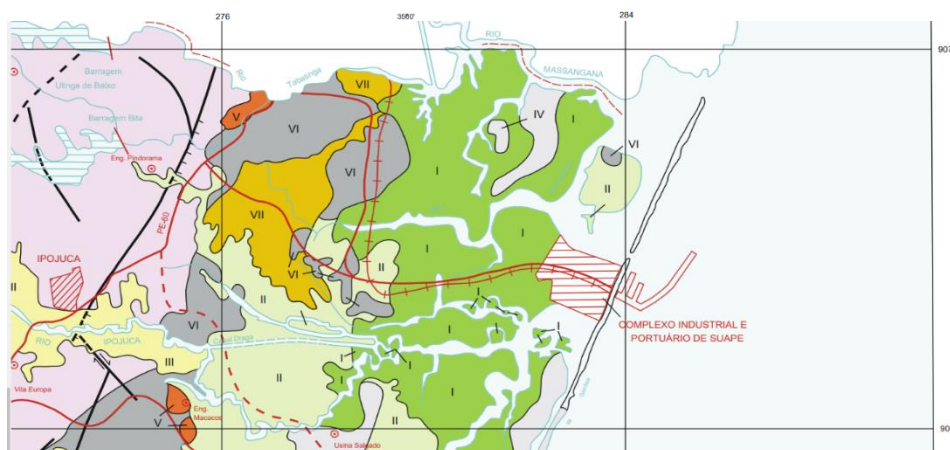


Figura 4.1 – Carta Geotécnica e de Suscetibilidade (modificado de Carta Geotécnica e de Suscetibilidade a Processos Geológicos do Município de Ipojuca/Pernambuco, 1999).

Tabela 4.1 – Legendas da Carta Geotécnica de Suscetibilidade (modificado de Carta Geotécnica e de Suscetibilidade a Processos Geológicos do Município de Ipojuca/Pernambuco, 1999).

BACIA DO CABO (LEGENDA)	
I	Áreas com substrato formado por sedimentos de mangues (areias finas, siltes, argilas e matéria orgânica), presença de camadas de argila orgânica com baixa capacidade de carga, declividade < 2%, periodicamente inundáveis. Trata-se de áreas de preservação.
II	Área formada por sedimentos recentes (areias, argilas e siltes), de origem flúvio-lagunar, com camadas de argila com baixa capacidade de carga e depósitos de turfas, declividade < 2%, nível freático raso e sujeita a inundações. Área com possível uso para agricultura.
III	Área formada por sedimentos aluviais (areias, siltes, argilas e cascalhos), substrato com razoável capacidade de carga, nível freático raso, declividade < 2%, pouco sujeita a inundação. Área com uso possível para agricultura e ocupação urbana planejada.
IV	Área formada por sedimentos marinhos (areias), boa capacidade de carga, nível freático raso (em torno de 3 m), declividade < 2% e remotas possibilidades de inundação. Área sugerida para ocupação urbana.
V	Áreas com depósitos de tálus ou colúvio, declividade entre 2% e 5%, sujeita a processos de erosão e instabilidade. Trata-se de áreas de preservação.
VI	Área com substrato arenoso/areno-argiloso, nível freático em torno de 5 m, boa capacidade de carga, declividade em torno de 5% a 10%, suscetível a erosão. Área com possível uso agrícola planejado.
VII	Áreas com substrato predominantemente argiloso (origem vulcânica), boa capacidade de carga e declividade entre 10% e 20%. Área com possível uso agrícola planejado.

O Complexo Industrial Portuário de Suape, se situa na Área I (área verde), e por ser um dos territórios com maior desenvolvimento nos últimos anos na região, vem sendo bastante estudado pela comunidade geotécnica local. Uma vez que nele se encontram grandes obras de engenharia e por apresentar um subsolo geotecnicamente complexo, com ocorrência de solos moles e solos expansivos.

4.2. Estudos Geotécnicos Próximo na Área dos Projetos

4.2.1. Acesso à ilha de Tatuoca

A investigação geotécnica de campo e laboratório realizada pela Universidade Federal de Pernambuco em 2006, no projeto do NOVO ACESSO ESTALEIRO – COMPLEXO INDUSTRIAL PORTUÁRIO DE SUAPE, deu origem a seis relatórios técnicos intitulados “Relatório Técnico Prospecção Geotécnica – Acesso à Ilha de Tatuoca – SUAPE – Ipojuca/PE” (Coutinho, 2006). Na Figura 4.2, pode-se observar a localização dos ensaios (linha vermelha) executados para projeto do acesso à ilha de Tatuoca bem como a localização da área contendo tanques de armazenamento de combustível (círculo amarelo).

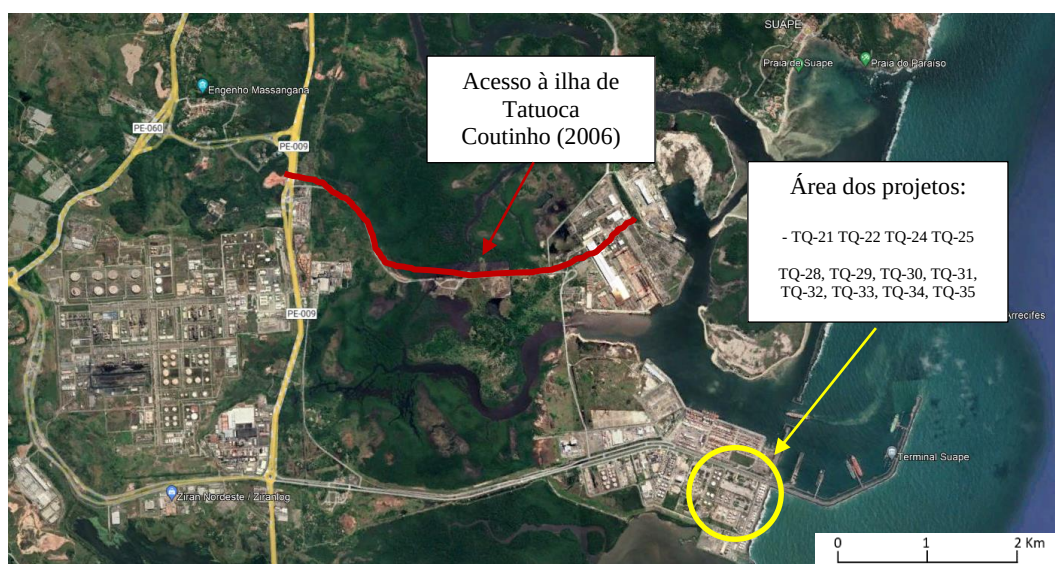


Figura 4.2 – Localização do estudo de acesso à Ilha de Tatuoca (modificado de Google Earth, 2022).

Entre os relatórios analisados, constam os relacionados aos seguintes trechos: 1º trecho de Mangue, que compreende as estacas E98, E103, E112 e E120, e o 2º trecho de Mangue, que compreende as estacas E137 e E144. As sondagens realizadas mostraram, em sua maior parte, uma argila orgânica muito mole, com espessura de 22 m no 1º trecho e de 31 m no 2º trecho. Foram realizados vários ensaios de campo e de laboratório em amostras deformadas e indeformadas, conforme apresentado na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Dados do Acesso à Ilha de Tatuoca – Suape (modificado de Coutinho, 2006).

ENSAIOS	QUANTIDADES	
	1º Trecho	2º Trecho
Amostragem (pistão)	19	11
Palheta de campo		
- indeformada + deformadas	46	24
Piezocone sísmico		
- Leitura contínua (metros)	52 m	22 m
- Ensaios sísmicos	52	22
- Dissipação poro-pressão	21	9
Laboratório		
- Caracterização (granulometria, limites, massa específica, peso específico, teor de umidade e matéria orgânica)	19	11
- Adensamento vertical	10	5
- Triaxial UU	19	9
- Triaxial CIU	8	4

Neste relatório menciona-se que apesar dos cuidados tomados para a coleta de amostras indeformadas do tipo Shelby, os resultados dos ensaios indicaram que de modo geral estas não foram de boa qualidade. Com os resultados de caracterização foi possível estimar os índices de consistência por meio da carta de plasticidade proposta por Casagrande (1930) (Figura 4.3). Verificou-se que a maior parte das amostras se encontram próxima à linha A, em maior quantidade abaixo desta, o que caracteriza a presença de solos siltosos. Outra característica observada é que quanto maior o limite de liquidez, maior a compressibilidade.

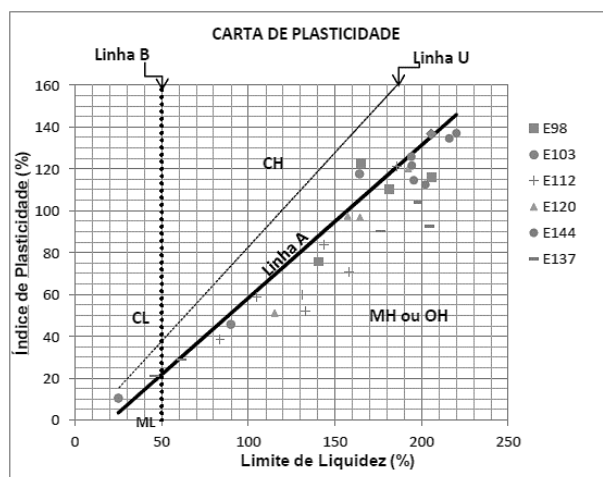


Figura 4.3 – Carta de Plasticidade dos ensaios da Ilha de Tatuoca (modificado de Coutinho, 2006).

Em relação aos ensaios de palheta (vane test), no primeiro trecho os valores da resistência não drenada $S_{u\text{ indef}}$ foram menores do que 10 kPa até a profundidade de 6 m, aumentando em seguida com a profundidade para valores entre 10 e 30 kPa. No segundo trecho, observou-se uma resistência mais elevada nas profundidades iniciais, provavelmente pela presença de raízes, e em seguida os valores variaram com a profundidade na faixa entre 6 e 30 kPa.

Foram realizados ensaios triaxiais do tipo CIUC (adensamento isotrópico não-drenado, com medição de poropressão) em amostras extraídas de seis furos sob tensões de confinamento de 50, 100, 150 e 200 kPa. Foram obtidos nesses ensaios os parâmetros de resistência em termos de tensões efetivas (c' e ϕ') apresentados na Tabela 4.3, porém calculados somente em relação aos resultados obtidos nas amostras de solo de boa qualidade.

Tabela 4.3 – Parâmetros obtidos do ensaio Triaxial CIUC (modificado de Coutinho, 2006).

Estaca	Prof. [m]	c' [kPa]	ϕ' [°]
E120	2 a 3	16,6	21,0
E144	4 a 5	19,0	26,0

4.2.2.

Caracterização das argilas moles

O Grupo de Geotecnia (GEGEP) da Universidade Federal de Pernambuco realizou uma pesquisa detalhada (Coutinho e Bello, 2014), em uma área próxima à área de interesse do presente trabalho (Figura 4.4).

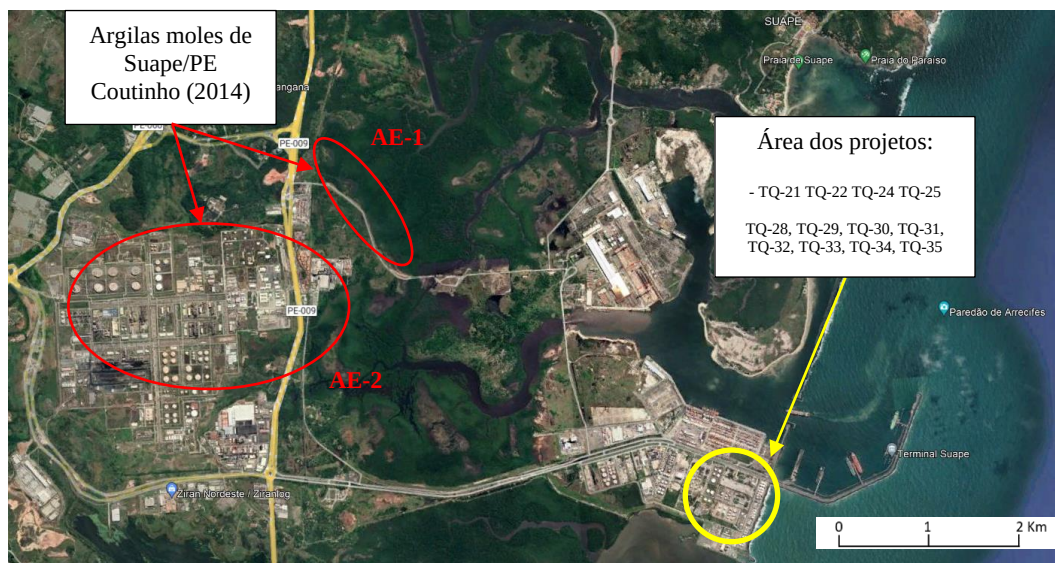


Figura 4.4 – Localização das áreas estudadas Suape, Ipojuca (modificado de Google Earth, 2022).

As investigações geotécnicas foram feitas em duas áreas dentro do Complexo Industrial Portuário de Suape, identificadas por AE-1 e AE-2. Os parâmetros geotécnicos foram obtidos a partir de ensaios de laboratório (classificação, compressão e resistência) e ensaios in situ (SPT, palheta e CPTU). A Figura 4.5 e Figura 4.6 apresentam resultados dos ensaios de laboratório realizados em umas das duas áreas estudadas por aqueles pesquisadores da UFPE.

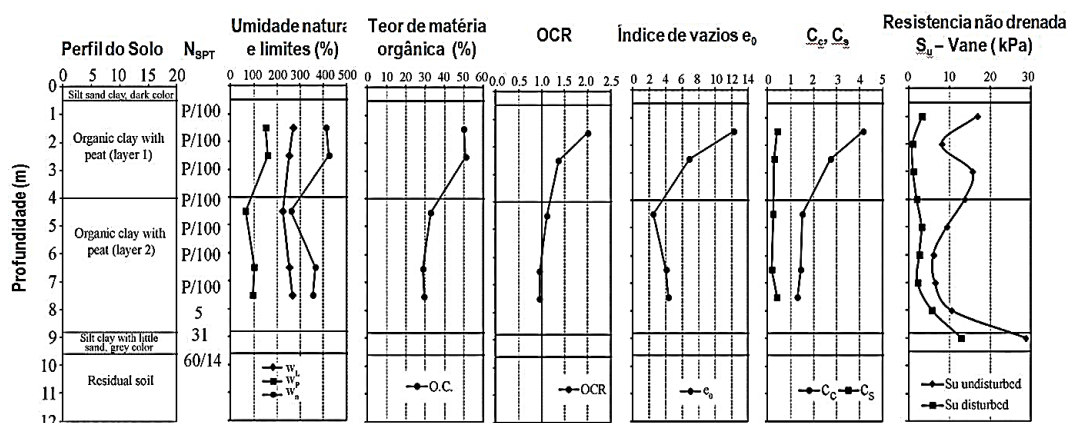


Figura 4.5 – Perfil geotécnico do E106 da Área de estudo AE - 2, Sub-Área A (modificado Coutinho e Bello, 2014).

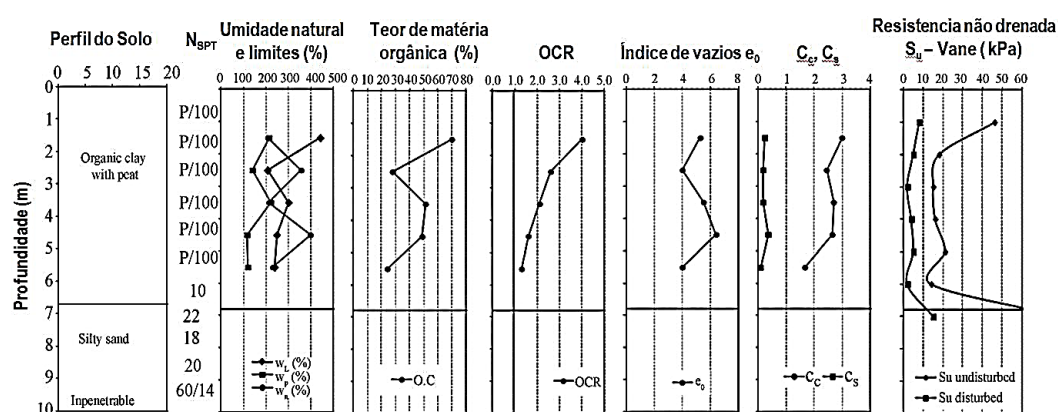


Figura 4.6 – Perfil geotécnico do E121 da Área de estudo AE - 2, Sub-Área C (modificado Coutinho e Bello, 2014).

Os resultados mostraram que os depósitos de argilas possuem elevados índices de vazios e altíssima compressibilidade, validando o observado na carta de plasticidade com os resultados de ensaios (Figura 4.7).

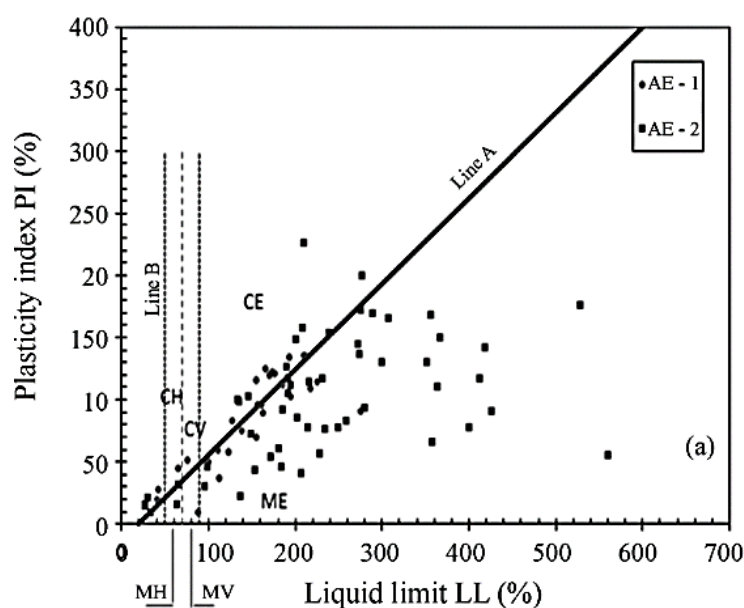


Figura 4.7 – Carta de Plasticidade dos resultados da caracterização (modificado Coutinho et al., 1998).

Também, Freire (2016) realizou ensaios para determinação de resistências não drenada em campo (ensaio de palheta) e laboratório (ensaio triaxial UU), conforme mostram a Figura 4.8 e Figura 4.9.

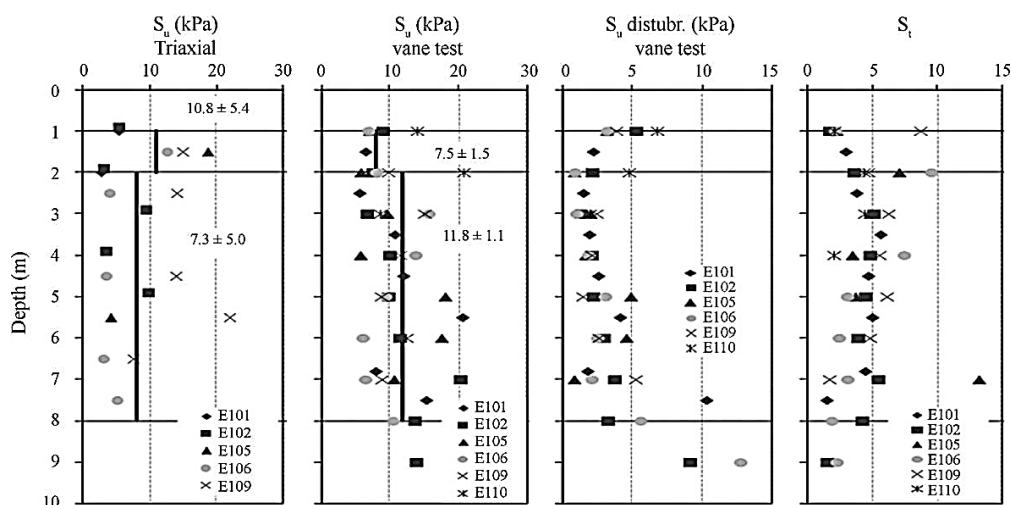


Figura 4.8 – Resultados dos ensaios de palhetas de campo e triaxial Sub-Área A AE- 2 – Suape (modificado Coutinho e Bello, 2014).

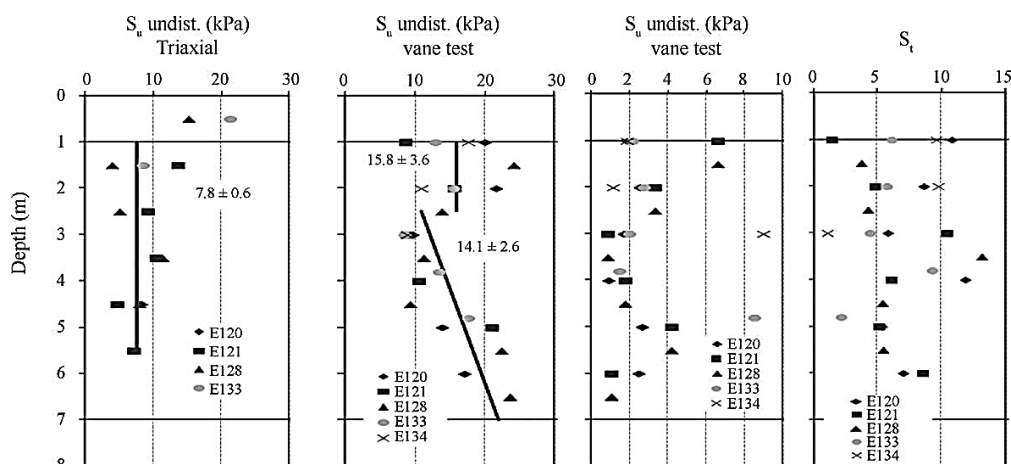


Figura 4.9 – Resultados dos ensaios de palhetas de campo e triaxial Sub-Área C AE- 2 – Suape (modificado Coutinho e Bello, 2014).

4.2.3.

Análise das propriedades geotécnicas do solo mole

O trabalho desenvolvido por Freijó (2013) e Freire (2016) relata que foram executadas sondagens a percussão (SPT) com diâmetro $\Phi = 2 \frac{1}{2}$ ” em seis ilhas (Figura 4.10), bem como ensaios de palheta, ensaios triaxiais e ensaios de adensamento. A tabela 4.4 apresenta a campanha de ensaios de campo realizada.

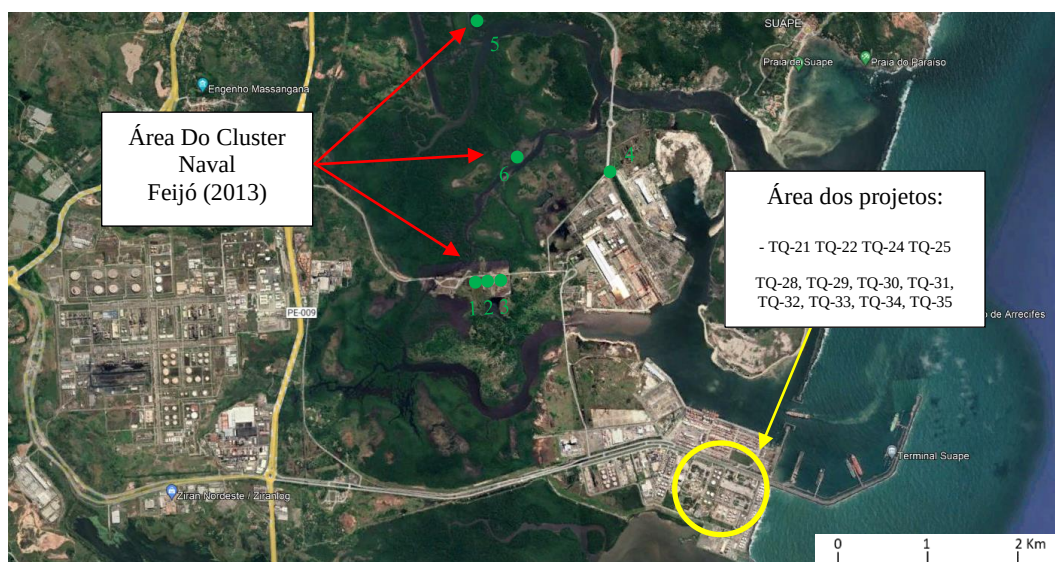


Figura 4.10 – Localização das ilhas - Cluster Naval (modificado de Google Earth, 2022).

Tabela 4.4 – Ensaios realizados em cada uma das seis ilhas (modificado de Freire, 2016).

ILHA	SONDAGEM	AMOSTRA SHELBY	PALHETA
1	SP-263	SRA-1	VN-2
2	SP-267	SRA-2	VN-3
3	SP-270	SRA-3	VN-4
4	SP-181 e SP-319	SRA-4	VN-6
5	SP-117 e SP-320	SRA-5	VN-7
6	SP-166 e SP-321	SRA-6	VN-8

Nesta seção foram avaliadas as seis dispostas nas ilhas de investigação. Esse ensaio foi realizado a cada 2 m de profundidade. Os valores de resistência não drenada S_u apresentaram uma tendência um crescimento com a profundidade, porém, em alguns casos, mostrando descontinuidades.

De modo geral, até a profundidade de vinte e dois metros os resultados obtidos indicaram valores inferiores a 25 kPa, característica de solos muito moles. A Figura 4.11 e Figura 4.12 apresentam os resultados das ilhas 1, 2, 3 e 4, 5, 6, respectivamente.

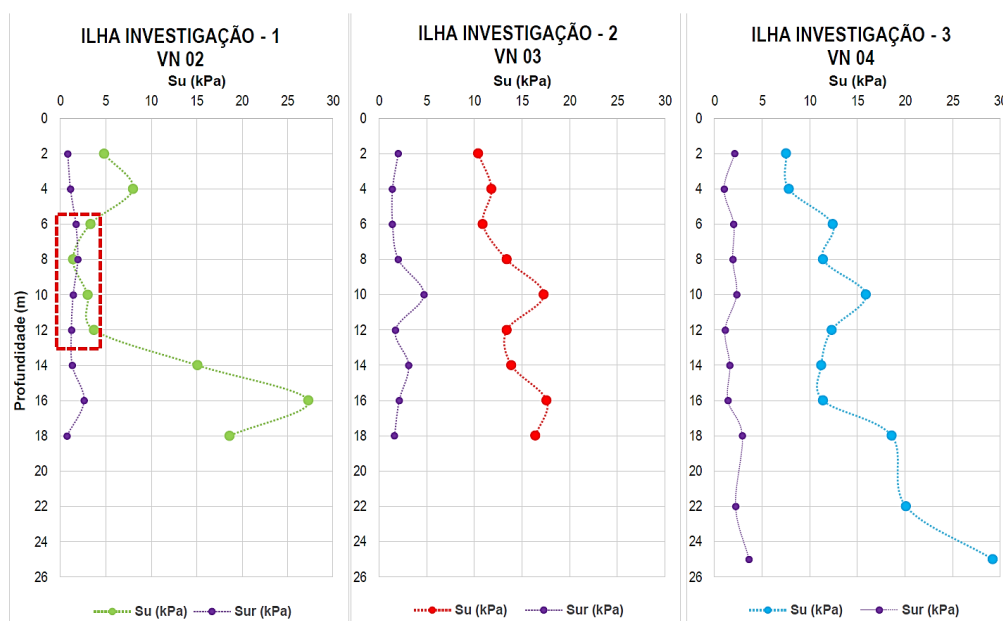


Figura 4.11 – Resultados ensaios de palheta nas ilhas 1, 2 e 3, em quadro vermelho os ensaios descartados da ilha 1 (modificado de Freire, 2016).

Na ilha de investigação 1 da Figura 4.11, observa-se que entre a profundidade de 6,0 m a 12,0 m a sensibilidade (St) e a resistência não drenada (S_u), apresentaram valores abaixo do que todos os demais ensaios realizados nas seis verticais, Freire (2016) menciona que esses resultados revelam o fato da argila ter sofrido um amolgamento expressivo decorrente das operações de ensaios anteriores, ou até mesmo algum problema no equipamento não identificado durante o ensaio.

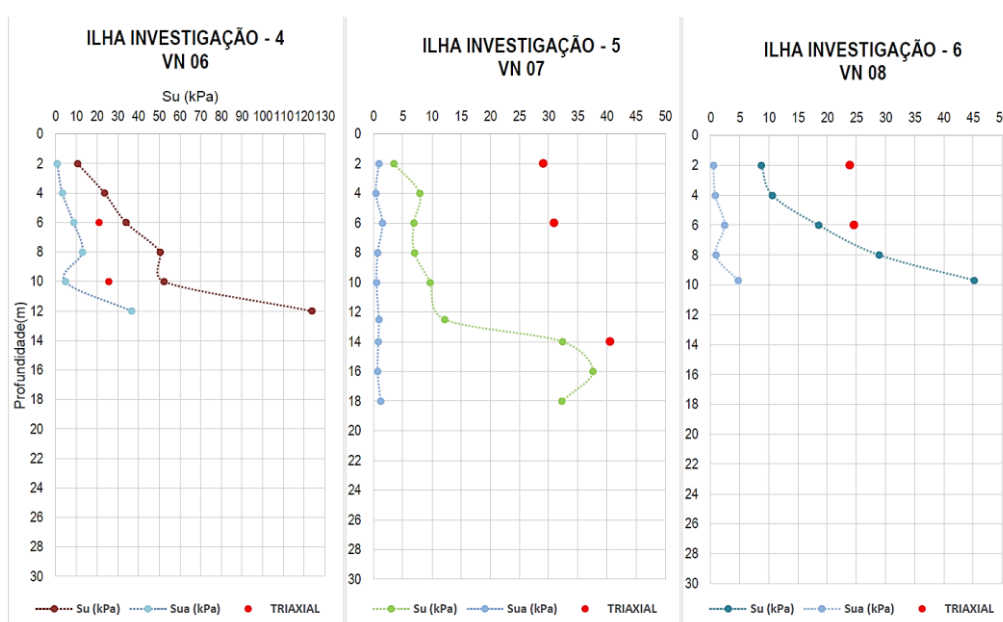


Figura 4.12 – Resultados dos ensaios de palheta nas ilhas 4, 5 e 6 (modificado de Freire, 2016).

A Tabela 4.5 e Tabela 4.6 apresentam o resumo dos resultados obtidos nas ilhas 1, 2, 3 e 4, 5, 6 respectivamente, com valores de sensibilidade S_t e resistência não drenada de projeto S_{uproj} corrigida pela proposta de Bjerrum (1967). A Tabela 4.7 lista os valores de S_u determinados em ensaios triaxiais de laboratório.

Tabela 4.5 – Resultado dos ensaios de Palheta das ilhas 1, 2 e 3 e correção μ de Bjerrum (1972) (modificado de Freire, 2016).

Ilha	Vertical	Prof. [m]	Su ind [kPa]	Su def [kPa]	St	IP [%]	μ	Su Proj [kPa]
1	VN-02	2	4,8	0,8	6,00	170	0,479	2,3
		4	8,0	1,1	7,27	120	0,537	4,3
		14	15,1	1,3	11,62	70	0,711	10,7
		16	27,3	2,6	10,50	86	0,649	17,7
		18	18,6	0,7	26,57	86	0,649	12,1
2	VN-03	2	10,4	2,0	5,20	170	0,479	5,0
		4	11,8	1,4	8,43	129	0,537	6,3
		6	10,9	1,4	7,79	152	0,499	5,4
		8	13,4	2,0	6,70	152	0,499	6,7
		10	17,3	4,7	3,68	152	0,499	8,6
		12	13,4	1,7	7,88	114	0,569	7,6
		14	13,9	3,1	4,48	70	0,711	9,9
		16	17,6	2,1	8,38	86	0,649	11,4
		18	16,4	1,6	10,25	86	0,649	10,6
3	VN-04	2	7,5	2,1	3,57	170	0,479	3,6
		4	7,8	1,0	7,80	129	0,537	4,2
		6	12,4	2,0	6,20	152	0,499	6,2
		8	11,4	1,9	6,00	152	0,499	5,7
		10	15,9	2,3	6,91	114	0,499	7,9
		12	12,3	1,1	11,18	70	0,569	7,0
		14	11,2	1,6	7,00	86	0,711	8,0
		16	11,4	1,4	8,14	86	0,649	7,4
		18	18,6	2,9	6,41	86	0,649	12,1
		22	20,1	2,2	9,14	86	0,649	13,0
		25	29,2	3,6	8,11	86	0,649	19,0

Tabela 4.6 – Resultado dos ensaios de Palheta das ilhas 4, 5 e 6 e correção de Bjerrum (1972) (modificado de Freire, 2016).

Ilha	Vertical	Prof. [m]	Su ind [kPa]	Su def [kPa]	St	IP [%]	μ	Su Proj [kPa]
4	VN-06	2	10,6	0,8	13,25	170	0,479	5,1
		4	23,6	3,3	7,15	129	0,537	12,7
		6	34,0	8,7	3,91	152	0,499	17,0
		8	50,4	13	3,88	152	0,499	15,1
		10	52,3	4,7	11,13	152	0,499	26,1
		12	123,7	36,7	3,37	114	0,569	70,4
5	VN-07	2	3,5	0,9	3,89	170	0,479	1,7
		4	7,9	0,4	19,75	129	0,537	4,2
		6	6,9	1,5	4,60	152	0,499	3,4
		8	7,0	0,7	10,00	152	0,499	3,5
		10	9,7	0,5	19,40	152	0,499	4,8
		12,5	12,2	0,9	13,56	59	0,762	9,3
		14	32,4	0,8	40,50	70	0,711	23,0
		16	37,6	0,7	53,71	86	0,649	24,4
		18	32,3	1,2	26,92	86	0,649	21,0
6	VN-08	2	8,7	0,5	17,40	170	0,479	4,2
		4	10,6	0,8	13,25	129	0,537	5,7
		6	18,5	2,4	7,71	152	0,499	9,2
		8	28,9	0,9	32,11	152	0,499	14,4
		9,7	45,2	4,7	9,62	152	0,499	22,6

Onde:

$S_{u\ ind}$ – Resistência ao cisalhamento não drenado indeformado;

$S_{u\ def}$ – Resistência ao cisalhamento não drenado deformado;

S_t – Sensitividade;

IP – Índice de plasticidade;

μ – Coeficiente de correção de Bjerrum (1972);

$S_{u\ proj}$ – Resistência ao cisalhamento projetado (corrigido).

Tabela 4.7 – Resultado dos ensaios triaxiais UU das ilhas 4, 5 e 6 (modificado de Freire, 2016).

Amostra	Prof. [m]	Su [kPa]	Amostra	Prof. [m]	Su [kPa]
AM-4-2	6,47	20,93	AM-5-1	2,47	29,10
AM-4-3	10,55	25,59	AM-5-3	6,57	30,96
AM-6-1	2,29	23,89	AM-5-5	14,37	40,55
AM-6-3	6,57	24,66	AM-5-6	17,28	43,36

A Tabela 4.8 apresenta a relação das amostragens coletadas e suas respectivas profundidades. Foram realizados por Freire (2016) os seguintes ensaios:

- Em cada amostra um conjunto de ensaios de caracterização completa e determinação do teor de matéria orgânica, totalizando 14 ensaios;
- Para cada amostragem dois ensaios de adensamento oedométricos convencionais, totalizando 24 análises.

Tabela 4.8 – Relação das amostragens das ilhas 1, 2 e 3 e profundidades (modificado de Freire, 2016).

ILHA	AMOSTRA	PROF. (m)
SRA-1	AM-1-1	2,00
	AM-1-2	8,00
	AM-1-3	18,00
SRA-2	AM-2-1	2,00
	AM-2-2	4,00
	AM-2-3	10,00
	AM-2-4	12,00
	AM-2-5	14,00
	AM-2-6	16,00
SRA-3	AM-3-1	5,00
	AM-3-2	7,30
	AM-3-3	9,00
SRA-2	AM-D-2-1	0,00 a 0,50m
Amostras deformadas	AM-D-2-2	1,00 a 1,30m

Também foram encaminhadas para laboratório as amostras extraídas dos furos SRA-4, SRA-5 e SRA-6, das ilhas 4, 5 e 6, respectivamente. A Tabela 4.9 apresenta a relação das amostras coletadas e suas respectivas profundidades. Foram realizados os seguintes ensaios:

- Em cada amostra um conjunto de ensaios de caracterização completa e determinação do teor de matéria orgânica, em um total de 12 ensaios;
- Para cada amostragem dois ensaios de adensamento oedométricos convencionais, em um total de 24 ensaios;

A Tabela 4.10 e Tabela 4.11 listam os resultados dos ensaios de caracterização e índices físicos realizados nas ilhas 1, 2 e 3, ordenados em função da profundidade.

Tabela 4.10 – Parâmetros de caracterização das ilhas 1, 2 e 3 e índices físicos de 0 a 8,7 m de profundidade (modificado de Freire, 2016).

Amostra	Prof. (m)	Granulometria			Limites de Atterberg			G	Corpo de prova	Prof. (m)	w (%)	γ_{nat} (kN/m ³)	e_0	S (%)	M.O. (%)
		Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)								
AM-D-2-1	0,0 a 0,50	41	37	22	206	70	136	2,298	CP-D-2-1-B	(**)	407	11,8	8,87	100	35,0
									CP-D-2-1-A	(**)	401	11,1	9,34	99	45,6
AM-D-2-2	1,0 a 1,30	27	55	18	283	80	203	2,157	CP-D-2-2-B	(**)	464	10,9	10,11	99	33,2
									CP-D-2-2-A	(**)	422	10,8	9,43	97	54,7
AM-1-1	2,0 a 2,40	19	56	25	171	51	120	2,444	CP-1-1-B	2,28 a 2,32	171	12,8	4,18	100	16,3
									CP-1-1-A	2,32 a 2,36	159	13,0	3,88	100	32,5
AM-2-1	2,0 a 2,70	2	65	33	151	48	103	2,413	CP-2-1-D	2,46 a 2,50	158	13,1	3,74	100	-
									CP-2-1-C	2,50 a 2,54	152	13,1	3,64	100	-
									CP-2-1-B	2,54 a 2,58	153	13,1	3,66	100	14,3
									CP-2-1-A	2,58 a 2,62	159	12,9	3,86	99	14,2
AM-2-2	4,0 a 4,70	2	41	57	155	38	117	2,526	CP-2-2-B	4,54 a 4,58	149	13,1	3,80	99	9,2
									CP-2-2-A	4,58 a 4,62	152	13,1	3,86	99	8,3
AM-3-1	5,0 a 5,43	3	40	57	178	45	133	2,467	CP-3-1-B	5,24 a 5,28	129	13,6	3,15	100	10,8
									CP-3-1-A	5,35 a 5,39	150	13,2	3,68	100	11,6
AM-3-2	7,3 a 8,00	9	41	50	193	56	137	2,407	CP-3-2-B	7,84 a 7,88	169	12,7	4,09	100	11,9
									CP-3-2-A	7,88 a 7,92	166	12,7	4,03	99	10,7
AM-1-2	8,0 a 8,70	2	39	59	208	72	136	2,349	CP-1-2-B	8,54 a 8,58	221	11,8	5,42	96	13,9
									CP-1-2-A	8,58 a 8,62	206	12,3	4,85	100	10,4

Tabela 4.11 – Parâmetros de caracterização das ilhas 1, 2 e 3 e índices físicos de 9 a 18,6 m de profundidade (modificado de Freire, 2016).

Amostra	Prof. (m)	Granulometria			Limites de Atterberg			G	Corpo de prova	Prof. (m)	w (%)	γ_{nat} (kN/m ³)	e_0	S (%)	M.O. (%)
		Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)								
AM-3-3	9,00 a 9,70	1	33	66	244	73	171	2,324	CP-3-3-B	9,53 a 9,57	264	11,6	6,26	98	15,6
									CP-3-3-A	9,57 a 9,62	262	11,9	6,07	100	16,6
AM-2-3	10,00 a 10,70	3	32	65	176	48	128	2,503	CP-2-3-F	10,42 a 10,45	149	13,4	3,66	100	-
									CP-2-3-E	10,45 a 10,48	142	13,3	3,55	100	-
									CP-2-3-D	10,48 a 10,51	148	13,3	3,67	100	-
									CP-2-3-C	10,51 a 10,54	153	13,1	3,82	100	-
									CP-2-3-B	10,54 a 10,58	151	13,3	3,74	100	9,9
									CP-2-3-A	10,58 a 10,62	165	12,7	4,23	98	13,7
AM-2-4	12,00 a 12,70	5	48	47	87	28	59	2,625	CP-2-4-B	12,54 a 12,58	82	15,2	2,15	100	4,9
									CP-2-4-A	12,58 a 12,62	83	15,1	2,19	99	4,6
AM-2-5	14,00 a 14,70	2	39	59	101	32	69	2,563	CP-2-5-D	14,46 a 14,50	121	13,5	3,19	98	-
									CP-2-5-C	14,50 a 14,54	123	13,9	3,12	100	-
									CP-2-5-B	14,54 a 14,58	125	12,9	3,47	93	13,8
									CP-2-5-A	14,58 a 14,62	99	14,4	2,53	100	8,1
AM-2-6	16,00 a 16,70	5	47	48	127	31	96	2,466	CP-2-6-B	16,45 a 16,50	88	13,6	2,41	90	7,0
									CP-2-6-A	16,54 a 16,58	93	14,7	2,24	100	4,5
AM-1-3	18,00 a 18,60	3	37	60	104	26	78	2,588	CP-1-3-B	18,44 a 18,48	96	14,5	2,50	99	7,1
									CP-1-3-A	18,48 a 18,52	97	14,4	2,55	98	6,3

Enquanto a Figura 4.13, apresenta resultados similares para as ilhas 4, 5 e 6.

Tabela 4.12 – Parâmetros de caracterização das ilhas 4, 5 e 6 e índices físicos (modificado de Freire, 2016).

TABELA 1 - RESULTADOS DE ANÁLISES DE SOLOS (CONTINUAÇÃO)														
Amostra	Prof. (m)	Granulometria			Limites de Atterberg			M.O. (%)	G (g/cm³)	Corpo de Prova	w (%)	γ _{sat} (kN/m³)	e ₀	S (%)
		Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)							
AM - 4 -1	4	18	54	28	318	168,1	149,9	34,22	2,247	1,0	247,58	11,78	5,629	98,8
										2,0	239,04	11,77	5,468	98,2
AM - 4 -2	7	15	55	30	374	198	176	46,95	2,094	1,0	328,29	11,01	7,148	96,2
										2,0	333,03	11,00	7,243	96,3
AM - 4 -3	10	17	20	60	159,5	74,7	84,8	14,19	2,442	1,0	128,47	13,36	3,174	98,4
										2,0	125,92	13,48	3,093	99,4
AM - 5 -1	2	8	54	38	0	0	0	9,42	2,522	1,0	225,62	12,22	5,719	99,5
										2,0	225,19	12,21	5,715	99,4
AM - 5 -2	4	2	26	72	178	74,1	103,9	10,75	2,475	1,0	181,08	12,42	4,599	97,3
										2,0	181,08	12,43	4,676	97,3
AM - 5 -3	6	10	30	60	262	97,5	164,5	12,9	2,341	1,0	219,73	11,61	5,697	93,8
										2,0	222,06	11,62	5,494	94,0
AM - 5 -4	10	1	14	85	197	68,4	128,6	9,03	2,509	1,0	169,19	12,77	4,288	99,0
										2,0	169,40	12,74	4,307	98,7
AM - 5 -5	13,8	18	22	60	123,5	52,4	71,1	17	2,557	1,0	116,01	13,92	2,967	100,0
										2,0	123,42	13,47	3,242	97,3
AM - 5 -6	17	2	28	70	134	51,4	82,6	11,99	2,567	1,0	105,05	13,76	2,825	95,46
										2,0	107,13	13,80	2,853	96,39
AM - 6 -1	4	10	25	65	198	55,3	142,7	10,18	2,486	1,0	154,78	11,70	4,415	87,16
										2,0	169,30	11,53	4,809	87,52
AM - 6 -2	7	25	40	35	228	85,6	142,4	16,97	2,503	1,0	200,37	12,35	5,088	98,58
										2,0	190,72	12,07	5,031	94,89
AM - 6 -3	10	18	42	40	238	110,4	127,6	18,21	2,395	1,0	210,72	12,23	5,080	99,34
										2,0	208,2	11,18	5,246	95,04

A Figura 4.16 mostra a carta de plasticidade com os resultados das seis ilhas de investigação. De modo geral, os resultados se situam próximos da linha A, com aproximadamente 50% acima, 15% sobre e 35% baixo da linha. A ilha 4 apresentou os valores mais distantes, o que destaca a característica de solos com altos teores de matéria orgânica.

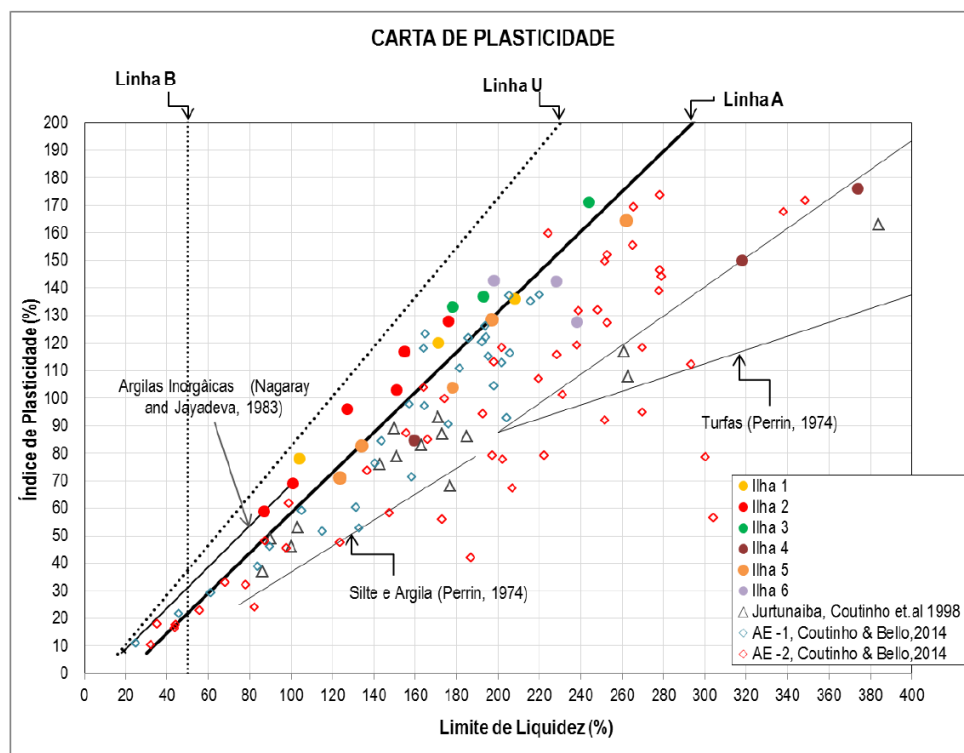


Figura 4.16 – Carta de plasticidade (modificado de Freire, 2016).

Com base em resultados de ensaios de adensamento, foram determinados valores dos parâmetros de compressibilidade das argilas tais como os índices de compressibilidade (C_r , C_c , e C_s), tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}) e coeficiente de adensamento C_v .

Das amostras ensaiadas, 67% apresentaram resultados satisfatórios, classificadas como de qualidade regular à excelente, enquanto os demais foram obtidos resultados julgados ruim ou muito ruim, de acordo com a metodologia de classificação proposta por Lune et al (1997) e Coutinho (2007). Este último pesquisador desenvolveu uma proposta para argilas brasileiras.

As curvas de compressibilidade foram corrigidas utilizando os métodos de Schmertmann (1955), Oliveira (2002) e Coutinho (2007). A Tabela 4.13 apresenta o resumo dos parâmetros de compressibilidade e de adensamento das seis ilhas estudadas, considerando que as curvas de compressibilidade das amostras de má qualidade foram corrigidas utilizando os métodos de Schmertmann (1955), Oliveira (2002) e Coutinho (2007).

As amostras AM-3-1, AM-1-2 e AM-2-5 marcadas com retângulos azuis na Tabela 4.13 foram utilizadas para a calibração das três camadas argilosas representativas, utilizadas na modelagem numérica do presente trabalho. Segundo Freire (2016), de acordo com a metodologia de Coutinho (2007), as amostras AM-3-1 e AM-1-2 foram classificadas como muito boas a excelentes e a amostra AM-2-5 foi classificada como boa a regular.

Com a metodologia de Lune et al. (1997) as amostras AM-3-1 e AM-1-2 foram classificadas como boas a regulares e a amostra AM-2-5 foi classificada como muito boa a excelente. A Tabela 15 contém um resumo dos índices de vazios inicial, dos parâmetros de compressibilidade, da tensão vertical efetiva inicial, da tensão de pré-adensamento efetiva e o valor do OCR destas camadas, enquanto que da Figura 4.17 a Figura 4.18 mostram as respectivas curvas de compressibilidade obtidas em ensaios oedométricos.

Tabela 4.13 – Resumo parâmetros geotécnicos das ilhas 1,2,3,4,5,6 com destaque para os parâmetros que sofreram correções (modificado de Freire, 2016).

Amostra	Prof. (m)	Cr	Cc ₁	Cc ₂	Cs	e ₀	CR	Cr/Cc
AM - 1-1	2,30	0,28	1,92	1,50	0,19	4,18	0,37	0,15
AM - 1-2	8,60	0,31	3,08	1,87	0,23	4,85	0,53	0,10
AM - 1-3	18,46		1,94		0,10	2,50	0,55	-
AM - 2-1	2,56	0,24	1,87	1,39	0,11	3,66	0,40	0,13
AM - 2-2	4,56	0,34	2,27	1,26	0,18	3,80	0,47	0,15
AM - 2-3	10,56	0,29	2,73	1,33	0,19	3,74	0,58	0,11
AM - 2-4	12,56	0,10	1,27	0,84	0,07	2,15	0,40	0,08
AM - 2-5	14,56	0,27	2,54	1,82	0,23	3,47	0,57	0,11
AM - 2-6	16,48		1,88		0,10	2,41	0,55	-
AM - 3-1	5,26	0,27	2,03	1,21	0,17	3,15	0,49	0,13
AM - 3-2	7,86	0,33	2,48	1,56	0,22	4,09	0,49	0,13
AM - 3-3	9,55	0,56	4,10	2,15	0,27	6,07	0,58	0,14
AM - 4-1	4,35	0,53	2,85	1,95	0,34	5,63	0,43	0,19
AM - 4-2	6,47	0,75	3,55	2,67	0,38	7,15	0,44	0,21
AM - 4-3	10,55		1,26		0,16	3,17	0,30	-
AM - 5-1	2,47	0,34	2,81	1,57	0,25	5,72	0,42	0,12
AM - 5-2	4,55	0,43	2,86	1,39	0,23	4,60	0,51	0,15
AM - 5-3	6,57	0,46	3,03	1,59	0,29	5,70	0,45	0,15
AM - 5-4	10,50	0,28	2,46	1,23	0,23	4,31	0,46	0,11
AM - 5-5	14,37		1,94		0,18	2,97	0,49	-
AM - 5-6	17,28		1,72		0,28	2,82	0,45	-
AM - 6-1	2,29	0,35	1,87	1,26	0,24	4,41	0,35	0,19
AM - 6-2	4,57	0,53	2,49	1,56	0,27	5,09	0,41	0,21
AM - 6-3	6,57		2,48		0,34	5,08	0,41	0,00

Amostra	Prof. (m)	σ'_{v0}	σ'_{vm}	OCR	C _v recomp (x 10 ⁻⁸ m ² /s)	C _v virgem (x 10 ⁻⁸ m ² /s)	C _v recomp /C _v virgem
AM - 1-1	2,30	4,50	13,60	3,02	31,53	1,50	21,02
AM - 1-2	8,60	23,43	34,00	1,45	12,13	1,50	8,09
AM - 1-3	18,46	60,66	75,00	1,24	-	-	-
AM - 2-1	2,56	5,28	19,50	3,69	55,72	2,00	27,86
AM - 2-2	4,56	11,33	19,50	1,72	4,82	0,78	6,17
AM - 2-3	10,56	27,78	45,00	1,62	19,00	0,70	27,14
AM - 2-4	12,56	35,24	55,00	1,56	13,10	2,28	5,75
AM - 2-5	14,56	44,72	81,00	1,81	26,06	2,94	8,87
AM - 2-6	16,48	52,01	83,07	1,60	-	-	-
AM - 3-1	5,26	13,58	29,00	2,14	13,60	0,76	17,99
AM - 3-2	7,86	21,82	32,00	1,47	17,43	0,83	21,05
AM - 3-3	9,55	25,21	31,00	1,23	-	-	-
AM - 4-1	4,35	7,72	17,50	2,27	13,87	1,43	9,68
AM - 4-2	6,47	10,35	21,00	2,03	23,19	4,76	4,88
AM - 4-3	10,55	20,60	31,00	1,50	-	-	-
AM - 5-1	2,47	5,48	7,50	1,37	62,45	16,72	3,73
AM - 5-2	4,55	10,54	17,00	1,61	101,50	18,13	5,60
AM - 5-3	6,57	13,77	31,55	2,29	-	-	-
AM - 5-4	10,50	24,65	38,83	1,58	-	-	-
AM - 5-5	14,37	38,88	62,10	1,60	-	-	-
AM - 5-6	17,28	49,63	72,44	1,46	-	-	-
AM - 6-1	2,29	3,21	12,00	3,74	9,06	1,76	5,16
AM - 6-2	4,57	7,65	19,00	2,48	8,89	1,31	6,80
AM - 6-3	6,57	11,25	20,00	1,78	19,22	2,88	6,68

Com base nos resultados prévios de estudos desenvolvidos na região, definiu-se a utilização dos seguintes parâmetros para as camadas argilosas, considerando suas respectivas profundidades médias.

Tabela 4.14 – Amostras das camadas argilosas no modelo numérico (modificado de Freire, 2016).

Amostra	Prof. [m]	e ₀	σ'_{v0} [kPa]	c _{c1}	c _{c2}	c _r	c _s	σ'_{vm} [kPa]	OCR	S _u [kPa]
3-1	5,26	3,15	13,58	2,03	1,21	0,27	0,17	29	2,14	16
1-2	8,60	4,85	23,43	3,08	1,87	0,31	0,23	34	1,45	24
2-5	11,56	3,47	44,72	2,54	1,82	0,27	0,23	81	1,81	28

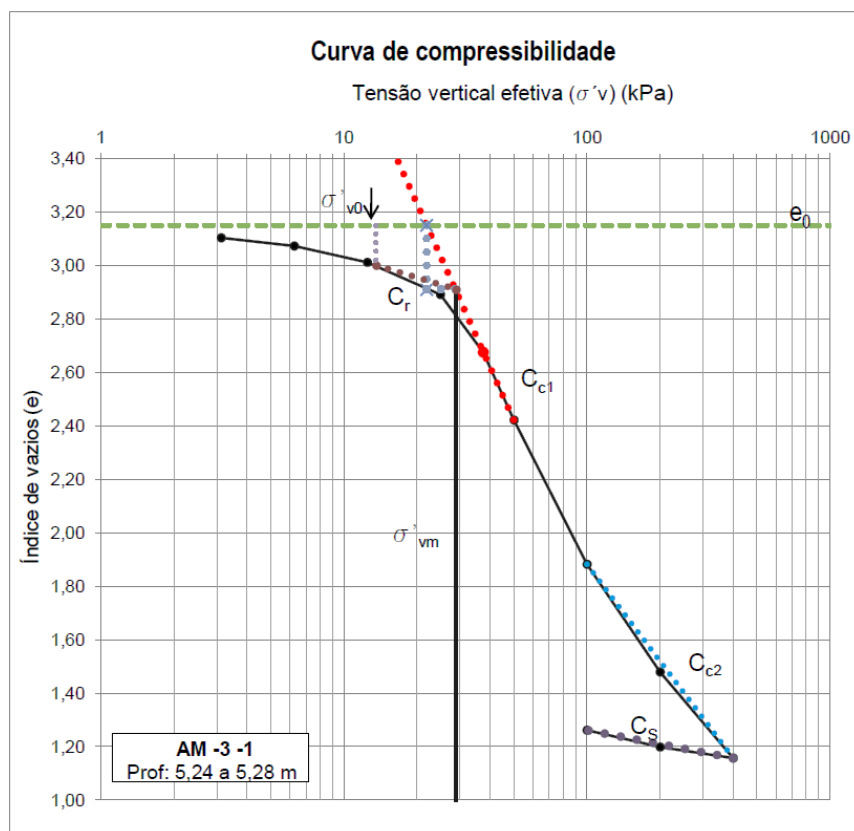


Figura 4.17 – Curva de compressibilidade da amostra AM-3-1 (modificado de Freire, 2016).

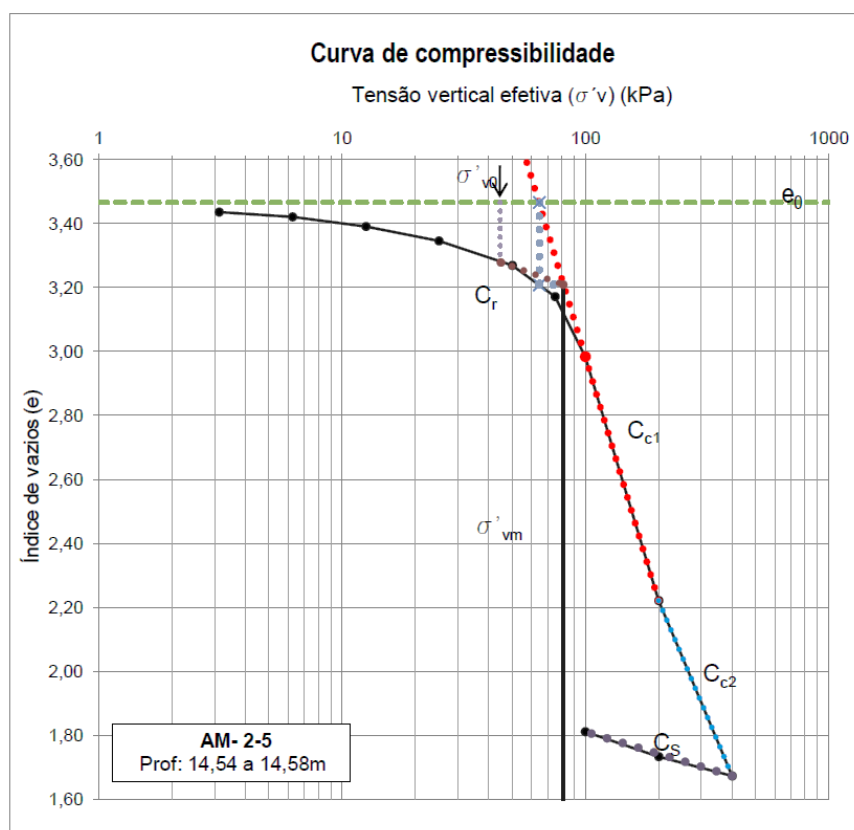


Figura 4.18 – Curva de compressibilidade da amostra AM-2-5 (modificado de Freire, 2016).

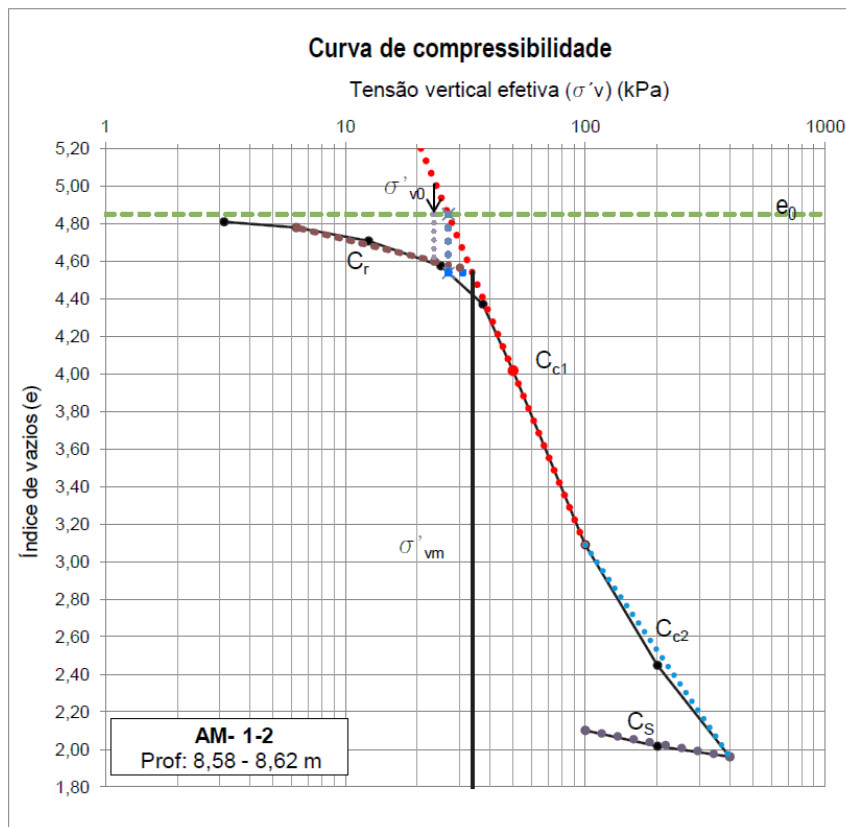


Figura 4.19 – Curva de compressibilidade da amostra AM-1-2 (modificado de Freire, 2016).

5. Metodologia de Análise

5.1. Capacidade de suporte do radier e estacas

5.1.1. Capacidade de suporte do radier

O solo deve ter a capacidade de suporte de atender as cargas de qualquer estrutura apoiada sobre ele, sem ruptura por cisalhamento e com deslocamentos (recalques) admissíveis para a superestrutura.

Uma ruptura por cisalhamento do solo pode resultar em deslocamentos excessivos, danos estruturais na base ou paredes do tanque, podendo levar ao colapso.

Para garantir um desempenho adequado de fundações superficiais devem obedecer a duas principais características:

- Garantir segurança contra colapso da estrutura pela ruptura por cisalhamento do solo que a suporta;
- Garantir que não existam recalques diferenciais excessivos na base da estrutura.

Este trabalho conta com resultados de ensaios SPT da área em estudo, o que possibilitou realizar o estudo em literatura acadêmica (apresentado no capítulo anterior) para a definição de alguns parâmetros (nas camadas argilosas), e realizar a estimativa dos parâmetros de resistência e de deformabilidade do solo faltantes, para posterior determinação da capacidade de suporte pelo método de Terzaghi (1943), ilustrado na Figura 5.1 e conforme Equação (5.1).

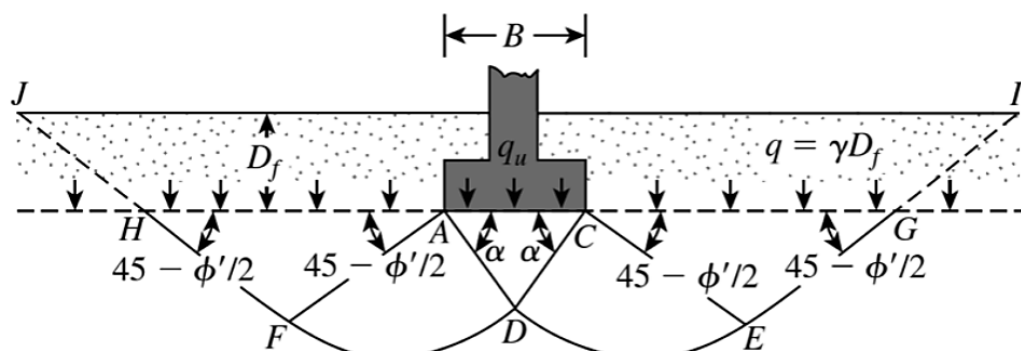


Figura 5.1 – Esquema da superfície de ruptura de solo (modificado de Terzaghi, 1943).

$$q_b = S c c N c + q N q + 0,5 B \gamma N \gamma \quad (5.1)$$

A Tabela 5.1 apresenta alguns valores para Nc , Nq e $N\gamma$.

Tabela 5.1 – Valores de Nc , Nq , $N\gamma$ (modificado de Terzaghi, 1943).

ϕ' [°]	Nc	Nq	$N\gamma$	ϕ' [°]	Nc	Nq	$N\gamma$	ϕ' [°]	Nc	Nq	$N\gamma$
0	5,70	1,00	0,00	17	14,56	5,45	2,18	34	52,64	36,50	38,04
1	6,00	1,10	0,01	18	15,52	6,04	2,59	35	57,75	41,44	45,41
2	6,30	1,22	0,04	19	16,56	6,70	3,07	36	63,53	47,16	54,36
3	6,62	1,35	0,06	20	17,69	7,44	3,64	37	70,07	53,80	65,27
4	6,97	1,49	0,10	21	18,92	8,26	4,31	38	77,50	61,55	78,61
5	7,34	1,64	0,14	22	20,27	9,19	5,09	39	85,97	70,61	95,03
6	7,73	1,81	0,20	23	21,75	10,23	6,00	40	95,66	81,27	115,31
7	8,15	2,00	0,27	24	23,36	11,40	7,08	41	106,81	93,85	140,51
8	8,60	2,21	0,35	25	25,13	12,72	8,34	42	119,67	108,75	171,99
9	9,09	2,44	0,44	26	27,09	14,21	9,84	43	134,58	126,50	211,56
10	9,60	2,69	0,56	27	29,24	15,90	11,60	44	151,95	147,74	261,60
11	10,16	2,98	0,69	28	31,61	17,81	13,70	45	172,29	173,29	325,34
12	10,76	3,29	0,85	29	34,24	19,98	16,18	46	196,22	204,19	407,11
13	11,41	3,63	1,04	30	37,16	22,46	19,13	47	224,55	241,80	512,84
14	12,11	4,02	1,26	31	40,41	25,28	22,65	48	258,29	287,85	650,67
15	12,86	4,45	1,52	32	44,04	28,52	26,87	49	298,72	344,64	831,99
16	13,68	4,92	1,82	33	48,09	32,23	31,94	50	347,51	415,15	1072,80

Os valores de Nc , Nq e $N\gamma$ podem ser calculados pelas Equações (5.2), (5.3) e (5.4).

$$Nq = \frac{e^{(3\pi/2 - \phi') \tan \phi'}}{2 \cos^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right)} \quad (5.2)$$

$$Nc = \cot \phi' (Nq - 1) \quad (5.3)$$

$$N\gamma = \frac{\tan\phi'}{2} \left[\frac{K_p}{\cos^2(\phi')} - 1 \right] \quad (5.4)$$

Onde:

ϕ' – Ângulo de atrito efetivo.

K_p – Coeficiente de empuxo passivo.

5.1.2. Capacidade de suporte de estacas

A previsão da capacidade de carga em estacas é um dos desafios da engenharia de fundações por necessitar da estimativa das propriedades do solo, das modificações destas das propriedades devido à execução da fundação e do conhecimento do mecanismo de interação solo-estaca.

Devido à dificuldade de reproduzir analítica e/ou numericamente a interação solo – estaca, muitas vezes se utilizam correlações empíricas na estimativa dos parâmetros através de ensaios de campo, tais como o *Standard Penetration Test* (SPT) e/ou o *Cone Penetration Test* (CPT).

Diversos métodos teóricos foram propostos por autores cuja resistência de ponta se basearam em soluções da Teoria da Plasticidade admitindo diferentes mecanismos de ruptura, métodos teóricos clássicos mais conhecidos são os de Terzaghi (1943) e Meyerhof (1953), nestes métodos, além da geometria da estaca, a resistência unitária da ponta é apenas função resistência ao cisalhamento de solo.

A metodologia convencional de análise da capacidade suporte de fundações profundas consiste na resistência total R_T que é a soma de duas parcelas de resistência, a resistência lateral R_L e a resistência de ponta R_P , expressas nas Equação (5.5) a Equação (5.7).

$$R_T = R_L + R_P \quad (5.5)$$

$$R_L = q_L \cdot A_L \quad (5.6)$$

$$R_P = q_P \cdot A_P \quad (5.7)$$

Onde

q_L – Capacidade de suporte lateral por unidade de área;

A_L – Área lateral da estaca;

q_p – Capacidade de suporte da ponta por unidade de área;

A_p – Área da base da estaca.

A resistência lateral é calculada com base no método alfa e beta (adotado para este trabalho), no qual são levados em consideração o tipo de solo, conforme Equação (5.8), para argilas, e a Equação (5.9), para areias.

$$R_L = A_L \cdot \alpha \cdot S_u \quad (5.8)$$

$$R_L = A_L \cdot \beta \cdot \sigma'_v \quad (5.9)$$

Onde

α – Coeficiente de adesão solo – estaca;

S_u – Resistência ao cisalhamento;

$\beta = f(k, \tan \phi')$;

k – Coeficiente de empuxo depende do processo construtivo da estaca;

ϕ' – Ângulo de atrito do solo;

σ'_v – Tensão efetiva vertical.

A resistência de ponta é calculada com base à teoria de capacidade de suporte, mas considerando as parcelas do N_c e do N_q , conforme expressado na equação (5.10):

$$q_b = S_c c N_c + q N_q \quad (5.10)$$

5.2. Modelos constitutivos elasto-plásticos

A metodologia da análise numérica adotada neste trabalho foi desenvolvida com a utilização do programa de simulação *PLAXIS 3D V.22*. É um programa de análise baseado no método dos elementos finitos, sendo uma das ferramentas mais utilizadas para análise de problemas geotécnicos atualmente. O software trabalha com diferentes modelos constitutivos para representar o comportamento mecânico

de cada camada de solo e de elementos da fundação. Com base na análise dos resultados, tanto da revisão bibliográfica quanto dos boletins de SPT, nesta pesquisa foi considerado para as camadas de areia o modelo elasto-plástico *Hardening Soil* (HSM) e para solos argilosos compressíveis foi utilizado o modelo *Soft Soil* (SSM).

5.2.1. Hardening Soil Model (HSM)

O modelo HSM (*Hardening Soil Model*) é um modelo elasto-plástico com endurecimento isotrópico por cisalhamento e por compressão, proposto por Schanz et al. (1999), que reformulou o modelo constitutivo hiperbólico com fundamentação na teoria da plasticidade.

Este modelo reproduz de forma mais realista (Figura 5.2) o comportamento elasto-plástico progressivo da resposta experimental de materiais geológicos. Diferentemente de outros modelos elasto-plásticos como o modelo de Mohr Coulomb, que simplifica a relação tensão-deformação por meio de um trecho elástico linear seguido por um comportamento perfeitamente plástico (trecho OAB) da Figura 5.2.

5.2.1.1. Características do modelo

Pode-se afirmar que o modelo HSM é uma extensão do modelo hiperbólico, amplamente utilizado nas décadas de 1970 a 1990, com parâmetros obtidos em ensaios triaxiais convencionais drenados.

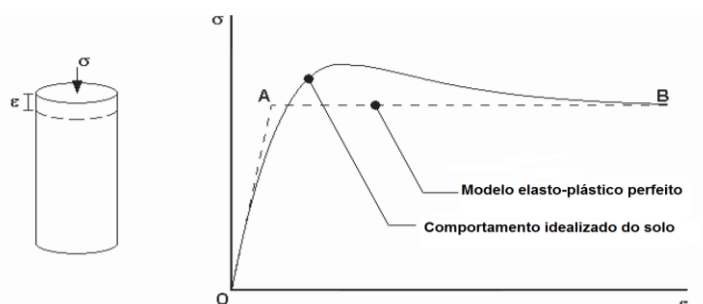


Figura 5.2 – Idealização da relação tensão-deformação, modelo de elasto-plasticidade perfeita (modificado de Barrantes, 2013).

Quando um corpo de prova de solo é submetido a uma tensão desviadora, o solo apresenta um decréscimo na rigidez e sofre deformações plásticas irreversíveis. Em um ensaio triaxial convencional, drenado, em solo normalmente adensado, o

comportamento da curva tensão deformação pode ser representado pela hipérbole sugerida por Kondner (1963) e posteriormente utilizada no modelo hiperbólico de Duncan e Changer (1970).

A formulação do modelo HSM está baseada na relação hiperbólica entre a deformação axial e a tensão desviadora do modelo hiperbólico (2), mas o supera em três aspectos: usa a teoria da plasticidade no lugar da teoria da elasticidade, inclui o efeito da dilatância do solo e introduz as superfícies de fechamento (*yield caps*) para representação de escoamento plástico sob compressão.

A seguinte expressão descreve a relação tensão deformação dos ensaios triaxiais drenados para $q < q_f$:

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{2E_{50}} \cdot \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} \quad (5.11)$$

onde ε_1 é a deformação axial, q_a é o valor assintótico da resistência ao cisalhamento, E_{50} e o módulo de Young correspondente a 50% da tensão desviadora na ruptura q_f (Figura 5.6). Estes valores são definidos a partir do critério de ruptura de Mohr-Coulomb, de acordo com as Equações (5.12) e (5.13):

$$q_f = (p' + c' \cot \phi') \frac{6 \operatorname{sen} \phi'}{3 - \operatorname{sen} \phi'} \quad (5.12)$$

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} < 1 \quad (5.13)$$

onde c' e ϕ' são parâmetros de resistência do critério de Mohr Coulomb, R_f é a razão de ruptura entre q_f e q_a , geralmente adotada como $R_f = 0,9$.

O ângulo de dilatância, definido como uma relação entre a deformação plástica volumétrica e a deformação plástica cisalhante, é estimado pela Equação (5.14):

$$\operatorname{sen} \psi = \frac{\operatorname{sen} \psi_m - \operatorname{sen} \psi_{cs}}{1 - \operatorname{sen} \psi_m \operatorname{sen} \psi_{cs}} \quad (5.14)$$

O coeficiente de empuxo no repouso para solos normalmente adensados é determinado pela Equação (5.15):

$$k_0^{NC} = 1 - \text{sen } \phi' \quad (5.15)$$

O modelo HSM considera uma superfície de plastificação variável no espaço das tensões principais (Figura 5.3), que pode expandir devido a deformações plásticas de compressão. É capaz de simular o comportamento de vários tipos de solos, tanto coesivos quanto granulares.

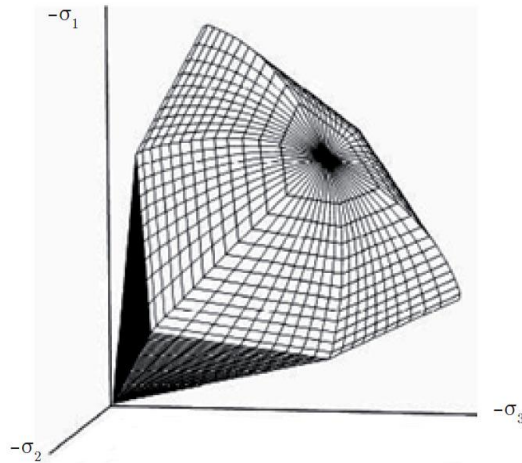


Figura 5.3 – Superfície de escoamento no espaço das tensões principais (modificado de Nieto, 2009).

A característica básica deste modelo é permitir a variação da rigidez do solo com o estado de tensão, por meio do parâmetro m , que controla os valores do módulo de deformabilidade E_{50} , do módulo de descarregamento / recarregamento E_{ur} e do módulo de compressão confinada E_{oed} conforme as Equações (5.16) a (5.18), respectivamente. Esta característica do modelo HSM constitui uma vantagem em relação ao modelo de Mohr-Coulomb, que estabelece um valor fixo para o módulo de Young;

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c' \cos \phi' + \sigma'_3 \text{sen } \phi'}{c' \cos \phi' + p'_{ref} \text{sen } \phi'} \right)^m \quad (5.16)$$

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c' \cos \phi' + \sigma'_3 \text{sen } \phi'}{c' \cos \phi' + p'_{ref} \text{sen } \phi'} \right)^m \quad (5.17)$$

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c' \cos \phi' + \sigma'_3 \text{sen } \phi'}{c' \cos \phi' + p'_{ref} \text{sen } \phi'} \right)^m \quad (5.18)$$

onde m é o parâmetro que controla a variação da rigidez com o estado de tensão, E_{50}^{ref} , E_{ur}^{ref} e E_{oed}^{ref} são módulos de referência, correspondentes a valores de σ'_1 ou σ'_3 iguais à tensão de referência $p'_{ref} = 100$ kPa.

O valor de m para solos granulares geralmente varia entre $0,40 \leq m \leq 0,75$. Em solos coesivos, Viggiani e Atkinson (1995) compilaram valores do expoente m para diferentes argilas em função do índice de plasticidade IP (Figura 5.4 a) enquanto que Hicher (1996) correlacionou m com o limite de liquidez w_L (Figura 5.4 b) com $0,50 \leq m \leq 0,95$.

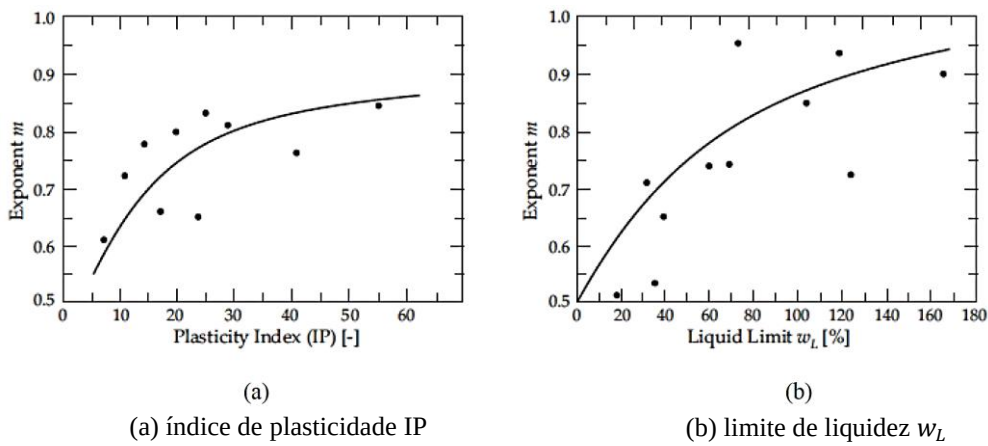


Figura 5.4 – Expoente m da lei de potência em função (modificado de Benz, 2007).

A especificação da rigidez do solo também pode ser feita em função do módulo de compressão confinada de referência E_{oed}^{ref} determinado em ensaio edométrico (Figura 5.5).

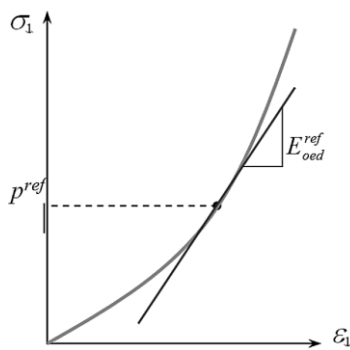


Figura 5.5 – Módulo confinado de referência obtido a partir do ensaio edométrico (modificado de Plaxis, 2023).

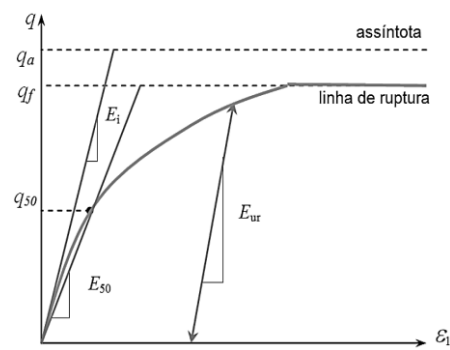


Figura 5.6 – Relação tensão-deformação hiperbólica para ensaios triaxiais CD (modificado de Plaxis, 2023).

O modelo HSM também inclui efeitos da dilatância dos solos e trabalha com dois tipos de superfícies de escoamento plástico: de cisalhamento, controladas pelo módulo triaxial E_{50} (Figura 5.6) e de compressão (*caps*), controladas pelo módulo de compressão confinada E_{oed} .

A componente elástica das deformações é determinada pelo módulo de elasticidade E_{ur} obtido em trajetórias de descarregamento / recarregamento em ensaios triaxiais. Na ausência de trajetórias de descarregamento, um estimativa de E_{ur} pode ser feita por meio de correlações sugeridas na literatura, conforme Equações (5.19) e (5.20) que, no entanto, não devem ser aplicadas para solos muito rígidos ou muito moles.

$$E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref} \quad (5.19)$$

$$E_{oed}^{ref} = E_{50}^{ref} \quad (5.20)$$

As componentes elásticas de deformações axiais e radiais são dadas pelas expressões:

$$\varepsilon_a^e = \frac{q}{E_{ur}} \quad (5.21)$$

$$\varepsilon_r^e = v_{ur} \frac{q}{E_{ur}} \quad (5.22)$$

onde v_{ur} é coeficiente de Poisson determinado em trajetórias de descarregamento.

5.2.1.2. Parâmetros do modelo HSM

O modelo necessita de onze parâmetros básicos, agrupados na Tabela 5.2:

Tabela 5.2 – Parâmetros do modelo HSM (modificado do Plaxis, 2023).

Resistência	c'	[kPa]	Coesão	
	ϕ'	[°]	Ângulo de atrito	
	ψ	[°]	Ângulo de dilatância	
Rigidez	E_{50}^{ref}	[kPa]	Rigidez secante em ensaios triaxiais	
	E_{oed}^{ref}	[kPa]	Rigidez tangente no ensaio oedométrico	$E_{oed}^{ref} = E_{50}^{ref}$
	E_{ur}^{ref}	[kPa]	Rigidez de carregamento e descarregamento	* $E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref}$
	m	–	Dependência da rigidez com o estado de tensão do solo.	* Solos granulares $0,40 \leq m \leq 0,55$ * Solos coesivos $0,50 \leq m \leq 0,95$
	v_{ur}	–	Coeficiente de Poisson carregamento e descarregamento	* $v_{ur} = 0,2$
Avançados	p'_{ref}	[kPa]	Tensão de referência	
	k_0^{nc}	–	Coeficiente de pressão lateral	* $K_0^{NC} = 1 - \tan \phi'$
	R_f	–	Razão de ruptura	* $R_f = 0,9$

* Valor padrão

5.2.2. Soft Soil Model (SSM)

Construção de edificações e aterros sobre solos moles (argilas normalmente adensadas ou levemente pré-adensadas, siltes argilosos, argilas siltosas e turfas) tem ocorrido cada vez com mais frequência. Uma característica especial do comportamento mecânico destes solos é a alta deformabilidade com argilas NA apresentando módulos oedométricos $E_{oed} = 1 \text{ a } 4 \text{ MPa}$ (Janbu, 1985) bastante inferiores aos de areias NA ($E_{oed} = 10 \text{ a } 50 \text{ MPa}$). Outra característica é a dependência linear da rigidez em relação ao estado de tensão, com descrição no modelo HSM por:

$$E_{oed} = E_{eod}^{ref} \left(\frac{\sigma'_1}{p'_{ref}} \right)^m \text{ com } m = 1 \quad (5.23)$$

A aplicação do modelo HSM em problemas de engenharia é, em princípio, recomendada para todos os tipos de solo, mas, especificamente para solos muito moles com $E_{oed}/E_{eod}^{ref} < 0,5$ há indicações (*Plaxis*, *FLAC*) para utilizar preferencialmente o Soft Soil Model (SSM).

5.2.2.1. Parâmetros do SSM

O modelo SSM é baseado no modelo Cam-Clay Modificado considerando uma relação logarítmica entre a tensão normal efetiva média p' e a deformação volumétrica ε_{vol} , em vez do índice de vazios proposto por Burland (1965). Na reta virgem do ensaio de compressão isotrópica,

$$(\varepsilon_{vol} - \varepsilon_{vol}^0) = \lambda^* \left(\frac{p' + c' \cos \phi'}{p'_o + c' \cos \phi'} \right) \quad (5.24)$$

e no trecho de descarregamento – recarregamento

$$(\varepsilon_{vol}^e - \varepsilon_{vol}^{e,0}) = \kappa^* \left(\frac{p' + c' \cos \phi'}{p'_o + c' \cos \phi'} \right) \quad (5.25)$$

onde λ^* é o índice de compressão modificado e κ^* é o índice de expansão modificado.

O descarregamento – recarregamento é assumido elástico, descrito pela lei de Hooke generalizada com módulo de elasticidade E_{ur} linearmente dependente do estado de tensão p' .

$$E_{ur} = 3 (1 - 2\nu_{ur}) \frac{p'}{\kappa^*} \quad (5.26)$$

onde ν_{ur} é o coeficiente de Poisson.

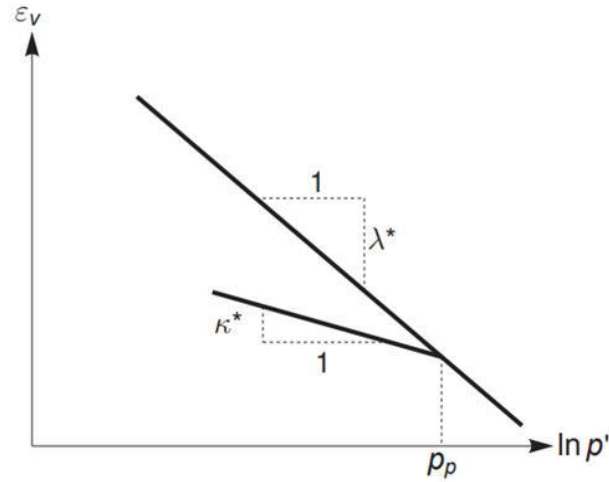


Figura 5.7 – Índice de compressão modif. λ^* expansão modif. κ^* (modificado do Plaxis, 2023).

5.2.2.2.

Função de escoamento f_c

A função de escoamento define o limite entre a zona de comportamento elástico e plástico do material. Para um estado de tensões, a tensão de escoamento f_c indica o início das deformações plásticas e é definida por:

$$f_c = \bar{f} - p_p \quad (5.27)$$

onde $\bar{f}$ depende do estado de tensão $(p', \tilde{q})$ e a tensão de pré-adensamento p_p é o parâmetro de endurecimento controlado pela deformação volumétrica plástica ε_{vol}^p :

$$\bar{f} = \left(\frac{\tilde{q}^2}{p_o' + c' \cos \phi'} \right) + p' \quad (5.28)$$

$$p_p = p_p^0 \exp \left(\frac{\varepsilon_v^p}{\lambda^* - \kappa^*} \right) \quad (5.29)$$

A variável $\tilde{q}$ representa uma medida de tensão de desvio, definida por:

$$\delta = \frac{3 + \sin \phi}{3 - \sin \phi} \quad (5.30)$$

$$\tilde{q} = \sigma'_1 + (\delta - 1)\sigma'_2 - \delta\sigma'_3 \quad (5.31)$$

A função $f = 0$ descreve uma elipse no plano $(p', \tilde{q})$ com o parâmetro M , que determina sua altura (Figura 5.8). No modelo Cam-Clay Modificado a linha do estado crítico (CSL) tem inclinação M determinada em função dos parâmetros de resistência c' e ϕ' , mas no modelo Soft-Soil esta inclinação está relacionada com o coeficiente de empuxo no repouso K_0^{NA} .

A simulação de ensaio de compressão confinada usando o modelo Cam-Clay Modificado mostra que o valor de M que produz a correta resistência ao cisalhamento também resulta em um valor de K_0^{NA} que excede aquele previsto por Jaky (1948). De modo a obter um valor apropriado, o ângulo de atrito poderia ser aumentado significativamente, mas neste caso também a resistência ao cisalhamento seria majorada (Brinkgreve e Vermeer, 1992).

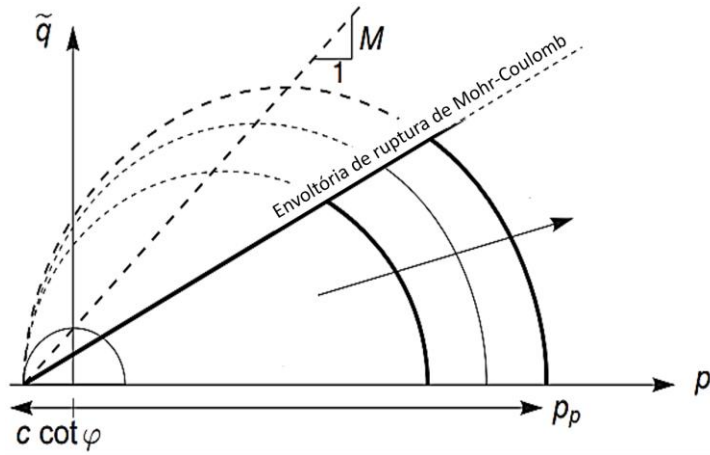


Figura 5.8 – Função de escoamento elíptica (cap) Modelo Soft-Soil (modificado do Plaxis, 2023).

No modelo Soft-Soil o parâmetro M está relacionado com o valor do coeficiente de empuxo no repouso K_0^{NA} de acordo com (BRINKGREVE 1994):

$$M = 3 \sqrt{\frac{(1 - K_0^{NA})^2}{(1 + 2K_0^{NA})^2} + \frac{(1 - K_0^{NA})(1 - 2v_{ur})(\lambda^*/\kappa^* - 1)}{(1 + 2K_0^{NA})(1 - 2v_{ur})\lambda^*/\kappa^* - (1 - K_0^{NA})(1 + v_{ur})}} \quad (5.32)$$

Observa-se na Equação (5.32) que o valor de M depende também do coeficiente de Poisson ν_{ur} e da razão λ^*/κ^* (geralmente no intervalo $2,5 \leq \lambda^*/\kappa^* \leq 7$), mas o parâmetro dominante é o coeficiente de empuxo no repouso K_0^{NA} , o que justifica a aproximação sugerida por Brinkgreve (1994):

$$M = 3,0 - 2,8K_0^{NA} \quad (5.33)$$

A tensão de pré-adensamento p_p determina o tamanho da elipse ao longo do eixo p_p' . No caso de tração ($p' < 0$) a elipse pode se estender até $c' \cot \phi'$ como ilustrado na Figura 5.8. Da Equação (5.29) observa-se que a tensão de pré-adensamento cresce exponencialmente com o valor da deformação volumétrica plástica a partir do valor inicial p_p^0 .

Para modelar a ruptura, a função de escoamento do modelo perfeitamente plástico de Mohr-Coulomb é utilizada, representada por uma linha reta fixa no plano $(p', \tilde{q})$ com inclinação $\tan \phi' < M$.

$$f_2 = q - \alpha p^* \quad (5.34)$$

No espaço das tensões principais o modelo SSM aparece como ilustrado na Figura 5.9 e os parâmetros necessários para sua descrição estão listados na

Tabela 5.3.

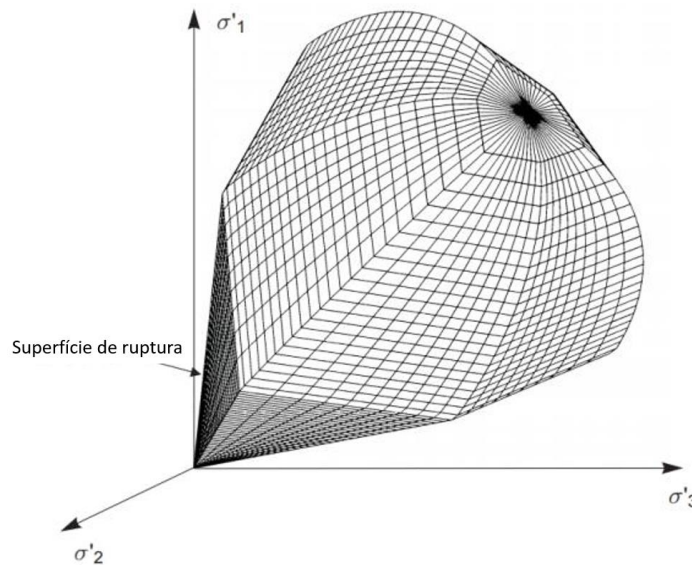


Figura 5.9 – Modelo Soft-Soil no espaço das tensões principais (modificado do PLAXIS, 2023).

Tabela 5.3 – Parâmetros do modelo SS (modificado do Plaxis, 2023).

Resistência	c'	[kPa]	Coesão	$c' = 0$ (*)
	ϕ'	[°]	Ângulo de atrito	ϕ'_{cv} (*)
	ψ	[°]	Ângulo de dilatância	$\psi = 0$ (*)
	σ'_t		Tensão de <i>cut-off</i>	$\sigma'_t = 0$ (*)
Rigidez	λ^*		Índice de compressão modificado	
	κ^*		Índice de expansão modificado	
	v_{ur}		Coeficiente de Poisson	$v_{ur} = 0,15$ (**)
	K_0^{NA}	—	Coeficiente de empuxo no repouso	$K_0^{NC} = 1 - \text{sen } \phi'$ (**)

(*) valores usados geralmente

(**) Valores padrão

Os parâmetros λ^* e κ^* podem ser determinados plotando-se os resultados de ensaios de compressão isotrópica em termos de deformação volumétrica vs. logaritmo da tensão octaédrica efetiva. Ou ainda, serem relacionados com os parâmetros λ e κ do modelo Cam-Clay Modificado, obtidos plotando os resultados de ensaio de compressão isotrópica em termos do índice de vazios vs. logaritmo da tensão octaédrica efetiva.

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{1 + e} \quad (5.35)$$

$$\kappa^* = \frac{\kappa}{1 + e} \quad (5.36)$$

Alternativamente, é possível relacioná-los com os parâmetros C_c e C_s determinados em ensaios de compressão confinada (edométrico).

$$\lambda^* = \frac{C_c}{2,3 (1 + e)} \quad (5.37)$$

$$\kappa^* \approx \frac{2 C_s}{2,3 (1 + e)} \quad (5.38)$$

O índice de vazios é assumido constante (geralmente o valor inicial e_0). Nas Equações (5.37) e (5.38) observe que o valor utilizado é o índice de expansão C_s e não o índice de recompressão C_r , que, na prática são geralmente considerados ambos coincidentes.

Na ausência de ensaios de laboratório, é ainda possível estimar os valores de λ^* e κ^* pelas correlações sugeridas por Vermeer (2002):

$$\lambda^* = 0,3 IP \quad (5.39)$$

Para argilas acima da linha A do gráfico de plasticidade de Casagrande, e

$$\lambda^* \approx 0,2 (w_L - 0,1) \quad (5.40)$$

Para siltes e argilas onde w_L é o limite de liquidez. Conhecendo o fato de que

$$2,5 \leq \lambda^* / \kappa^* \leq 7 \quad (5.41)$$

é então possível obter uma estimativa do índice de expansão modificado κ^* com auxílio das Equações (5.38) e (5.39) de acordo com Vermeer (2002).

6. Estudo de Caso

6.1. Descrição da região e dos projetos

O Complexo Industrial de Suape (Figura 6.1) situa-se no município de Ipojuca, localizado na região metropolitana de Recife (a 49 km da capital) próximo à foz dos rios Tatuoca e Masangana, entre o Cabo de Santo Agostinho e o Pontal do Cupe.



Figura 6.1 – Complexo Industrial de Suape (modificado de <https://www.suape.pe.gov.br/pt/noticias/1085-recordes-mantem-suape-entre-os-cinco-maiores-portos-publicos-do-pais>, 2019).

A região onde estão situados os dois projetos analisados no presente trabalho, apresenta um subsolo que varia desde o solo residual resistente aflorante até aluviões de solo muito mole de mangue, distribuídos em sua maior área (Figura 6.2).

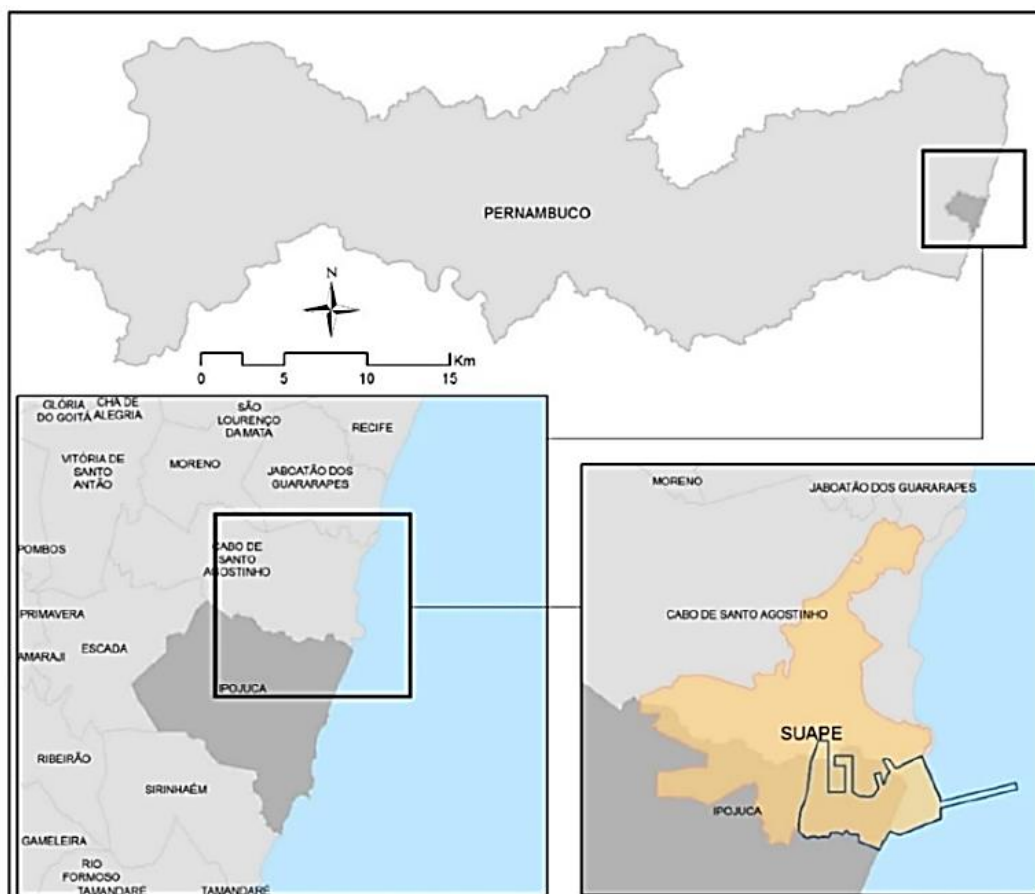


Figura 6.2 – Localização da região em estudo (modificado de Freire, 2016).

A Figura 6.3 mostra a localização geral desses projetos que foram analisados, podendo ser observado que ambos se encontram nas proximidades das áreas anteriormente descritas no capítulo 4.



Figura 6.3 – Localização dos projetos de tanque (modificado de Google Earth, 2019).

A Figura 6.4 mostra uma imagem de satélite, com a localização da área específica (retângulo azul) do projeto que consta de 8 Tanques (Tanques 28, 29, 30, 31, 32, 33, 34 e 35) com seus respectivos radiers estaqueados que atualmente estão em construção (2023). Nesta seção será analisado numericamente o comportamento

do radier estaqueado do tanque TQ-34 (Figura 6.5), esse tanque tem as mesmas características geométricas que os outros sete.



Figura 6.4 – Localização da área do projeto com radier estaqueado (modificado de Google Earth, 2019).

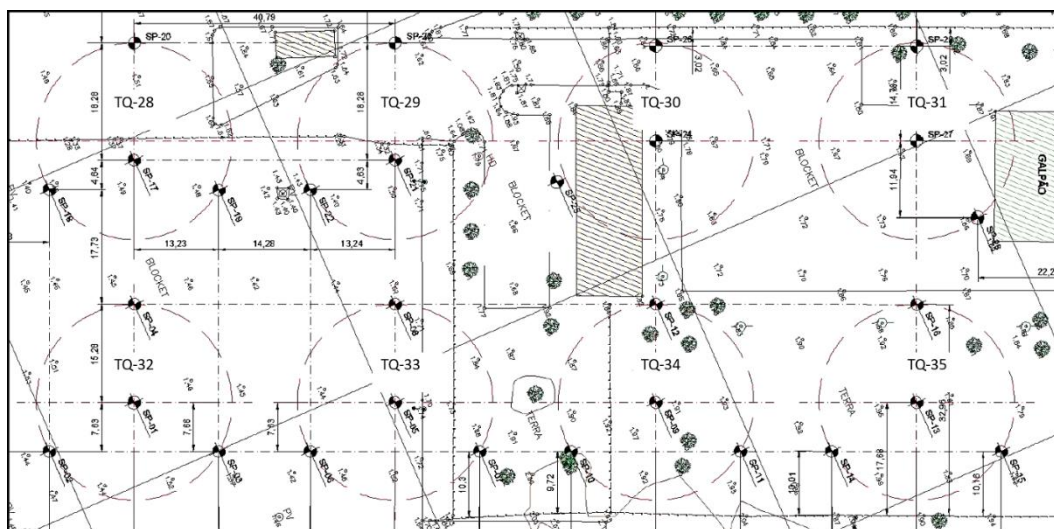


Figura 6.5 – Esquema de localização dos rádies estaqueados e os furos de sondagem (modificado de BEAPE-F-0011, S TEC, 2018).

Da mesma forma, a Figura 6.6 mostra uma imagem de satélite, com a localização da área específica (quadrado verde) do projeto que consta de 4 tanques (Tanques 21, 22, 24, 25) com fundação superficial e um anel perimetral cada, já construídos. Nessa seção serão interpretados os recalques medidos ocorridos nos quatro tanques quando foram submetidos aos testes hidrostáticos.



Figura 6.6 – Localização da área do projeto com radier superficial (modificado de Google Earth, 2019).

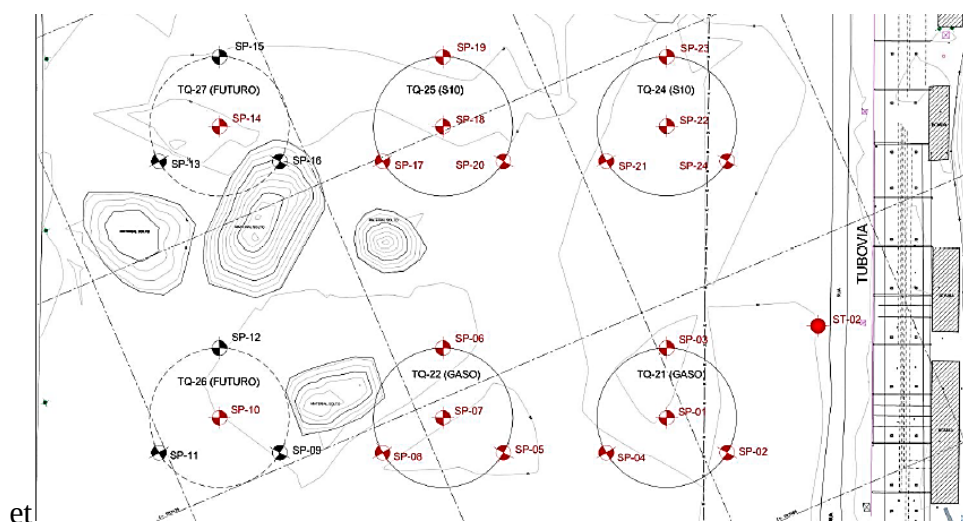


Figura 6.7 – Esquema de localização do Projeto de Fundação Superficial os furos de sondagem (modificado de BEAPE-B-0003, Excenge 2017).

6.2. Caracterização geológica e geotécnica da área

Com a finalidade de obter a estratificação do subsolo, foram utilizados os resultados de furos de sondagens a percussão (SPT). O Projeto de Fundação com Radier Estaqueado contou com 29 furos de sondagens, sendo 8 delas (SP-01, SP-05, SP-09, SP-13, SP-17, SP-21, SP-24, SP-27) quase todas localizadas no centro de cada um dos oito tanques, com profundidade média de 40 m, com exceção das

sondagens SP-17 e SP-21 deslocadas aproximadamente 3 m do centro do tanque, na direção sul. As demais sondagens tanques (SP-02, SP-03, SP-04, SP-06, SP-07, SP-08, SP-10, SP-11, SP-12, SP-14, SP-15, SP-16, SP-18, SP-19, SP-20, SP-22, SP-23, SP-25, SP-26, SP-28, SP-29) foram localizados nos perímetros dos tanques com profundidade média de 20 m. Em todos os furos foi observado a existência de nível d'água a uma profundidade média de 2,5 m.

A Figura 6.8 mostra uma planta com a distribuição dos tanques, o número de sondagens e as respectivas localizações (BEAPE-F-0011, S TEC, 2018).

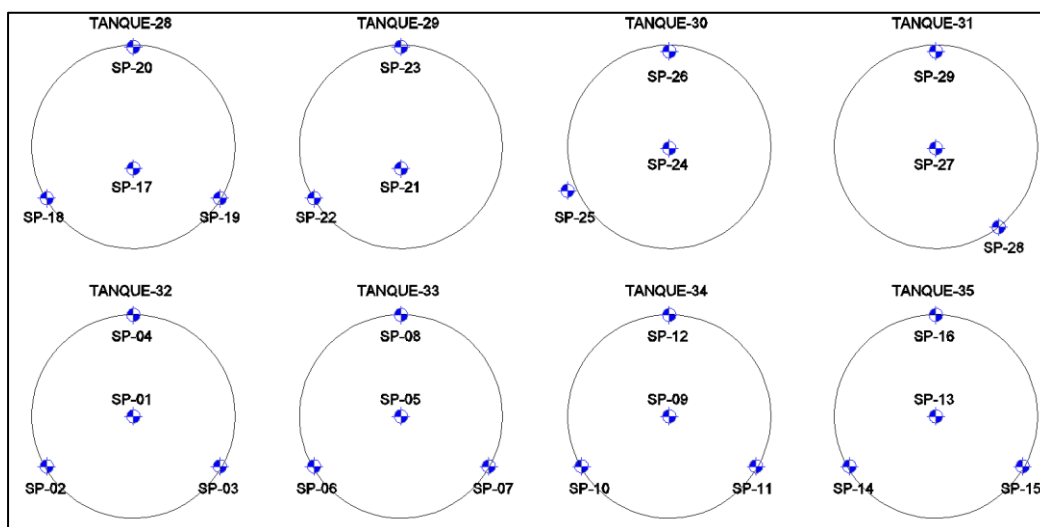


Figura 6.8 – Planta de locação das sondagens e dos tanques do Projeto com Radier Estaqueado.

Para os Tanques com Fundação Superficial (T-21, T-22, T-24, T-25) foram realizadas 24 sondagens SPT, localizadas no centro de cada tanque (SP-01, SP-07, SP-10, SP-14, SP-18, SP-22) e distribuídas ao longo dos respectivos perímetros (SP-02, SP-03, SP-04, SP-05, SP-06, SP-08, SP-09, SP-11, SP-12, SP-13, SP-15, SP-16, SP-17, SP-19, SP-20, SP-21, SP-23, SP-24), todas com profundidade média de 42 m e com nível d'água subterrânea localizado na profundidade média de 3,0 m.

A Figura 6.9 mostra uma planta com a distribuição dos tanques, do número de sondagens SPT e respectivas localizações. Nessa mesma figura existem dois tanques (Tanques 26 e 27), ambos ilustrados em cinza, que não foram construídos e por isso não entraram na avaliação experimental dos recalques medidos.

A Figura 6.10 é apresentado o boletim de sondagem SP-01 que pertence ao projeto de Radier Estaqueado, enquanto a Figura 6.11 mostra o boletim SP-08 pertence ao projeto de Fundação Superficial. Os demais boletins de sondagem para os ambos projetos de fundação estão apresentados nos Anexo III – Boletins de sondagem SPT do Projeto de Fundação com Radier Estaqueado e Anexo IV – Boletins de sondagem SPT do Projeto de Fundação Superficial, respectivamente.

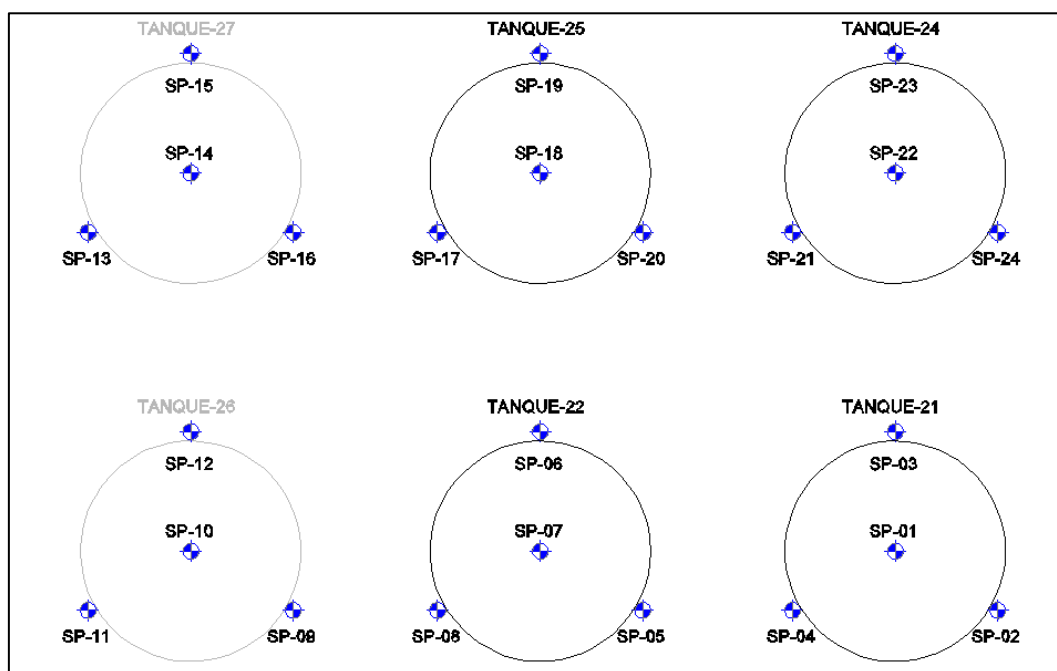
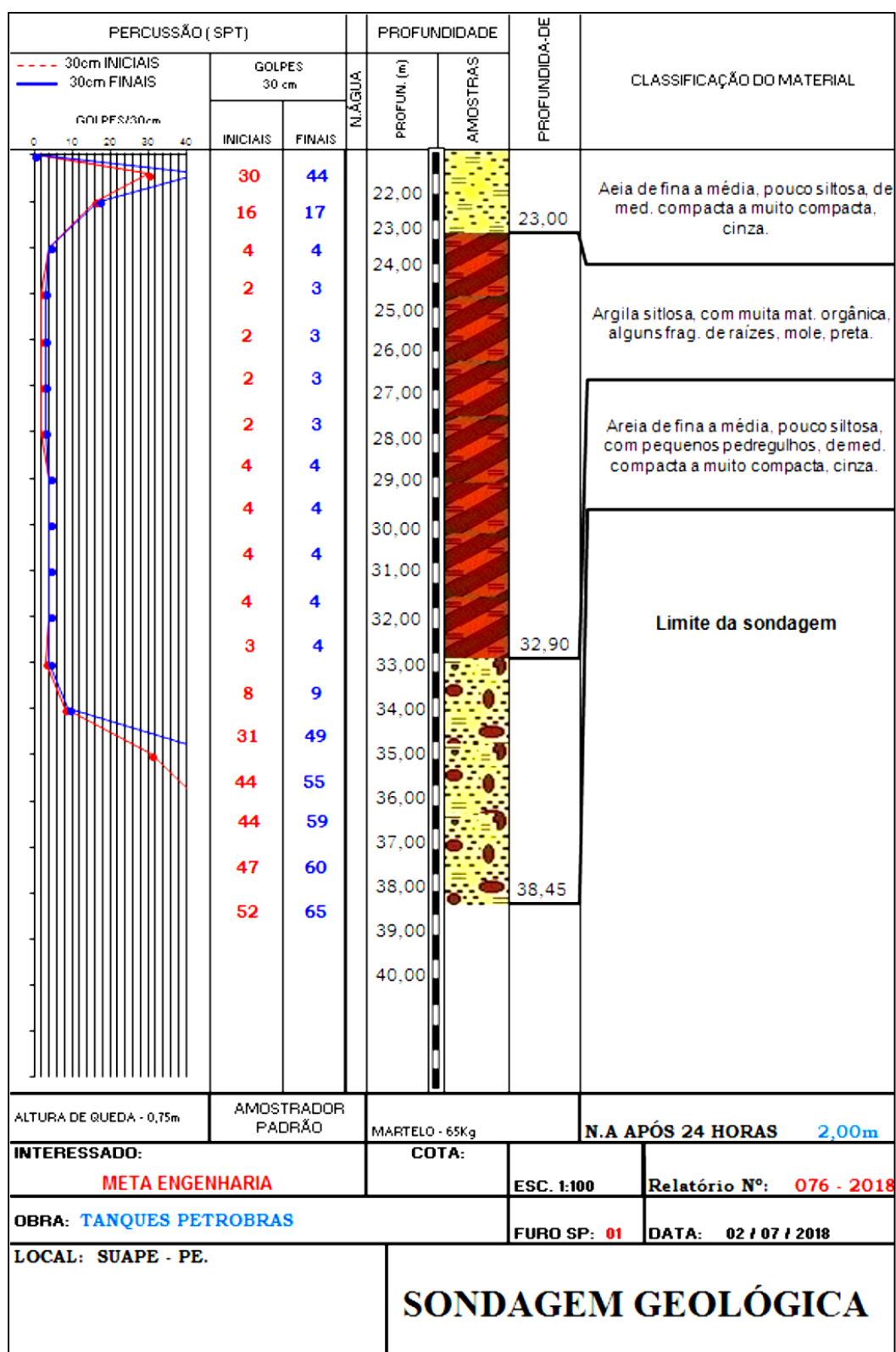


Figura 6.9 – Planta de sondagens dos Tanques com Fundação Superficial.

Avaliando de forma conjunta as 53 sondagens disponíveis, os resultados da campanha de investigação do subsolo indicam que o substrato é formado por sedimentos recentes do período Quaternário, com alternâncias de energia de deposição e sedimentação. Observa-se a existência de sedimentos de origem fluvio-lagunar (intercalações estratigráficas constituídas de areias finas, siltes e argilas moles) e de sedimentos marinhos (camadas espessas de areia), sendo o nível do lençol freático raso, situado em uma profundidade média entre 2,5 a 3,5 m. Este tipo de formação geológica ocorre frequentemente ao longo do litoral brasileiro.

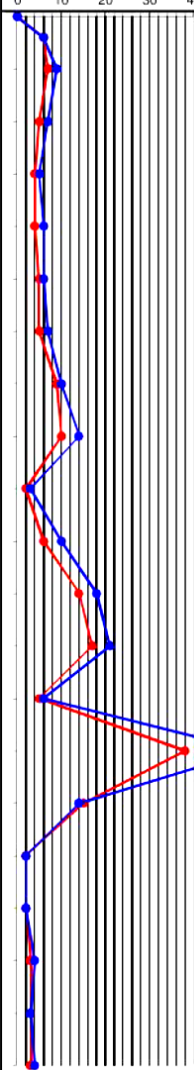
PERCUSSÃO (SPT)			PROFUNDIDADE		PROFUNDIDADE-DE	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
30cm INICIAIS 30cm FINAIS GOLPES/30cm	GOLPES 30 cm		PROFUN. (m)	AMOSTRAS		
0 10 20 30 40	INICIAIS	FINAIS	N.º			
	3	10			0,15	Piso em paralelo.
	16	22	1,00			
	7	7	2,00			
	5	3	3,00		3,15	Areia de fina a média, siltosa, de pouco compacta a compacta, variegada.
	7	9	4,00		3,90	
	15	21	5,00			Argila siltosa, com muita mat. orgânica e frag. de turfa, mole, preta.
	14	14	6,00			
	17	22	7,00			Areia de fina a média, siltosa, med. compacta a compacta, cinza.
	14	16	8,00			
	15	18	9,00			Argila siltosa, com muita mat. orgânica e frag. de turfa, de muito mole a mole, preta.
	13	15	10,00			
	17	22	11,00		11,80	Silte argiloso, médio, cinza.
	2	2	12,00			
	3	3	13,00		13,50	Areia de fina a média, pouco siltosa, med. compacta, cinza.
	6	6	14,00		14,90	
	7	11	15,00		16,00	Argila siltosa, com muita mat. orgânica e frag. de turfa, mole, preta.
	4	4	16,00			
	4	4	17,00		17,60	
			18,00			
	18	23	19,00			
	27	35	20,00			
	26	37	21,00			
ALTURA DE QUEDA - 0,75m	AMOSTRADOR PADRÃO		MARTELO - 65Kg		N.A APÓS 24 HORAS 2,00m	
INTERESSADO: META ENGENHARIA			COTA:		ESC. 1:100	Relatório Nº: 076 - 2018
OBRA: TANQUES PETROBRAS			FURO SP: 01		DATA: 02 / 07 / 2018	
LOCAL: SUAPE - PE.			SONDAGEM GEOLÓGICA			

a) Primeira parte do boletim de sondagem SP-01



b) Segunda parte do boletim de sondagem SP-01

Figura 6.10 – Boletim de sondagem SP-01 de Projeto de Fundação de Radier Estaqueado (modificado de BEAPE-F-0011, Meta Engenharia, 2018).

PERCUSSÃO (SPT)			PROFUNDIDADE		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
30cm INICIAIS 30cm FINAIS	GOLPES 30 cm		N.º ÁGUA	AMOSTRAS	
	INICIAIS	FINAIS			
GOLPES / 30cm			PROFUN. (m)	PROFUNDIDADE	
					
				0,50	Areia de fina a média, silto argilosa, com alguns pedregulhos, pouco compacta, cinza (aterro).
6 6			1,00		
7 9			2,00		
5 7			3,00		
4 5			4,00		
4 6			5,00		Areia de fina a média, pouco siltosa, de pouco a med. compacta, cinza.
5 6			6,00		
5 7			7,00		Turfa orgânica, mole, preta.
9 10			8,00		
10 14			9,00	8,90	Areia de fina a média, pouco siltosa, com pequenos pedregulhos, de med. compacta a compacta, cinza.
2 3			10,00	10,15	
6 10			11,00		Argila siltosa, com muita mat. orgânica e frag. de turfa, média, preta.
14 18			12,00	12,80	
17 21			13,00		Areia de fina a média, pouco siltosa, de med. compacta a compacta, cinza.
5 6			14,00	14,00	
28 53			15,00	15,60	
15 14			16,00		
2 2			17,00		
2 2			18,00		
3 4			19,00		
3 3			20,00		
3 4			21,00		
ALTURA DE QUEDA - 0.75m		AMOSTRADOR PADRÃO	MARTELO - 65Kg		N.A APÓS 24 HORAS 3.50m
INTERESSADO: EXCENGE			COTA: 3.303	ESC. 1:100	Relatório N°: 145 - 2016
OBRA: TQ 22			FURO SP: 08	DATA: 02 / 01 / 2017	
LOCAL: SUAPE PETROBRAS			SONDAGEM GEOLÓGICA		

a) Primeira parte do boletim de sondagem SP-08

PERCUSSÃO (SPT)			PROFUNDIDADE		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
GOLPES 30 cm		N.º ÁGUA	AMOSTRAS	PROFUNDIDADE	
30cm INICIAIS	30cm FINAIS				
GOLPES / 30cm		INICIAIS	FINAIS	PROFUN. (m)	
3	4			22,00	Argila siltosa, com muita mat. orgânica e frag. de turfa, de muito mole a mole, preta.
3	4			23,00	
10	12			23,90	
2	2			24,00	Areia de fina a média, pouco siltosa, med. compacta, cinza.
3	3			25,00	
3	4			26,00	
3	4			27,00	Argila siltosa, com muita mat. orgânica, frag. de turfa e madeira apodrecida, de muito mole a mole, preta.
3	4			28,00	
3	4			29,00	
4	4			30,00	Areia de fina a média, pouco siltosa, com pequenos pedregulhos, de compacta a muito compacta, cinza.
4	4			31,00	
4	4			32,00	
10	20			33,00	Limite da sondagem OBS: 1) Aos 40,80m o terreno apresentou-se impenetrável a percussão.
33	39			33,15	
38	50			34,00	
44	58			35,00	
49	64			36,00	
26	33			37,00	
45	70			38,00	
53	75			39,00	
				40,00	
				40,80	
				41,00	
				42,00	
				43,00	
ALTURA DE QUEDA - 0,75m		AMOSTRADOR PADRÃO		MARTELO - 65Kg	
INTERESSADO:		COTA:		N.º APÓS 24 HORAS 3,50m	
EXCENGE		3.303		Relatório N.º: 145 - 2016	
OBRA: TQ 22		FURO SP: 08		DATA: 02 / 01 / 2017	
LOCAL: SUAPE PETROBRAS		SONDAGEM GEOLÓGICA			

b) Segunda parte do boletim de sondagem SP-08

Figura 6.11 – Boletim de sondagem SP-08 do Projeto de Fundação Superficial (modificado de BEAPE-B-0002, Excenge, 2017).

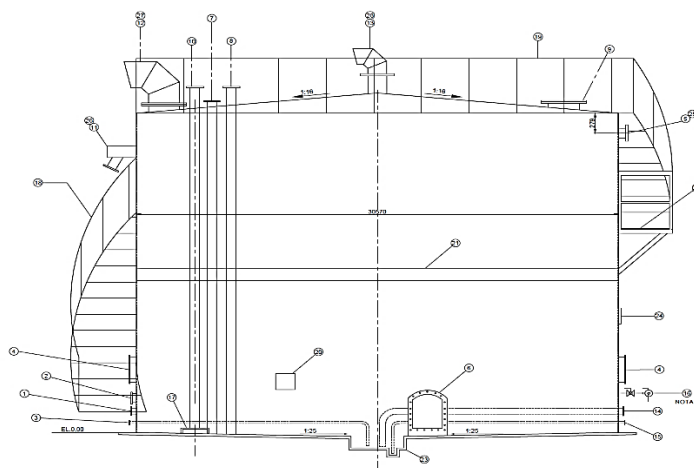
6.3. Características dos tanques

Os tanques (Tipo 1) que possuem radier estaqueado e os tanques (Tipo 2) com fundação superficial têm a seguintes características:

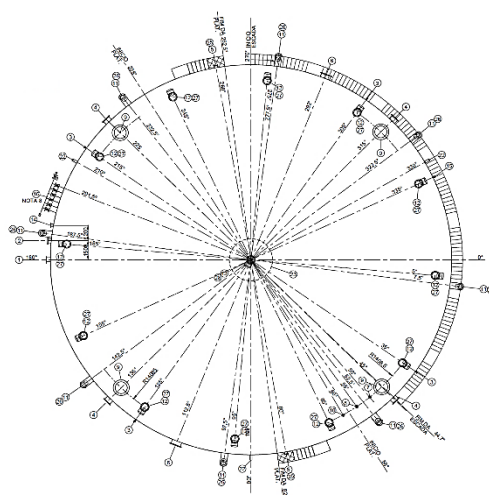
Tabela 6.1 – Características técnicas dos Tipo 1 e tipo 2 (modificado de BEAPE-F-410, Petrobras BR Distribuidora, 2018; de BEAPE-F-0358, Excenge, 2017).

Tanque	Diâmetro	Altura	Capacidade	Peso do Tanque	Peso do Tanque Cheio de Água	Peso do Tanque em Operação
Nº	[m]	[m]	[m³]	[kN]	[kN]	[kN]
Tipo 1	30,57	19,2	14085	3020	143870	122740
Tipo 2	28,366	14,734	9311	2420	95530	69460

A localização de acessórios e conexões podem ser vistas nas plantas da Figura 6.12, para o tanque Tipo 1, e na Figura 6.13, para o tanque Tipo 2, ambos de eixo vertical e de teto cônico.

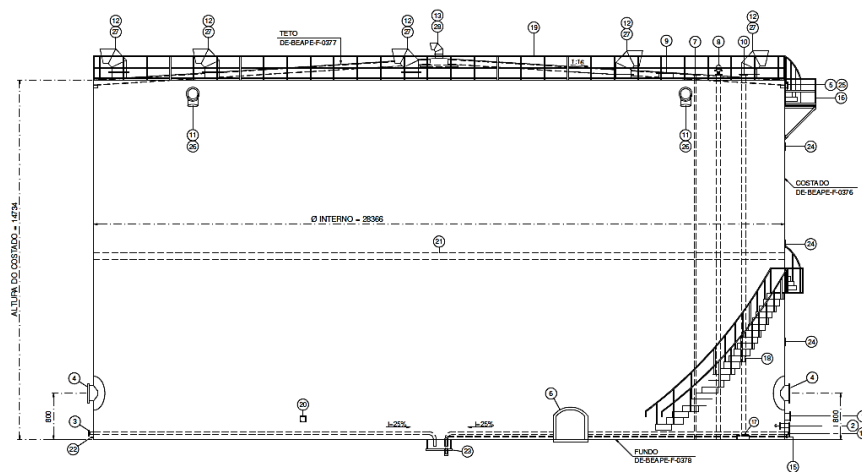


a) Vista lateral do tanque Tipo 1

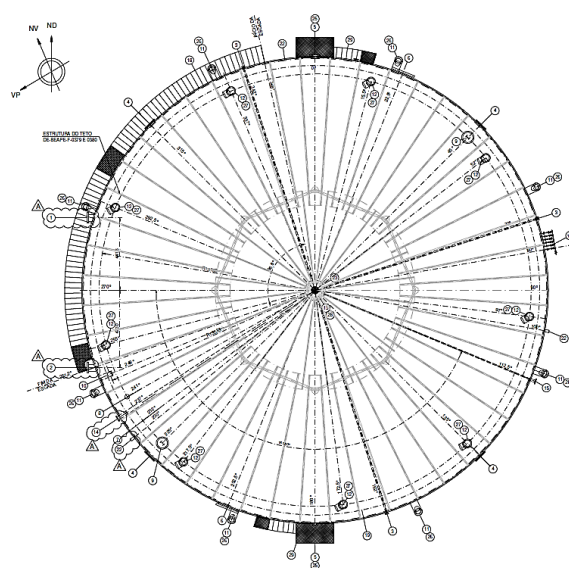


b) Vista em planta do tanque Tipo 1

Figura 6.12 – Vistas do tanque Tipo 1 (modificado de BEAPE-F-410, Petrobras BR Distribuidora, 2018).



a) Vista lateral do tanque Tipo 2



b) Vista em planta do tanque Tipo 2

Figura 6.13 – Vistas do tanque Tipo 2 (modificado de BEAPE-F-0358, Excenge, 2017).

6.4. Projeto de Fundação de Radier Estaqueado

A Figura 6.14 mostra a planta digitalizada do Projeto de Fundação de Radier Estaqueado com a localização dos perfis longitudinais (2) e das seções transversais (4).

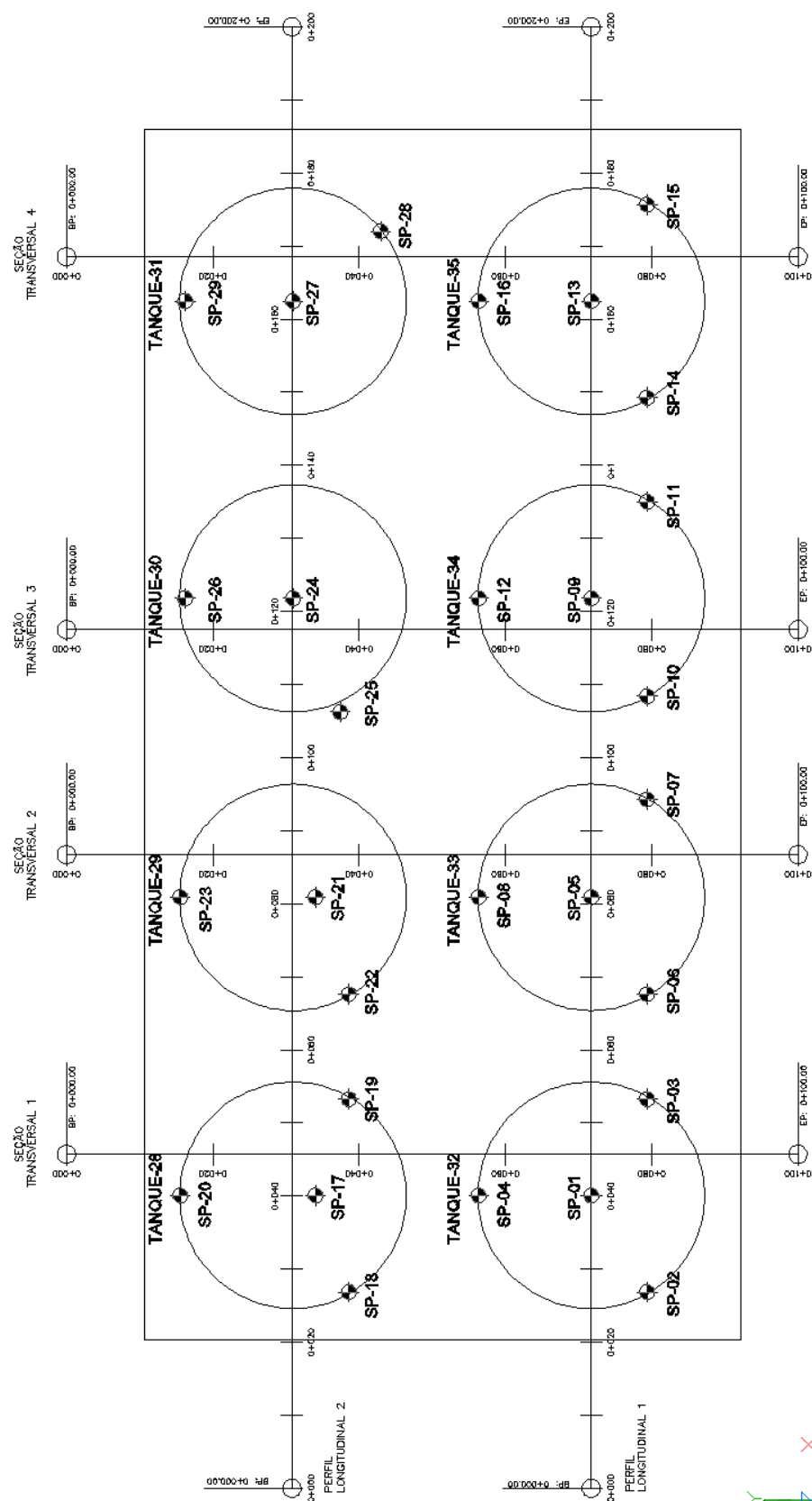


Figura 6.14 – Eixos dos perfis do Projeto de Fundação de Radier Estaqueado.

A Tabela 6.2 apresenta o número de furos de sondagem com suas respectivas coordenadas UTM e a profundidade atingidas.

Tabela 6.2 – Coordenadas e profundidades dos furos de sondagem (modificado de BEAPE-F-0011, S TEC, 2018).

FURO	NORTE	LESTE	PROFUNDIDADE [m]
SP-01	9071064,000	283487,000	Impenetrável
SP-02	9071056,377	283473,778	20
SP-03	9071056,377	283500,186	20
SP-04	9071079,415	283487,000	20
SP-05	9071064,000	283527,804	Impenetrável
SP-06	9071056,377	283514,526	20
SP-07	9071056,377	283541,182	20
SP-08	9071079,415	283527,804	20
SP-09	9071064,000	283568,716	Impenetrável
SP-10	9071056,377	283555,334	20
SP-11	9071056,377	283581,942	20
SP-12	9071079,415	283568,716	20
SP-13	9071064,000	283609,378	Impenetrável
SP-14	9071056,377	283596,187	20
SP-15	9071056,377	283622,592	20
SP-16	9071079,415	283609,378	20
SP-17	9071101,701	283487,000	Impenetrável
SP-18	9071097,162	283473,778	20
SP-19	9071097,162	283500,186	20
SP-20	9071120,199	283487,000	20
SP-21	9071101,701	283527,804	Impenetrável
SP-22	9071097,162	283514,526	20
SP-23	9071120,199	283527,804	20
SP-24	9071104,785	283568,716	Impenetrável
SP-25	9071098,333	283553,174	20
SP-26	9071119,523	283568,716	20
SP-27	9071104,785	283609,378	Impenetrável
SP-28	9071092,789	283618,938	20
SP-29	9071119,523	283609,378	20

6.4.1. Perfil geológico – geotécnico

De acordo com o relatório de sondagem (Anexo III), a região analisada possui uma camada majoritariamente de areia fina a média, siltosa, pouco compacta a compacta, com intercalação de camadas de argila mole.

A Tabela 6.3

Tabela 6.3 mostra um resumo do número de golpes dos 30 cm finais do ensaio SPT, obtidos em cada furo de sondagem, a cada metro de profundidade.

Tabela 6.3 – Resumo do Nspt nos furos de sondagem do Projeto de Fundação Estaqueado.

Prof.	FUROS DE SONDAAGEM SP																												
[m]	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
1	10	12	15	15	0	12	2	10	3	0	2	2	6	2	4	2	10	15	15	9	8	16	7	2	5	3	8	1	3
2	22	14	22	12	18	17	7	14	5	8	9	6	11	10	7	10	14	12	13	13	8	12	7	9	7	7	12	8	7
3	7	6	6	8	18	8	6	8	8	5	5	6	7	6	6	6	6	7	7	8	8	6	6	6	7	6	6	7	5
4	3	7	6	2	17	4	3	9	6	5	5	4	7	2	6	4	2	2	2	3	4	2	3	4	4	3	3	3	7
5	9	10	17	29	11	10	11	4	2	3	2	3	4	12	2	9	9	10	9	20	9	26	8	4	11	2	2	9	3
6	21	14	23	26	14	15	12	8	11	11	23	11	8	18	9	14	32	22	12	8	17	22	12	14	16	17	19	12	11
7	14	13	16	20	15	16	10	17	9	15	9	10	10	23	8	19	24	13	12	0	16	23	20	6	14	11	11	8	8
8	22	15	4	5	20	17	9	16	12	3	15	8	9	19	6	2	12	15	14	6	20	17	11	7	5	8	7	4	7
9	16	18	26	12	16	4	8	16	3	15	23	3	6	2	17	4	20	4	28	3	4	4	5	6	5	4	5	4	4
10	18	23	30	18	20	2	19	7	3	13	24	3	4	2	4	2	29	4	27	3	4	2	3	6	6	3	35	1	3
11	15	27	32	24	27	3	2	2	3	4	6	6	6	16	6	14	4	4	4	4	4	3	23	18	35	24	27	4	39
12	22	20	7	14	13	12	22	2	18	17	4	16	22	28	16	20	2	4	4	4	5	29	34	21	12	20	8	33	20
13	2	3	4	16	4	28	4	2	11	16	13	8	24	10	10	7	12	12	5	7	7	6	9	7	12	9	5	5	6
14	3	17	3	16	5	4	2	10	8	11	12	9	8	5	5	5	8	15	11	8	11	8	6	10	6	4	5	6	7
15	6	2	4	9	11	3	6	9	20	13	7	19	16	18	20	30	15	16	15	25	12	9	27	34	10	29	21	20	29
16	11	2	9	9	14	12	20	17	13	28	20	21	21	25	10	19	24	12	19	33	12	11	30	17	24	12	18	20	29
17	4	27	11	10	29	20	12	20	14	19	10	18	12	12	22	12	26	23	13	37	22	24	16	12	12	19	10	12	12
18	4	21	18	18	20	16	15	12	24	20	10	8	10	7	30	11	14	20	4	22	22	12	15	8	12	28	10	12	17
19	23	10	30	14	20	24	30	16	19	24	15	16	22	6	37	40	28	27	0	22	33	25	22	9	30	34	6	23	14
20	35	26	35	18	26	25	33	20	24	29	31	24	16	7	15	43	28	30	15	30	16	26	27	15	28	20	6	20	22
21	37	27		28	35			25	20				27	25	28	39	35		18		16		36	25		30	17	27	30
22	44				34				21				30				20			32			21				22		
23	17				12				10				12				12			10			25				10		
24	4				3				4				6				11			4			4				3		
25	3				2				3				3				4			2			4				3		
26	3				3				3				3				2			4			4				3		
27	3				3				4				4				4			4			4				4		
28	3				3				4				4				3			4			4				5		
29	4				4				4				6				3			3			4				5		
30	4				4				4				5				4			4			5				5		
31	4				4				4				4				4			4			4				4		
32	4				4				4				4				4			4			4				4		
33	4				4				4				6				20			4			4				4		
34	9				4				12				5				38			15			4				8		
35	49				4				22				4				55			50			22				20		
36	55				4				41				8				59			45			35				50		
37	59				4				50				4				66			57			45				64		
38	60				9				53				4				64			61			6				72		
39	65				52				55				4				64			62			33						
40					57				60				4							66			55						
41					67								27										56						
42													55																
43													60																
44													64																AREIA
45													67																ARGILA

A elaboração dos perfis longitudinais e seções transversais utilizou todos os resultados obtidos na execução dos 29 furos de sondagens à percussão (SPT), realizados pela Empresa S TEC Consultoria e Projetos, no período de junho a agosto de 2018.

Para a classificação da compactidade dos solos granulares e da consistência dos solos finos foi utilizada a Tabela 6.4 do Anexo A da NBR-6484-2001:

Tabela 6.4 – Estados de compactidade e consistência do solo (modificado de NBR-6484, 2001).

Solo	Índice de resistência à penetração N	Designação ¹⁾
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	> 19	Dura (o)
¹⁾ As expressões empregadas para a classificação da compactidade das areias (fofa, compacta, etc.), referem-se à deformabilidade e resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não devem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compactidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na Mecânica dos Solos.		

Em função das informações obtidas das campanhas de sondagem, a seguinte classificação geral geotécnica das camadas atravessadas foi estabelecida para o Projeto de Fundação de Radier Estaqueado: uma camada de 20 m de espessura, constituída por areia fina a média, compacta a pouco compacta, com presença de silte, e intercalações com camadas argilosas contínuas, com espessuras variando entre 2 e 4 m, com matéria orgânica e silte. Abaixo da camada arenosa, encontra-se uma camada de argila com matéria orgânica, com espessura média de 10 m, seguida por outra camada de areia compacta.

A Figura 6.15 mostra uma visualização tridimensional estratigráfica feita com o programa *CIVIL 3D Geotechnical Module*, abrangendo toda a área do projeto, em que podem ser observadas as projeções dos perímetros dos oito tanques (círculos vermelhos) no topo do modelo.

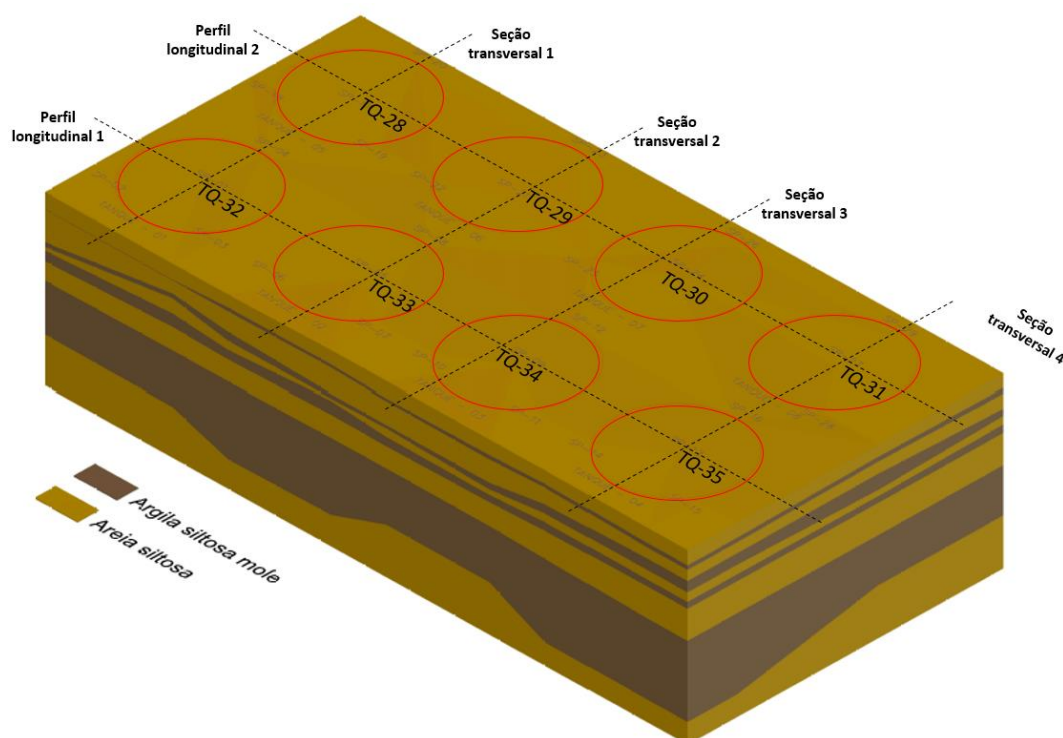


Figura 6.15 – Modelo tridimensional estratigráfico.

Como mostrado na Figura 6.14, foram considerados dois perfis longitudinais: o perfil longitudinal 1, que atravessa os centros dos tanques alinhados TQ-32, TQ-33, TQ-34, TQ-35, e o perfil longitudinal 2, que cruza os centros dos tanques alinhados TQ-28, TQ-29, TQ-30 e TQ-31. Da mesma forma, foram definidas as seções transversais 1, 2, 3 e 4 que atravessam os centros dos tanques TQ-32 e TQ-28, TQ-33 e TQ-29, TQ-34 e TQ-30, TQ-35 e TQ-31, respectivamente.

A Figura 6.16 mostra a seção transversal 1, obtida do modelo geológico-geotécnico tridimensional, as seções foram arranjadas conforme mostradas na Figura 6.14. Adicionalmente, foram colocadas em todos os perfis e seções transversais as leituras de todas as sondagens (o número de golpes dos últimos 30 cm), em função da profundidade do ensaio. Os 2 perfis longitudinais e as 4 seções transversais são apresentados no Apêndice I - Perfis longitudinais e seções transversais.

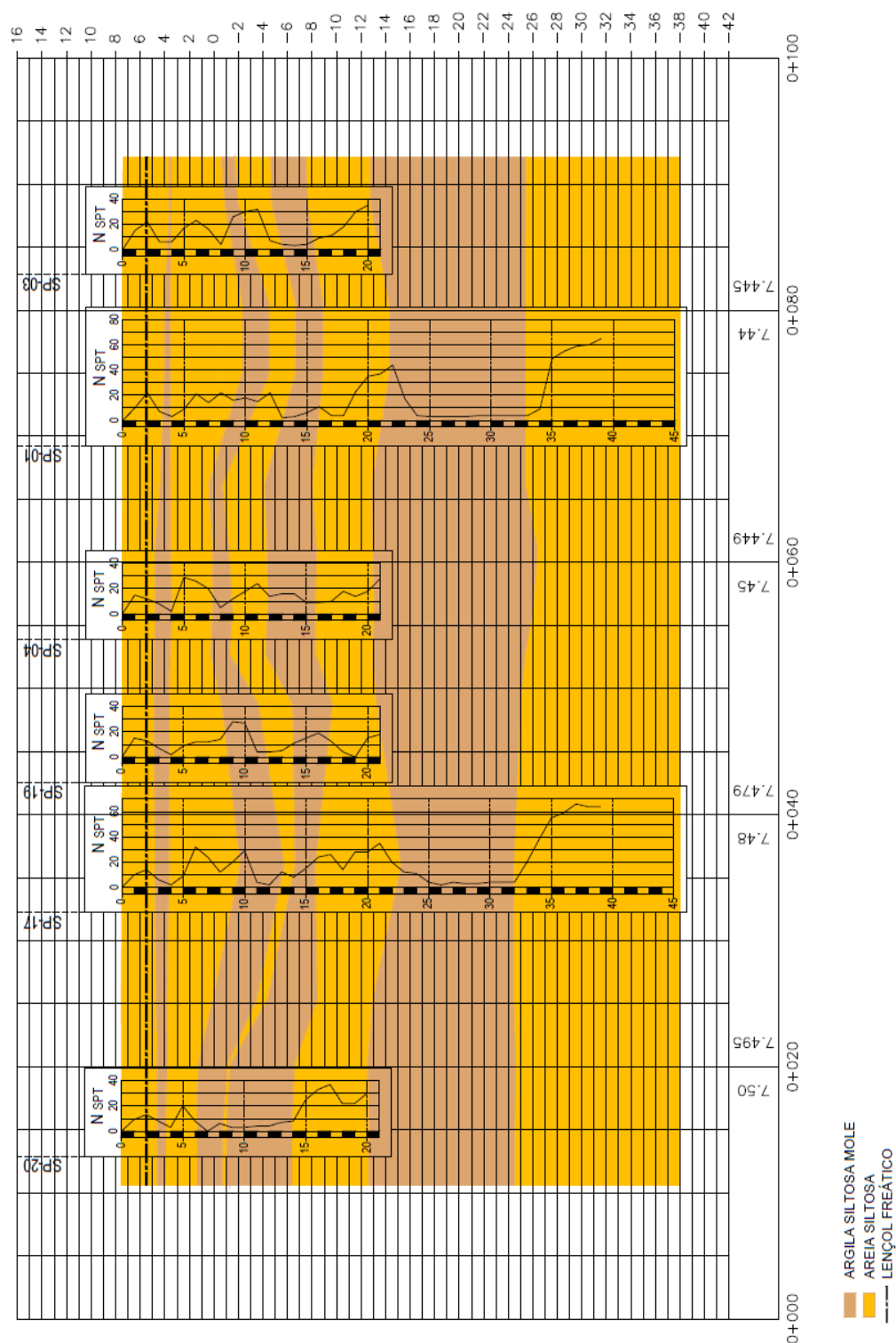


Figura 6.16 – Seção transversal 1.

6.4.2. Modelo numérico tridimensional

Com base ao modelo geológico – geotécnico tridimensional desenvolvido com o programa CIVIL 3D MODULE GEOTECHNICAL, foram admitidas

algumas simplificações para gerar o modelo numérico tridimensional utilizado no programa computacional *PLAXIS 3D V.22*. Conforme observados na Figura 6.16, a Figura 6.17 mostra o modelo numérico tridimensional do solo de fundação considerado na análise.

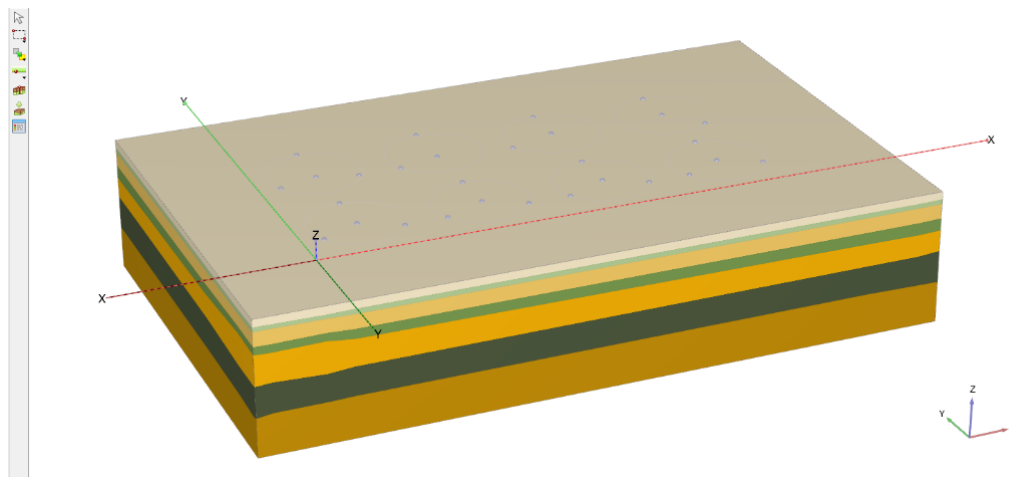


Figura 6.17 – Modelo numérico tridimensional com as camadas amarelas representando solos arenosos e as camadas verdes indicando solos argilosos.

Os parâmetros do modelo constitutivo *Hardening Soil Model* (para solos arenosos), foram obtidos com base em correlações com ensaios de campo. Adicionalmente, foi feita a calibração de alguns parâmetros de entrada, e com base nos resultados de provas de carga em estaca, permitiu melhorar o ajuste de valores, apresentada nas próximas seções.

Em relação aos parâmetros do modelo constitutivo *Soft Soil Model* (para solos moles), estes foram determinados a partir das curvas do ensaio oedométrico de amostras representativas para as três camadas do modelo (da Figura 4.17 a Figura 4.19 da seção 4.2.3).

Os valores dos parâmetros para os modelos HS e SS estão indicados nos itens 6.4.8.1 e 6.4.8.2, respectivamente.

6.4.3.

Capacidade de suporte do sistema de fundação de radier estaqueado

Para a obtenção das propriedades e parâmetros de resistência representativos das camadas do subsolo, a partir do número de golpes do SPT, foi efetuada a correção nos respectivos valores do número de golpes N_{spt} , considerando a energia de entrada no processo de cravação.

Embora a prática brasileira seja orientada pelas sugestões da norma NBR6484-2001, que estabelece critérios rígidos para os procedimentos de perfuração e ensaios com a adoção de um único tipo de amostrador, no meio técnico de engenharia existem variações regionais de procedimentos na execução de sondagens. Devido a variações da eficiência registradas na literatura durante os ensaios, correções no número de golpes são recomendáveis. Dessa maneira, no presente trabalho adotou-se o valor 1,20 para realizar a correção dos números de golpes obtidos em cada um dos furos de sondagem realizados para o uso de correlações propostas internacionalmente, esse valor costuma ser utilizado quando se tem o N_{spt} com eficiência média de 72% e será empregado o padrão internacional de N_{60} , com eficiência de 60%.

Por outro lado, os parâmetros de resistência não-drenada das argilas foram adotados em função dos valores analisados e obtidos do capítulo 4, com base nos estudos realizados na região próxima da construção dos tanques.

6.4.4.

Cálculo da capacidade de suporte do radier

De acordo com as sondagens SPT apresentadas no Anexo III, foi executada uma análise com a finalidade de obter a capacidade de suporte da fundação dos tanques conforme o apresentado na seção 5.1.1.

Com base no número de golpes do ensaio e o tipo de solo da camada superior arenosa em todas as sondagens, foi calculado um valor de N_{spt} médio de 6, calculado a partir da

Tabela 6.3. Esse valor foi utilizado para determinar os parâmetros de resistência da camada superior, para permitir o cálculo da capacidade de suporte admissível do radier.

Na obtenção do valor da capacidade de suporte, necessita-se inicialmente determinar os valores da densidade relativa e do ângulo de atrito, Equação (6.1) e Equação (6.3) respectivamente, com base nas correlações propostas por Giuliani e Nicoll (1982).

Em seguida, calculam-se os valores dos coeficientes N_c , N_q , N_γ pelas Equações (5.2), (5.3) e (5.4). Ao se tratar de um solo arenoso, foi considerado no cálculo da capacidade de suporte a parcela exclusivamente definida com o parâmetro N_q .

$$Dr = \frac{\sqrt{N_{60}}}{4,188 + 0,639 \sigma'_v{}^{0,606}} \quad (6.1)$$

onde $\sigma'_v = 9 \text{ kN/m}^2$ e o N_{60} é o N_{SPT} corrigido.

$$Dr = \frac{\sqrt{6}}{4,188 + 0,639 \cdot 0,9^{0,606}} = 0,559 \quad (6.2)$$

$$\phi' = \arctg (0,575 + 0,361 Dr^{0,866}) \quad (6.3)$$

Com o ângulo de atrito $\phi' = 37^\circ$ na Equação (6.3), o valor obtido de N_q na Equação (5.1) possibilita a estimativa da capacidade de suporte última da fundação, considerando exclusivamente a parcela de N_q (critério do projeto).

$$q_{b \text{ ul}} = 9 \text{ [kPa]} \cdot 53,80$$

$$q_{b \text{ ult}} = 484,20 \text{ kPa}$$

A TABELA 1 da NBR 6122-2022 recomenda que o fator de segurança para a capacidade de suporte de fundações superficiais seja igual a 3.

$$q_{b \text{ adm}} = \frac{q_{b \text{ ult}}}{3} = \frac{484,20 \text{ kPa}}{3}$$

$$q_{b \text{ adm}} = 161,4 \text{ kPa}$$

$$q_{b \text{ adm}} = 1,61 \text{ kg/cm}^2$$

A Tabela 6.5 mostra as cargas estáticas e a geometria do tanque Tipo 1:

Tabela 6.5 – Cargas estáticas e geometria do tanque Tipo 1 (modificado de RL-BEAPE-F-0032, PMMR, 2021).

Área carregada [m ²]	730,62
Tensão aplicada com tanque cheio de água [kN/m ²]	193
Tensão aplicada com tanque cheio de água [kg/cm ²]	1,93

A carga superficial mais desfavorável ocorre quando é realizado o teste hidrostático, com a tensão vertical de 1,93 kg/cm² aplicada pelo tanque cheio de água, superior à capacidade de suporte admissível $q_{b adm}$, necessitando, portanto, a consideração de estacas para transmitir, com base em mecanismo de transferência, as cargas ao solo com maior competência.

6.4.5. Capacidade de suporte de estacas

A capacidade de suporte de estacas, neste trabalho, foi determinada por meio do método alfa e beta (formulação teórica) descrito no item 5.1.2. desenvolvido para uma estaca escavada.

Os parâmetros de entrada foram obtidos com base na correlação proposta por distintos autores, em função do número de golpes de ensaios SPT, descrição das camadas a cada metro, posição do nível d'água, etc.

Alguns parâmetros de resistência, especificamente das argilas, também foram estimados da revisão de literatura efetuada no capítulo 4. Com base nisso, os resultados da sondagem SP-24 (Tabela 6.6) foram considerados os mais desfavoráveis para fins de estimativa da capacidade de suporte das estacas.

Tabela 6.6 – Sondagem SP-24 do Projeto de Fundação de Radier Estaqueado (modificado de BEAPE-F-0011, Meta Engenharia, 2018).

Prof. [m]	Tipo do solo	N spt Finais
1	Areia siltosa	2
2	Areia siltosa	9
3	Areia siltosa	6
4	Argila siltosa	4
5	Argila siltosa	4
6	Areia siltosa	14
7	Areia siltosa	6
8	Areia siltosa	7
9	Argila siltosa	6
10	Argila siltosa	6
11	Areia siltosa	18
12	Areia siltosa	21
13	Argila siltosa	7
14	Argila siltosa	10
15	Areia siltosa	34
16	Areia siltosa	17
17	Areia siltosa	12
18	Areia siltosa	8
19	Areia siltosa	9
20	Areia siltosa	15
21	Areia siltosa	25
22	Areia siltosa	21
23	Areia siltosa	25
24	Argila siltosa	4
25	Argila siltosa	4
26	Argila siltosa	4
27	Argila siltosa	4
28	Argila siltosa	4
29	Argila siltosa	4
30	Argila siltosa	5
31	Argila siltosa	4
32	Argila siltosa	4
33	Argila siltosa	4
34	Argila siltosa	4
35	Areia siltosa	22
36	Areia siltosa	35
37	Areia siltosa	45
38	Argila siltosa	6
39	Areia siltosa	33
40	Areia siltosa	55
41	Areia siltosa	56

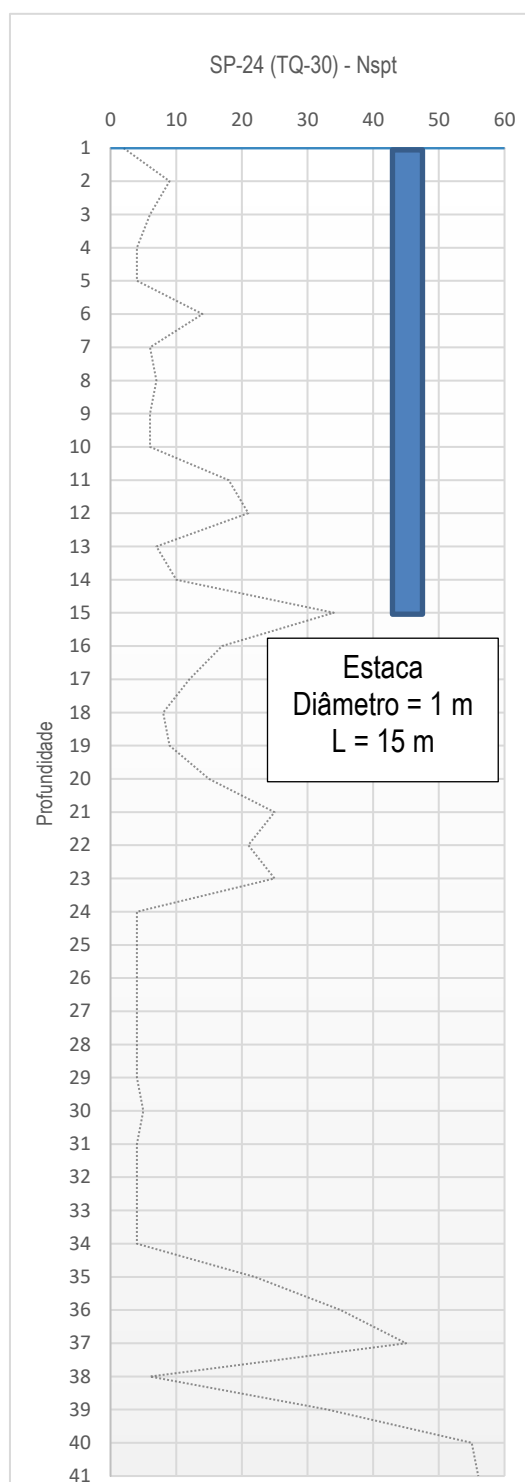


Figura 6.18 – Perfil Nspt finais – SP-24 do Projeto de Fundação de Radier Estaqueado.

Percebe-se que a partir da profundidade aproximada de 23 m, o subsolo local apresenta uma camada muito mole ($N_{spt} = 4$). Com o objetivo de redistribuir a carga total do tanque de maneira mais eficaz e reduzir a parcela que será transferida para a camada de argila mole, optou-se por projetar um sistema de radier

estaqueado, por permitir que parte da carga seja absorvida pelas estacas, e transmitida às camadas superficiais, enquanto a outra parcela seja suportada pelo radier.

Foram consideradas estacas escavadas com comprimento de 15 m e diâmetro de 1 m (Figura 6.18). Essa geometria foi adotada devido à aplicação de cargas muito elevadas, que estacas com diâmetros menores não conseguiriam atender satisfatoriamente, além do fato de que entre as profundidades entre 15 e 23 m pode-se contar com uma camada de solo mais competente do que as situadas acima.

Tanto para o cálculo da capacidade de suporte da ponta quanto da capacidade de suporte lateral, foram utilizadas pelas equações (6.4) e (6.6).

Para estimativa da resistência de ponta q_p , foi utilizada a expressão geral, considerando bases circulares de diâmetro D:

$$q_p = 1.3 c N_c + q N_q \quad (6.4)$$

Os valores dos coeficientes N_c , N_q foram obtidos com as Equações (5.1) e (5.2), de acordo com o tipo de solo.

Os pesos específicos de todas as camadas foram obtidos em função ao número de golpes do ensaio SPT, com base na proposta de Godoy (1972), e listados na Tabela 6.7 e na Tabela 6.8.

Tabela 6.7 – Pesos específicos para camadas argilosas (modificado de Godoy, 1972).

SOLOS ARGILOSOS		
Nspt	Consistência	Peso específico [kN/m³]
≤ 2	Muito mole	13
3 - 5	Mole	15
6 - 10	Média	17
11 - 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Tabela 6.8 – Pesos específicos para camadas arenosas (modificado de Godoy, 1972).

SOLOS ARENOSOS				
NSPT	Consistência	Peso específico [kN/m³]		
		Seco	Úmido	Saturado
< 5	Fofa	16	18	19
5 - 8	Pouco compacta	16	18	19
9 - 18	Medianamente compacta	17	19	20
19 - 40	Compacta	18	20	21
> 40	Muito compacta	18	20	21

O ângulo de atrito dos solos arenosos (ϕ') foi obtido com base nas correlações (6.1) e (6.3), propostas por Giuliani e Nicoll (1982), enquanto que para solos argilosos foram considerados os valores da resistência ao cisalhamento não drenada S_u , conforme resultados apresentados no capítulo 4.

A resistência lateral q_L , para as camadas argilosas e camadas arenosas, foi estimada pelas Equações (5.8) e (5.9). A Tabela 6.9 mostra um resumo, em função da profundidade em relação ao boletim de sondagem mostrado na Tabela 6.6, considerando os pesos específicos, tensões verticais totais, poropressão e tensões verticais efetivas na metade de cada camada.

Tabela 6.9 – Pesos específicos, poropressão e tensões verticais in situ.

Prof.	γ	σ_v	u_o	σ'_v
[m]	[kN/m³]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
1	18,00	9,00	5,00	4,00
2	19,00	27,50	15,00	12,50
3	19,00	46,50	25,00	21,50
4	15,00	63,50	35,00	28,50
5	15,00	78,50	45,00	33,50
6	20,00	96,00	55,00	41,00
7	19,00	115,50	65,00	50,50
8	19,00	134,50	75,00	59,50
9	17,00	152,50	85,00	67,50
10	17,00	169,50	95,00	74,50
11	20,00	188,00	105,00	83,00
12	20,00	208,00	115,00	93,00
13	17,00	226,50	125,00	101,50
14	17,00	243,50	135,00	108,50
15	21,00	262,50	145,00	117,50
16	20,00	283,00	155,00	128,00

Com base nos valores da Tabela 6.9, a resistência da ponta da estaca foi calculada para a profundidade de 15 m e diâmetro de 1 m, conforme Tabela 6.10.

Tabela 6.10 – Cálculo da resistência da ponta.

c'	N_c	q	N_q	R_p
[kN/m²]		[kPa]		[kN]
0,00	88,11	128,00	72,94	7724,93

Em seguida, determinou-se a capacidade de carga lateral da estaca escavada, conforme metodologia descrita na seção 5.1.2. A Tabela 6.11 resume o cálculo, onde se percebe que para determinação da resistência lateral dos solos argilosos foi utilizado a resistência ao cisalhamento S_u (Tabela 4.14) multiplicado pelo parâmetro α proposto por Kulhawy e Phoon (1993), conforme Equação (6.4).

$$\alpha = 0,5 \left(\frac{p_a}{S_u} \right)^{0,5} \quad (6.5)$$

$$p_a = 100 \text{ kPa}$$

Em solos arenosos, a tensão vertical efetiva é multiplicada pelo parâmetro β , o produto do coeficiente de empuxo horizontal (ko para estacas escavadas) pela tangente do ângulo de atrito na interface solo-estaca (adotado como o ângulo ϕ' da própria camada de solo), conforme Equação (6.5). A metodologia seguiu os passos apresentados nas equações (5.8) e (5.9) do capítulo 5, com os cálculos apresentados na Tabela 6.11.

$$\beta = ko \cdot \tan \phi' \quad (6.6)$$

Tabela 6.11 – Cálculo da resistência lateral.

Prof.	D_r	ϕ'	ko	RL (areia)	S_u	α	RL (argila)	RL	Σ RL Total
[m]	[-]	[°]		[kN]	[kPa]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]
1	0,668	30,00	0,50	11,34	--	--	--	11,34	11,34
2	0,516	37,90	0,39	20,28	--	--	--	20,28	31,62
3	--	--	--	--	16,00	1,25	62,83	62,83	94,45
4	--	--	--	--	16,00	1,25	62,83	62,83	157,28
5	0,720	40,25	0,35	38,59	--	--	--	38,59	195,87
6	0,455	37,15	0,40	47,61	--	--	--	47,61	243,48
7	0,477	37,43	0,39	56,11	--	--	--	56,11	299,59
8	--	--	--	--	24,00	1,02	76,95	76,95	376,55
9	--	--	--	--	24,00	1,02	76,95	76,95	453,50
10	0,716	40,21	0,35	78,12	--	--	--	78,12	531,62
11	0,754	40,62	0,35	87,45	--	--	--	87,45	619,07
12	--	--	--	--	28,00	0,94	83,12	83,12	702,19
13	--	--	--	--	28,00	0,94	83,12	83,12	785,31
14	0,908	42,21	0,33	109,87	--	--	--	109,87	895,18
15	0,629	39,23	0,37	120,68	--	--	--	120,68	1015,86

A Tabela 6.12 mostra um resumo da capacidade total e admissível de projeto, de ponta e lateral adotado pelo projetista como critério do projeto.

Tabela 6.12 – Resistência total e admissível das estacas (modificado de RL-BEAFE-F-0032, PMMR, 2021).

Resistencia	Última [kN]	Admissível [kN]
Lateral	1015	1015
Ponta	7725	3090
Total	8740	4105

Nota: Considerou-se 100% da resistência lateral e 40% da resistência da ponta (critério de projeto).

6.4.6.

Análise e interpretação das provas de carga em estaca

Como foi mencionado, durante a elaboração deste trabalho, o Projeto de Fundação de Radier Estaqueado foi executado no ano de 2023 de forma paralela a elaboração deste trabalho.

A empresa que vem construindo este projeto realizou quatro provas estáticas de carga. Assim, antes de proceder para a análise numérica, considerou-se a oportunidade de analisar e interpretar os resultados, de modo a calibrar o modelo numérico mais apropriadamente.

No mês de março de 2023, a empresa Vibra Energia executou, entre os dias 09 de março e 06 de abril de 2023, provas de carga em quatro estacas (construídas com a metodologia de substituição por meio da hélice contínua), denominadas PCP-01, PCP-02, PCP-03 e PCP-04 representadas na Figura 6.19 por meio dos pontos em vermelho. O procedimento dessas provas foi conduzido conforme recomendado pela NBR 16903/2020.

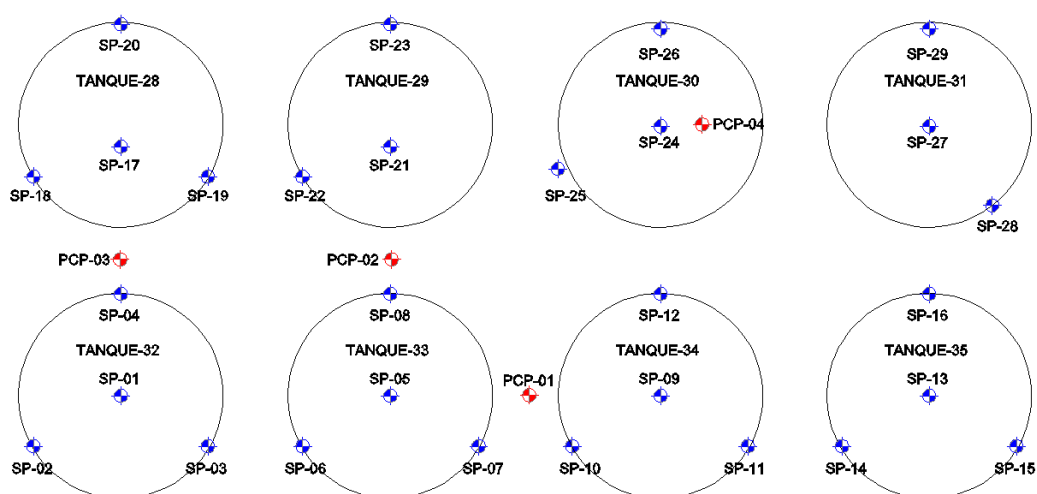


Figura 6.19 – Localização das provas de carga estática (em vermelho).

Os sistemas que formam parte da montagem da Prova de Carga Estática (PCE), está formado por:

- Sistema de reação (Figura 6.20): estacas de tração e vigas metálicas longitudinais e transversais;



Figura 6.20 – Sistema de reação (modificado de EXE22202-PCE-REL-001-R00, Geoprova, 2023).

- Sistema de aplicação e leitura de cargas (Figura 6.21): macacos, bombas hidráulicas e células de carga;



Figura 6.21 – Sistema de aplicação e leitura de cargas (modificado de EXE22202-PCE-REL-001-R00, Geoprova, 2023).

- Sistema de leitura dos recalques no topo (Figura 6.22): LVDT e vigas de referência.



Figura 6.22 – Sistema de leitura dos recalques (modificado de EXE22202-PCE-REL-001-R00, Geoprova, 2023).

Para obter as distintas parcelas de carga ao longo do fuste da estaca (mecanismo de transferência de carga), foram empregados extensômetros elétricos resistivos (*strain gauges*), colados em barras metálicas auxiliares e montados em pares longitudinais e transversais, diametralmente opostos, em 5 níveis (N0, N1, N2, N3, N4) formando uma ponte completa de Wheatstone, conforme mostrado na Figura 6.23. As instrumentações para as outras 3 estacas podem ser vistas no Projeto de Fundação de Radier Estaqueado Anexo I – Detalhe instrumentação de estacas para Prova de carga.

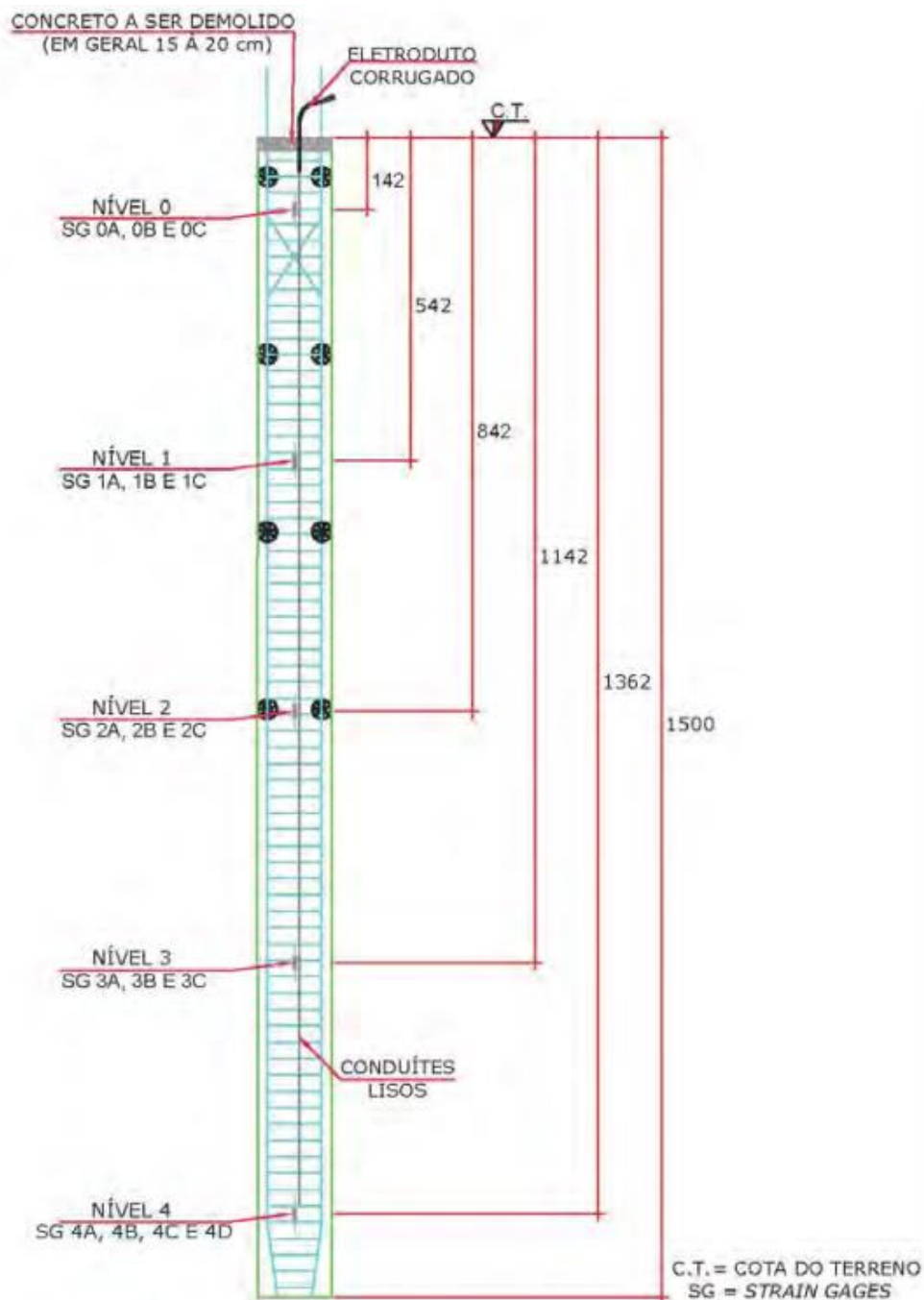


Figura 6.23 – Instrumentação da estaca PCP-01 (modificado de EXE22202-PCE-REL-001-R00, Geoprova, 2023).

A análise e interpretação destas provas foi de grande importância, pois apresentam o comportamento real das estacas, sendo fundamental para a calibração do modelo numérico.

6.4.6.1.

Procedimento das provas de carga

Na execução das provas de carga PCP-01A, PCP-02A, PCP-03 e PCP-04 foram aplicadas cargas do tipo lento, conforme a NBR 16.903/2020, que consiste no incremento de cargas em estágios sucessivos, com cada incremento de carga não superior a 20% da carga de trabalho prevista para a estaca ensaiada. Em cada estágio de carregamento, a carga é mantida até a estabilização dos deslocamentos, no mínimo por 30 min e no máximo por 120 min. Após o término do último estágio de carregamento é realizada uma leitura de 12 h, seguida do descarregamento em quatro estágios com períodos mínimos de 15 min. Caso a estaca atinja a ruptura, não é necessária a leitura de 12 h e inicia-se o descarregamento.

Nas provas de carga PCP.01B e PCP.02B foi adotado o carregamento tipo rápido, conforme a NBR 16.903/2020, que consiste na aplicação de cargas em estágios sucessivos, com cada incremento de carga não superior a 10% da carga de trabalho prevista para a estaca ensaiada. Em cada estágio de carregamento, a carga é mantida por 10 min, não sendo necessária a estabilização dos deslocamentos. Após o término do último estágio são realizadas quatro leituras sucessivas: 30 min, 60 min, 90 min e 120 min, mantendo-se a carga máxima de ensaio, seguindo-se o descarregamento em quatro estágios com períodos mínimos de 10 min. Após a conclusão do descarregamento é realizada uma leitura de 30 min; caso a estaca atinja a ruptura, pode-se proceder o descarregamento a qualquer momento durante o ensaio. O critério de paralização adotado foi atingir, no mínimo, 200 mm de deslocamento ou obter a carga máxima de ensaio, conforme orientações do projetista.

6.4.6.2.

Metodologia de medição

A metodologia de medição aplicada neste projeto consistiu em: (i) utilizar os valores medidos da variação da resistência elétrica; (ii) correlacionar com os respectivos valores de deformação específica; (iii) multiplicar esse valor pelo módulo de elasticidade da barra livre (ou alternativamente do concreto, no caso do embutimento em estacas) e pela área da seção transversal (barra livre ou da estaca).

Outro procedimento recomendável, mas não foi realizado neste projeto, seria proceder a calibração das barras instrumentadas, ou alternativamente, utilizar um procedimento que associa diretamente os valores medidos das variações da resistência elétrica/deformações específicas, em uma seção de referência (topo da estaca), com a carga aplicada no topo indicada pela célula de carga. Através de proporcionalidade dos correspondentes valores obtidos nas seções ao longo do fuste da estaca, é então obtida a força atuante correspondente.

6.4.6.3.

Curvas carga – recalque

Desde a Figura 6.24 a Figura 6.27 mostram as curvas carga - recalque obtidas em cada uma das provas de carga. Na Figura 6.24, o ensaio PCP-01 é inicialmente executado até o 15º estágio de carregamento (PCP-01A), quando o êmbolo do cilindro hidráulico atingiu seu deslocamento máximo, sendo em seguida realizado o descarregamento em 3 estágios e o reposicionamento do sistema. O ensaio então foi retomado (PCP-01B) até a carga de 6.009 kN, prosseguindo-se para um novo descarregamento em 4 estágios.

A Figura 6.25 mostra que o ensaio PCP-02 foi inicialmente conduzido até o 5º estágio de carregamento (PCP-02A), momento em que o êmbolo do cilindro hidráulico chegou ao seu deslocamento máximo, sendo realizado o descarregamento em 3 estágios e o reposicionamento do sistema. Em seguida, o ensaio foi retomado (PCP-02B) com o carregamento rápido até a carga de 5.629 kN, quando se verificou uma ruptura nítida, caracterizada por deslocamento acentuado com impossibilidade de imposição de acréscimos de carga. Devido a isso, prosseguiu-se para a fase de descarregamento em 4 estágios.

Dessa forma, esses ensaios estão sendo apresentados em 3 etapas: PCP.01A e PCP.02A – 1º carregamento, PCP.01B e PCP.02B – 2º carregamento e, PCP.01C e PCP.02C – 2º carregamento com deslocamento residual do primeiro.

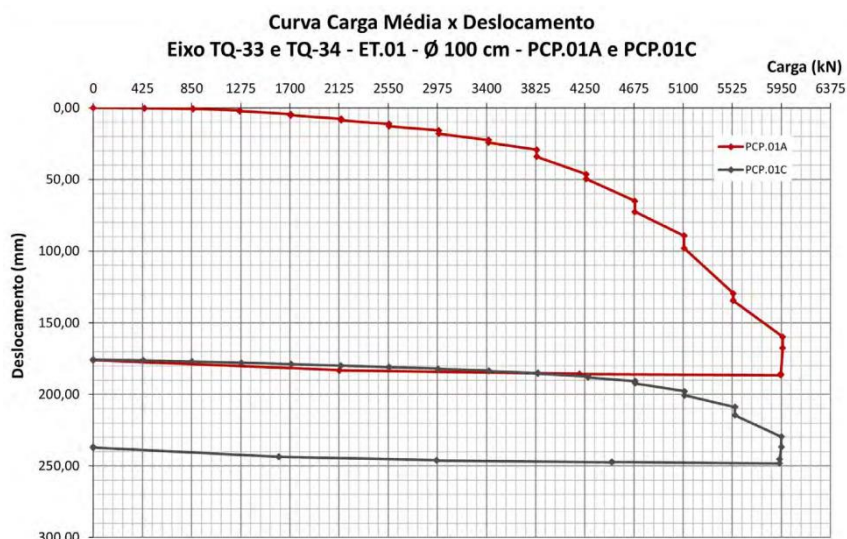


Figura 6.24 – Curva carga – recalque das estacas PCP-01A e PCP-01C (modificado de EXE22202-PCE-REL-001-R00, Geoprova, 2023).

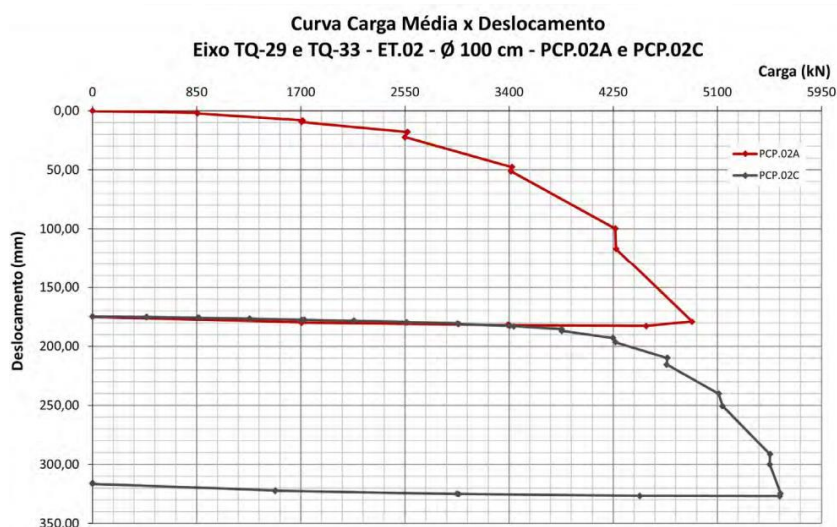


Figura 6.25 – Curva carga – recalque das estacas PCP-02A e PCP-02C (modificado de EXE22202-PCE-REL-001-R00, Geoprova, 2023).

A Figura 6.26 apresenta os resultados do ensaio PCP-03 conduzido até o 20º estágio de carregamento. Logo após, foi realizado o descarregamento em 4 estágios, procedimento conforme indicado pela NBR 16903/2020. Nesta prova de carga PCP-03 não houve nenhuma anomalia no momento de fazer as medições carga-recalque.

A Figura 6.27 se refere ao ensaio PCP-04 conduzido até o 10º estágio de carregamento. Logo após, foi realizado o descarregamento em 4 estágios. Nesta prova de carga PCP-04 também não houve nenhuma anomalia no momento de fazer as medições carga-recalque.

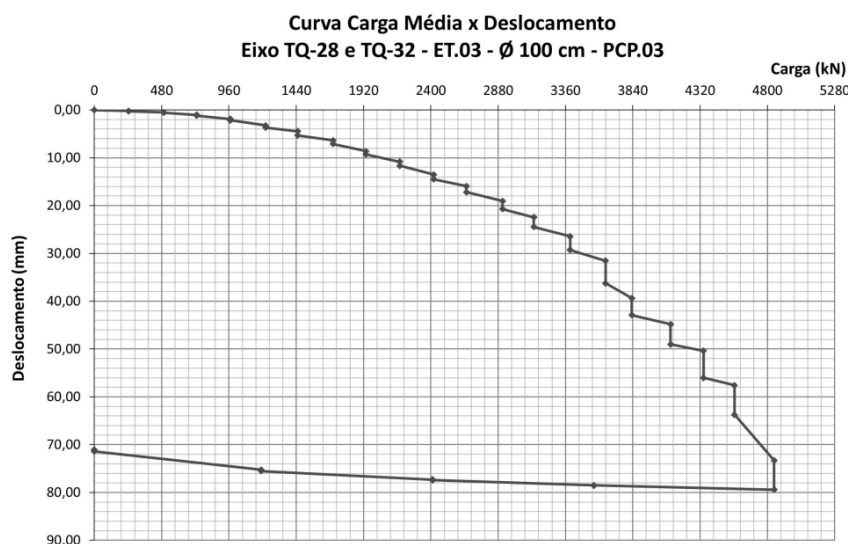


Figura 6.26 – Curva carga – recalque da estaca PCP-03 (modificado de EXE22202-PCE-REL-001-R00, Geoprova, 2023).

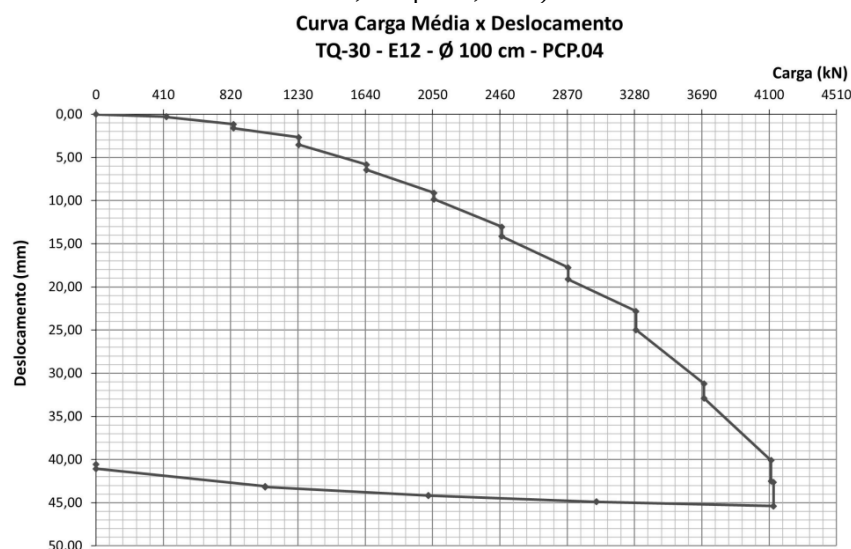


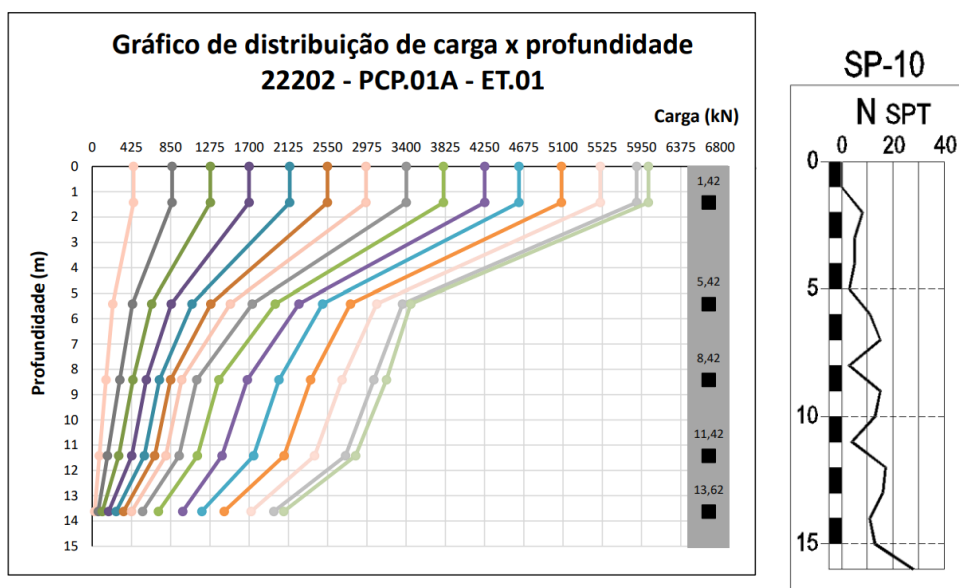
Figura 6.27 – Curva carga – recalque da estaca PCP-04 (modificado de EXE22202-PCE-REL-001-R00, Geoprova, 2023).

6.4.6.4. Mecanismo de transferência de carga

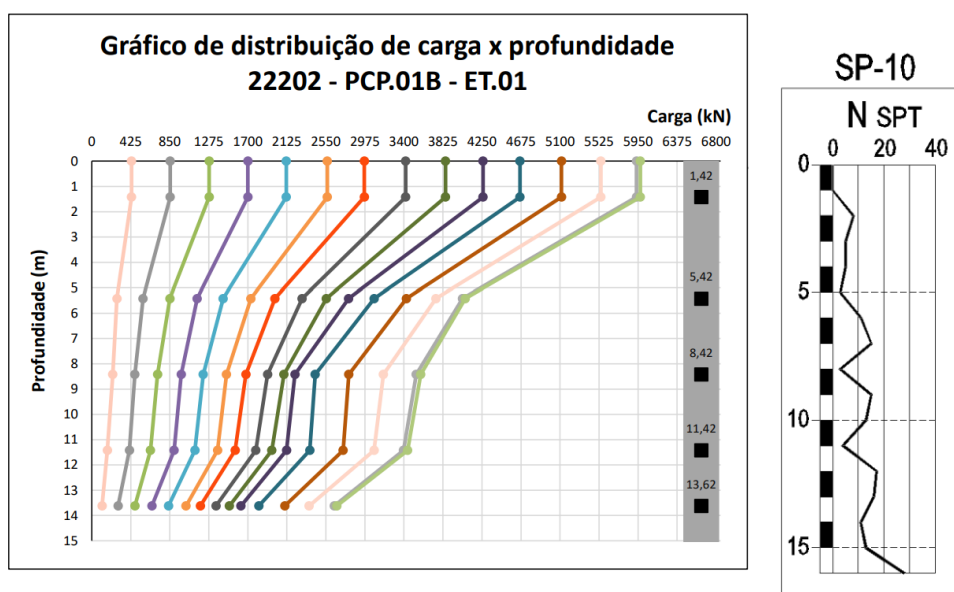
A caracterização do diagrama de transferência de cargas está diretamente relacionada à compreensão do diagrama de ruptura solo-estrutura e à carga aplicada no topo da estaca. Quando essas informações são estabelecidas, grande parte das incertezas inerentes ao problema de interação solo-estrutura são eliminadas, permitindo uma determinação mais acuradas do diagrama de transferência de cargas.

Desde a Figura 6.28 a Figura 6.31 mostram o mecanismo de transferência de carga obtido durante as provas de carga executadas, nas quais se observa todo o

desenvolvimento das resistências mobilizadas tanto no fuste quanto na ponta das diferentes estacas, acompanhados das suas sondagens mais próximas a cada prova de carga realizada.

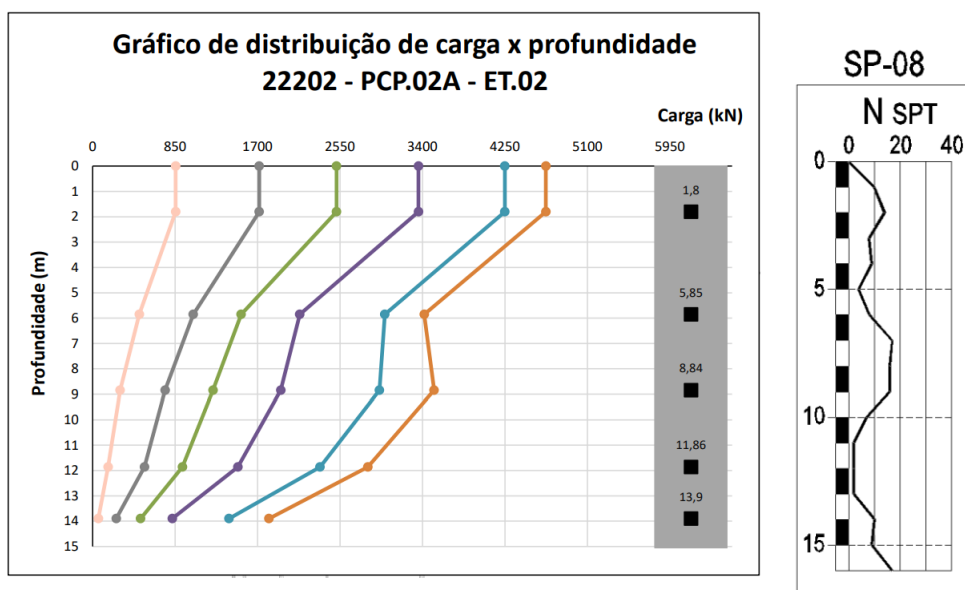


a) Mecanismo de transferência de carga na etapa PCP-01A

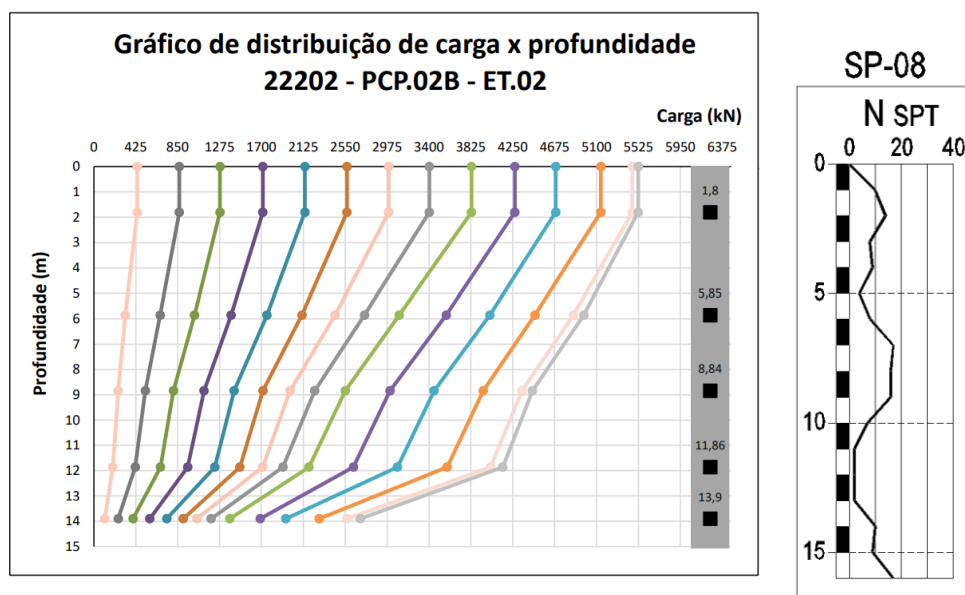


b) Mecanismo de transferência de carga na etapa PCP-01B

Figura 6.28 – Mecanismo de transferência de carga na prova de carga PCP-0 (modificado de EXE22202-PCE-REL-001-R00, Geoprova, 2023).



a) Mecanismo de transferência de carga na etapa PCP-02A



b) Mecanismo de transferência de carga na etapa PCP-02B

Figura 6.29 – Mecanismo de transferência de carga na prova de carga PCP-02 (modificado de EXE22202-PCE-REL-001-R00, Geoprova, 2023).

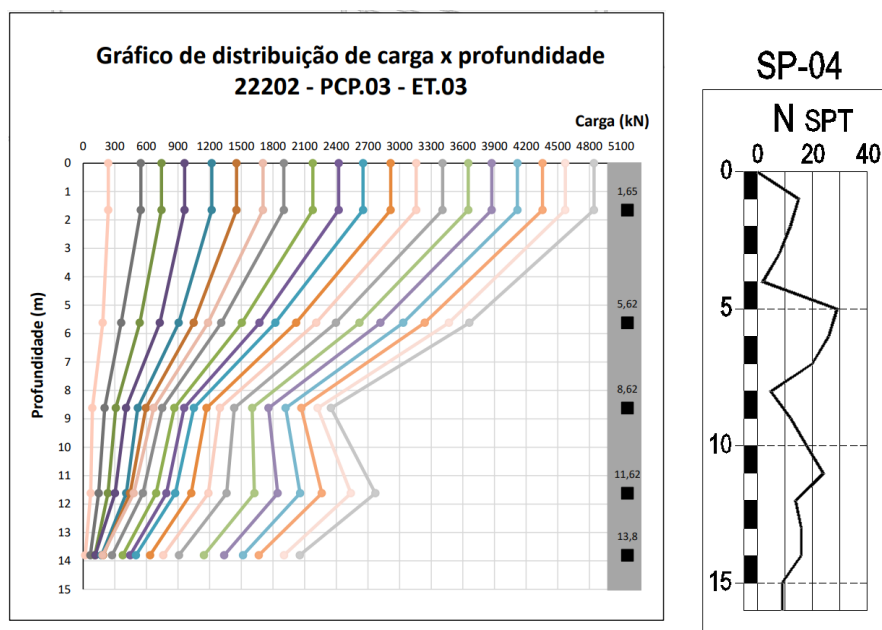


Figura 6.30 – Mecanismo de transferência de carga na prova de carga PCP-03 (modificado de EXE22202-PCE-REL-001-R00, Geoprova, 2023).

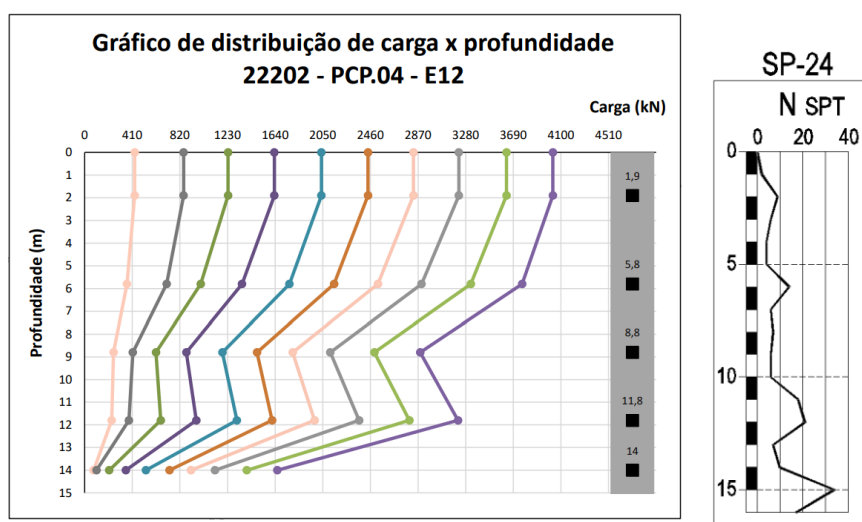


Figura 6.31 – Mecanismo de transferência de carga na prova de carga PCP-04 (modificado de EXE22202-PCE-REL-001-R00, Geoprova, 2023).

Verificando o comportamento do mecanismo de transferência de carga em cada prova de carga, evidenciou-se que a metodologia adotada pela empresa que interpretou as provas de carga forneceu resultados em que mostram um comportamento diferente ao esperado.

Por exemplo, observa-se que o resultado apresentado na Figura 6.29(a) na PCP.02A, indicam um acréscimo de carga do nível 2 (5,85 m) para o nível 3 (8,84 m). O mesmo efeito foi observado na Figura 6.30 na PCP.03 do nível 3 (8,62 m) para o nível 4 (11,62 m) e na Figura 6.31 na PCP.04 do nível 3 (8,8 m) para o nível 4 (11,8 m). É possível que essas variações possam ter decorrido de falhas de

posicionamento dos extensômetros ao longo do fuste, ou a probabilidade de ocorrência de expansão do concreto por causa da migração d'água do solo para a estaca, conforme (Falconio e Mandolini, 2003), como mostrados da Figura 6.29(a) a Figura 6.31.

Com base nessas informações, tanto das curvas carga-recalque quanto das curvas de transferências de carga, a Tabela 6.13 apresenta um resumo que indica as cargas finais medidas com célula de carga no topo de cada estaca; a carga medida na base da estaca de acordo com a diferença entre a carga total aplicada e a carga mobilizada ao longo do fuste medida pelos *strain gauges*; a porcentagem da resistência de ponta que atua na base de cada estaca e os valores interpolados, considerando a premissa adotada do projeto original da seção 6.4.5 na Tabela 6.12, admitindo uma proporcionalidade entre as cargas de base e do topo igual a $3090/4105 = 75\%$ para uma estaca escavada.

Tabela 6.13 – Valores medidos e interpolados no topo e na base.

Prova de carga	Carga no topo [kN]	Carga na base [kN]	Carga Base/topo [%]	*Carga no topo [kN]	*Carga na base [kN]	Carga Base/topo [%]
PCP.01A	6009	2075	34	4105	894	22
PCP.02A	4672	1818	39	4105	1311	32
PCP.03	4873	2054	42	4105	1506	37
PCP.04	4134	1658	40	4105	1643	40

Nota: (*) Valores interpolados

Comparando a porcentagem de premissa de cálculo (carga base/topo = 75% para uma estaca escavada) com as porcentagens calculadas na Tabela 6.13, com variação entre 25% a 35%, constata-se uma mobilização média entre 65% e 75% da resistência lateral ao longo do fuste, percentuais inversos aos considerados nas premissas iniciais de projeto.

O método construtivo por substituição de estacas hélices contínuas, adotado para a execução das estacas no projeto, proporcionou uma melhor mobilização da resistência lateral. Confirma-se assim, mais uma vez, o recomendado na literatura e em outros projetos de pesquisa, que este processo de execução das estacas tipo hélice contínua, pode ser considerado um fator bastante positivo, conferindo um melhor desempenho das fundações.

6.4.6.5. Extrapolação na curva carga – recalque

As curvas carga-recalque obtidas nas quatro provas de carga indicam que não foram realizadas até um carregamento que permitisse uma clara definição da ruptura. Optou-se então por utilizar métodos gráficos de extrapolção, para a estimativa do valor da carga última Q_{ul} .

O critério mais utilizado é aquele que mostra uma mudança abrupta na curva carga–recalque, mas na maioria dos casos o gradiente da curva varia gradualmente, não podendo estabelecer de forma definida a carga última.

Por essa razão, apresentam-se os resultados obtidos por quatro métodos de extrapolção da curva carga x recalque, mencionados no capítulo 3, aplicados na interpretação dos resultados das provas de carga PCP-01A, PCP-02A, PCP-03 e PCP-04. Os métodos de extrapolção utilizados foram:

- Método de extrapolção da NBR 6122 (2019);
- Método de extrapolção de Van Der Veen (1953);
- Método de extrapolção de Chin - Kondner (1970);
- Método de extrapolção de Décourt (1996).

Da Tabela 6.14 a Tabela 6.17 mostram um resume dos resultados das provas de carga nas quatro estacas, correspondentes aos gráficos da Figura 6.24 a Figura 6.27.

Tabela 6.14 – Resultado da Prova de carga PCP-01A (modificado de EXE22202-PCE-REL-001-R00, Geoprova, 2023).

Carga	Recalque	Carga	Recalque
KN	mm	KN	mm
0	0,00	2980	18,03
446	0,28	3415	24,24
864	0,73	3834	34,03
1277	2,32	4265	49,55
1707	5,17	4699	72,52
2145	8,70	5110	97,96
2562	12,78	5531	134,40

Tabela 6.15 – Dados da Prova de carga PCE PCP-02A (modificado de EXE22202-PCE-REL-001-R00, Geoprova, 2023).

Carga	Recalque
[kN]	[mm]
0	0
856	2,12
1707	9,48
2551	22,33
3414	51,06
4274	116,9
4519	182,73

Tabela 6.16 – Dados da Prova de carga PCP-03 (modificado de EXE22202-PCE-REL-001-R00, Geoprova, 2023).

Carga	Recalque	Carga	Recalque	Carga	Recalque
[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]
0	0,00	1707	7,09	3400	29,28
241	0,24	1937	9,26	3648	36,25
510	0,57	2179	11,64	3898	42,88
723	1,19	2421	14,51	4086	49,01
967	2,15	2657	17,18	4358	56,02
1222	3,66	2916	20,73	4569	63,71
1451	5,30	3149	24,46	4834	79,39

Tabela 6.17 - Dados da Prova de carga PCE PCP-04 (modificado de EXE22202-PCE-REL-001-R00, Geoprova, 2023).

Carga	Recalque	Carga	Recalque
[kN]	[mm]	[kN]	[mm]
0	0	2467	14,15
436	0,31	2876	19,12
855	1,62	3292	24,97
1230	3,54	3708	32,89
1633	6,43	4116	42,48
2060	9,85		

– Método de extrapolação da NBR 6122 (2022)

Plotando as curvas carga-recalque e aplicando o método de extrapolação proposto pela NBR 6122 (2022), os seguintes resultados foram obtidos conforme mostrado desde a Figura 6.32 a Figura 6.35. Pode-se então observar que o intercepto entre a reta inclinada proposta e a curva da prova de carga, indicam os seguintes valores de (Q_{ul}): 3900 kN, 3000 kN, 3650 kN e 3850 kN, para as provas de carga PCP-01A, PCP-02A, PCP-03 e PCP-04, respectivamente.

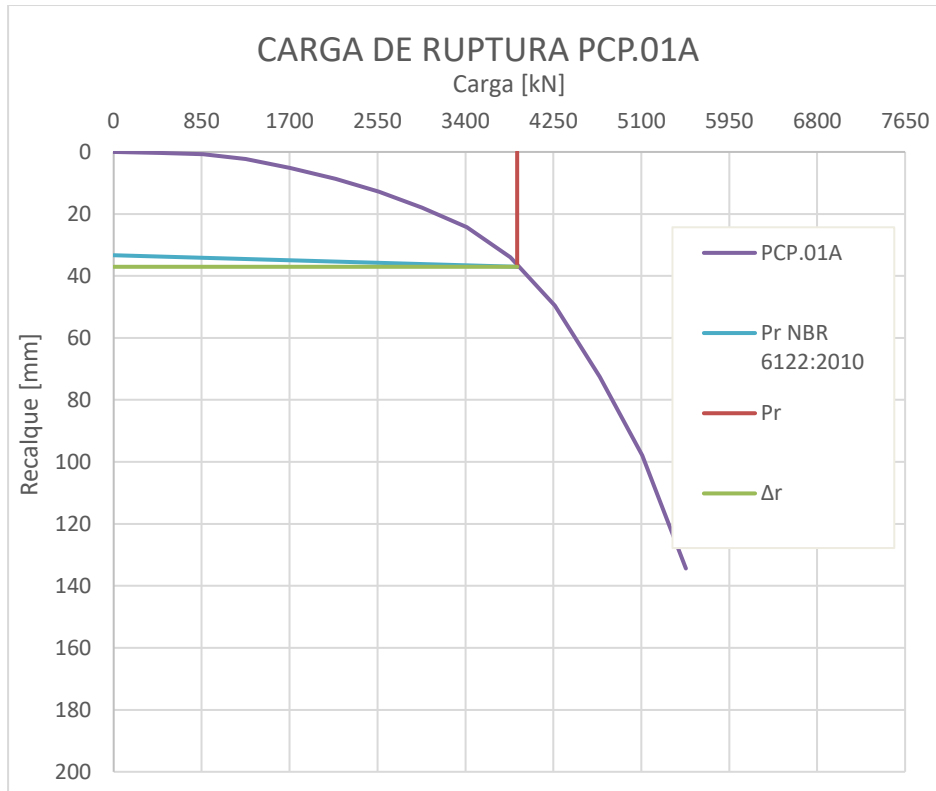


Figura 6.32 – Método NBR 6122:2022 – PCP-01A.

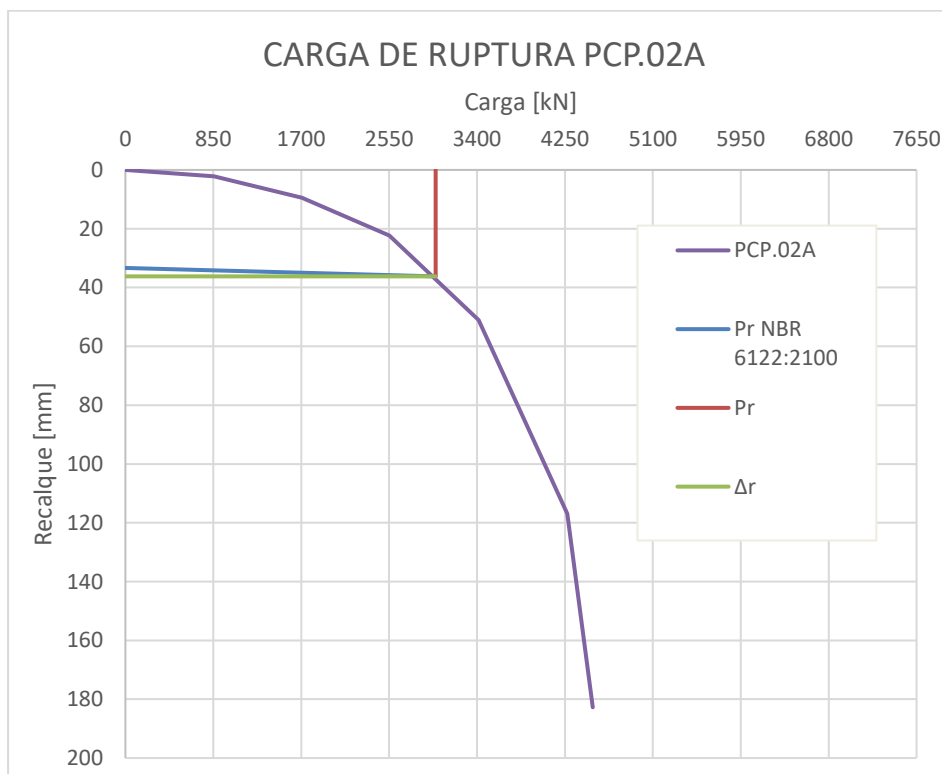


Figura 6.33 – Método NBR 6122:2022 – PCP-02A.

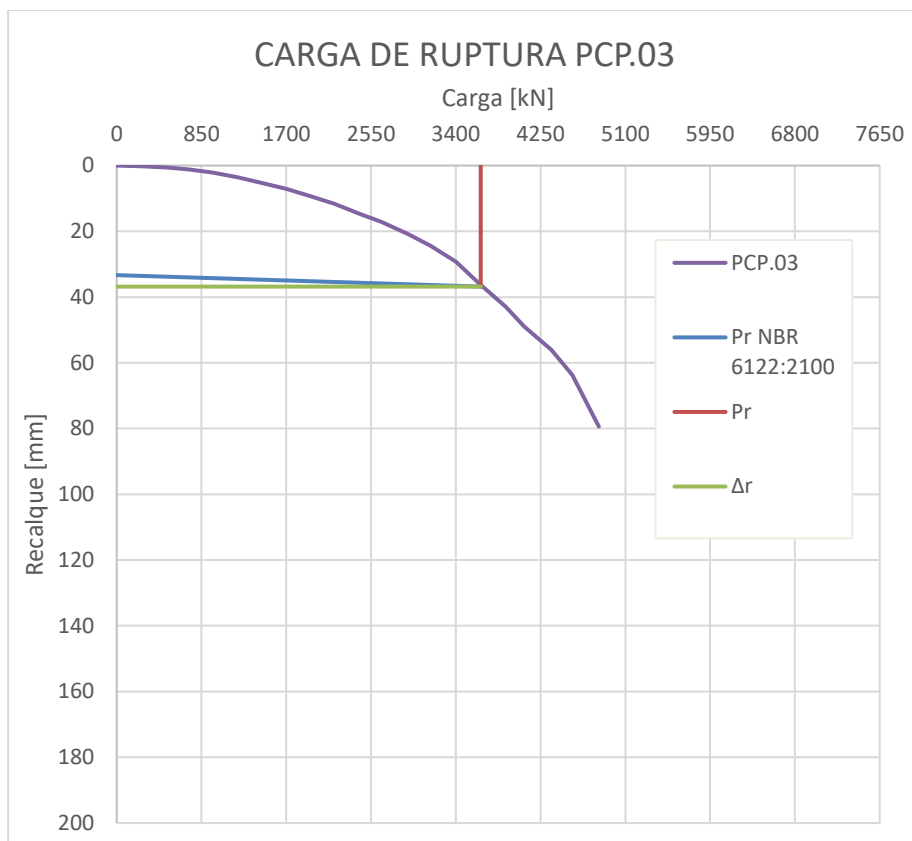


Figura 6.34 – Método NBR 6122:2022 – PCP-03.

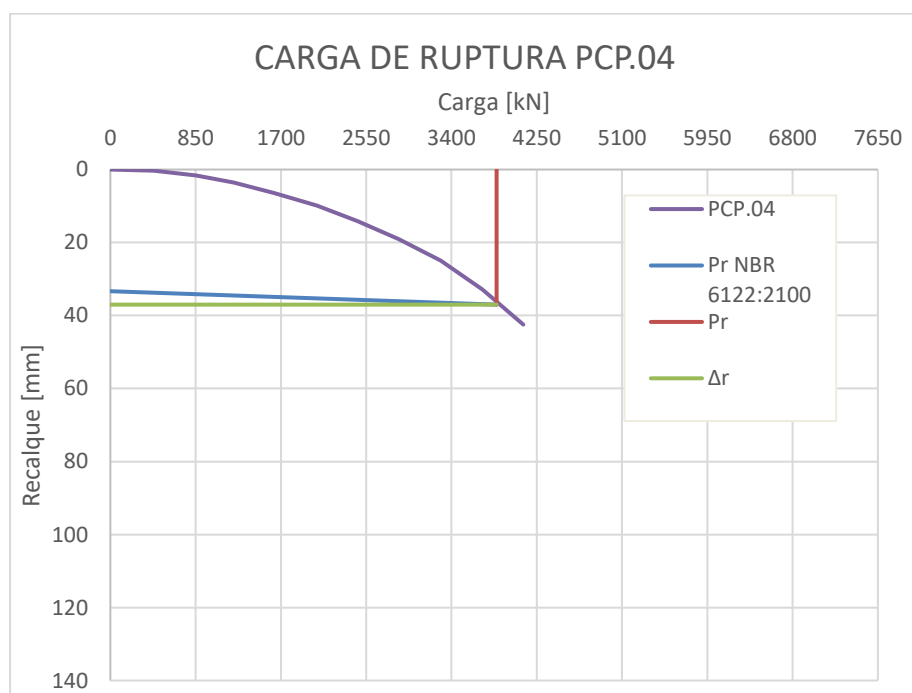


Figura 6.35 – Método NBR 6122:2022 – PCP-04.

– Método de extrapolação de Van Der Veen (1953)

Plotando as curvas carga-recalque e aplicando o método de extrapolação proposto por Van der Veen (1953), tem-se os resultados apresentados desde a Figura 6.36 a Figura 6.39. De acordo com o método, a curva que mais se aproxima

de uma linha reta indicará o valor extrapolado de Q_{ul} , considerados iguais a 5600 kN, 4500 kN, 5000 kN e 4400 kN para as provas de carga PCP-01A, PCP-02A, PCP-03 e PCP-04, respectivamente.

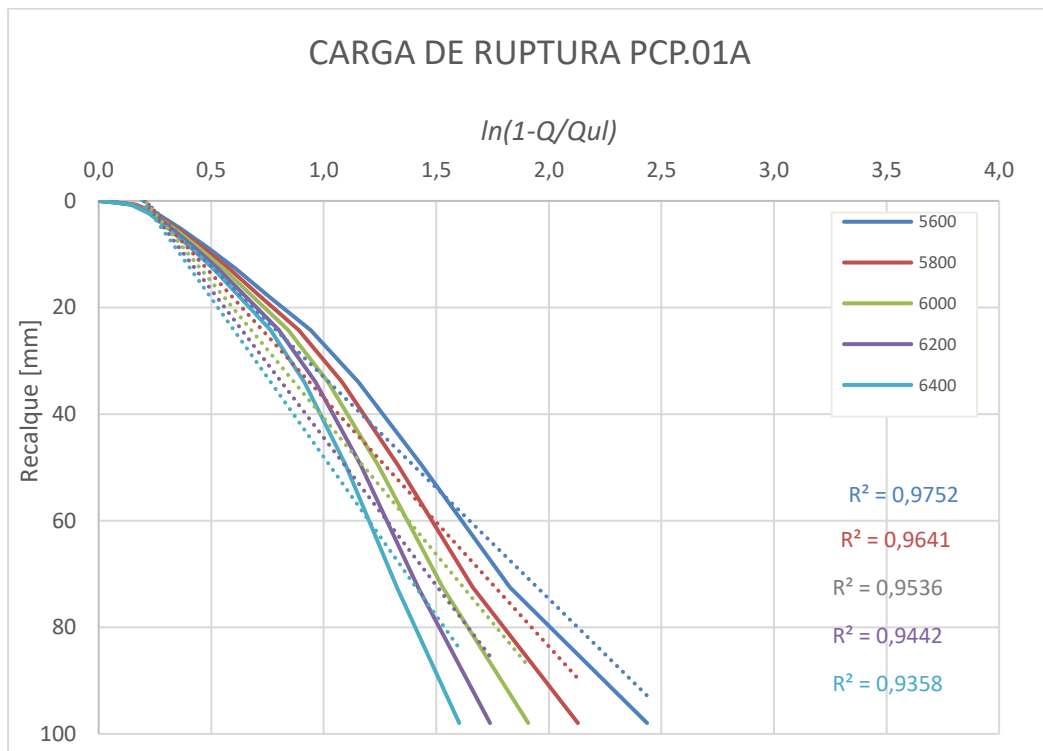


Figura 6.36 – Método Van Der Veen (1953) – PCP-01A.

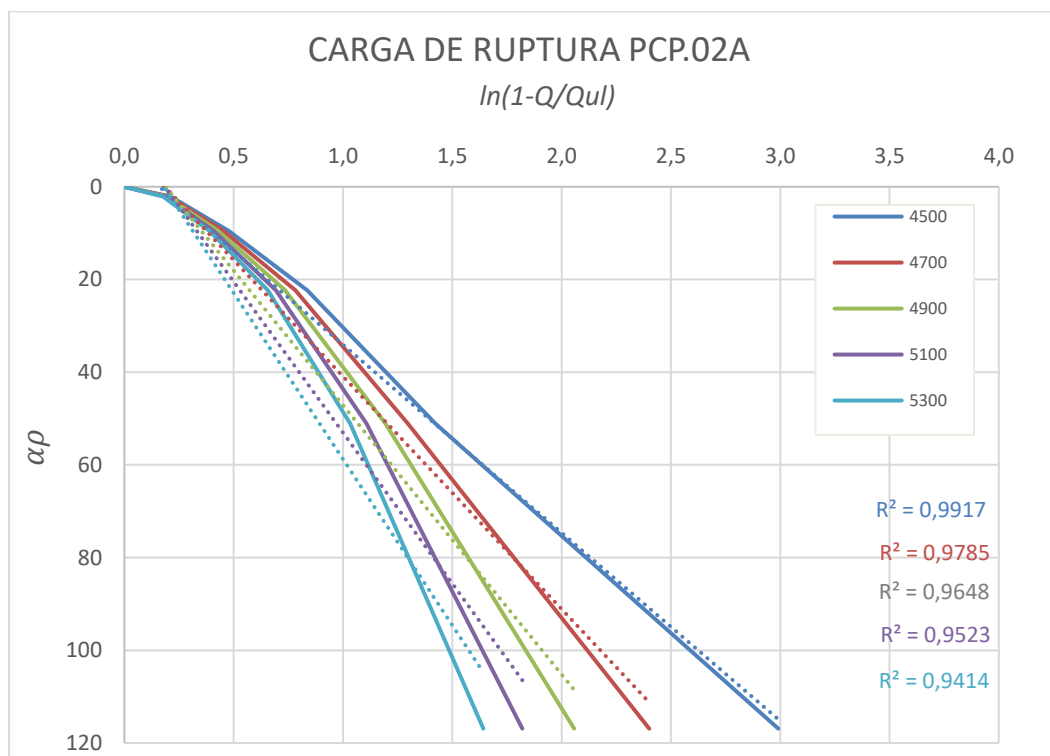


Figura 6.37 – Método Van Der Veen (1953) – PCP-02A.

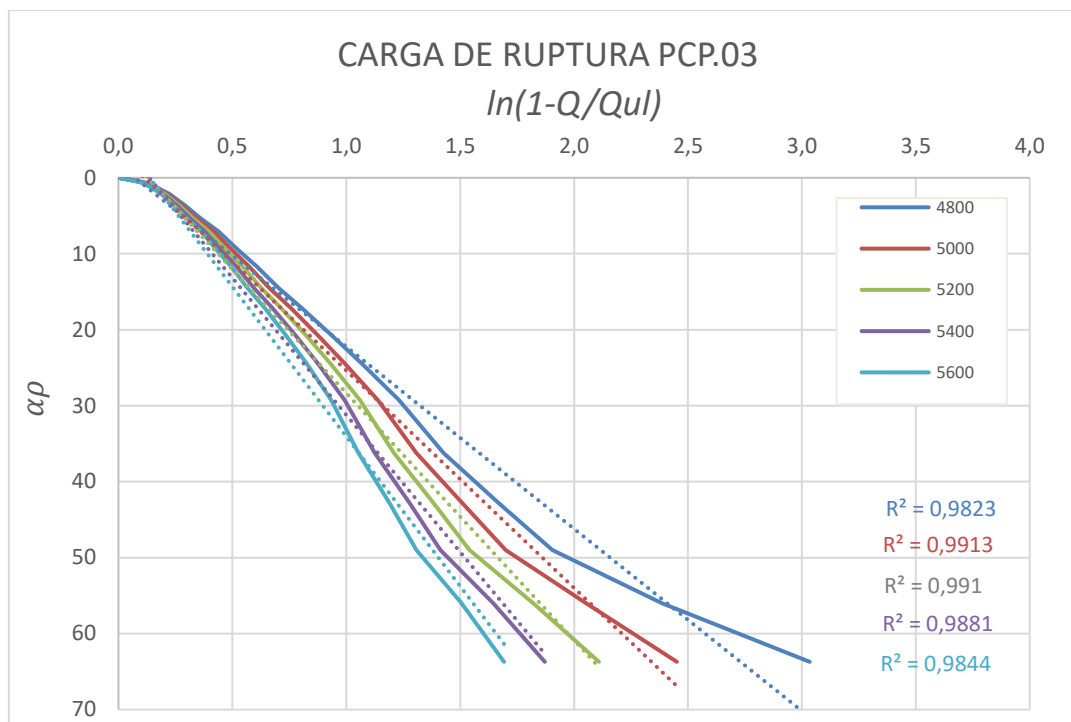


Figura 6.38 – Método Van Der Veen (1953) – PCP-03.

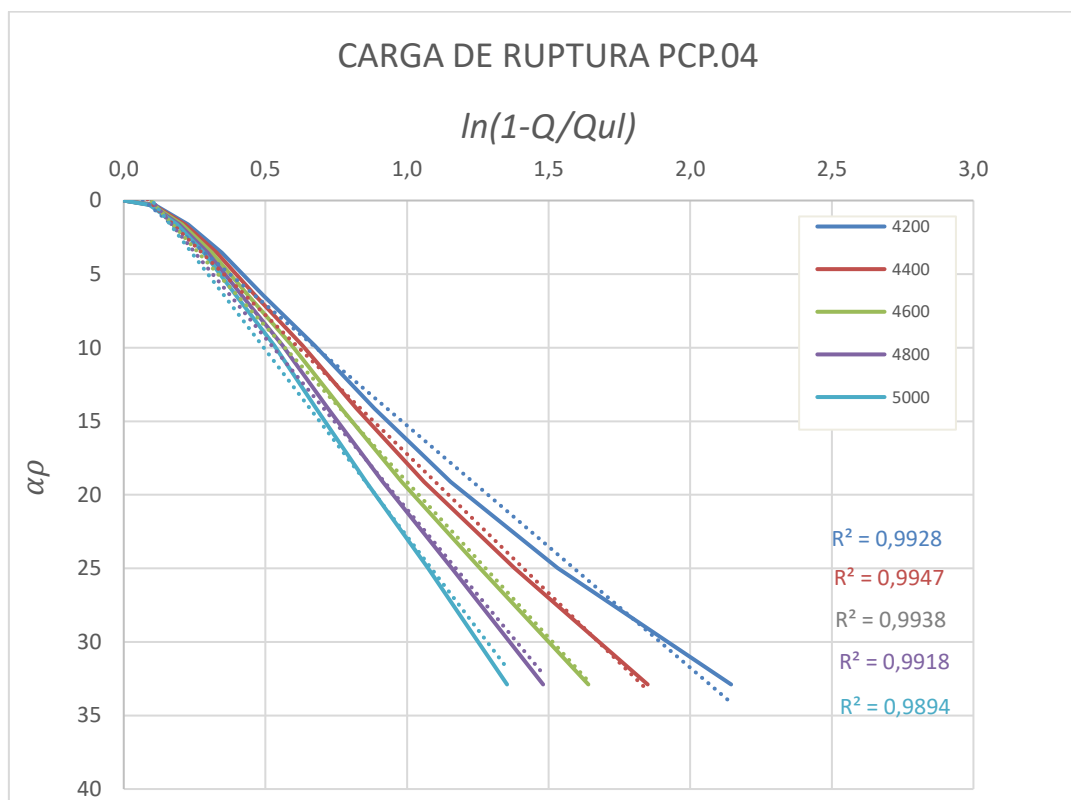


Figura 6.39 – Método Van Der Veen (1953) – PCP-04.

- Método de extrapolação de Chin - Kondner (1970);

Plotando as curvas carga-recalque e aplicando o método de extrapolação proposto por Chin - Kondner (1970), determinam-se os resultados mostrados desde a Figura 6.40 a Figura 6.43. A carga última é obtida fazendo o inverso da inclinação

de cada reta, determinando-se os valores 5652 kN, 4747 kN, 5130 kN e 4423 kN para as provas de carga PCP-01A, PCP-02A, PCP-03 e PCP-04, respectivamente.

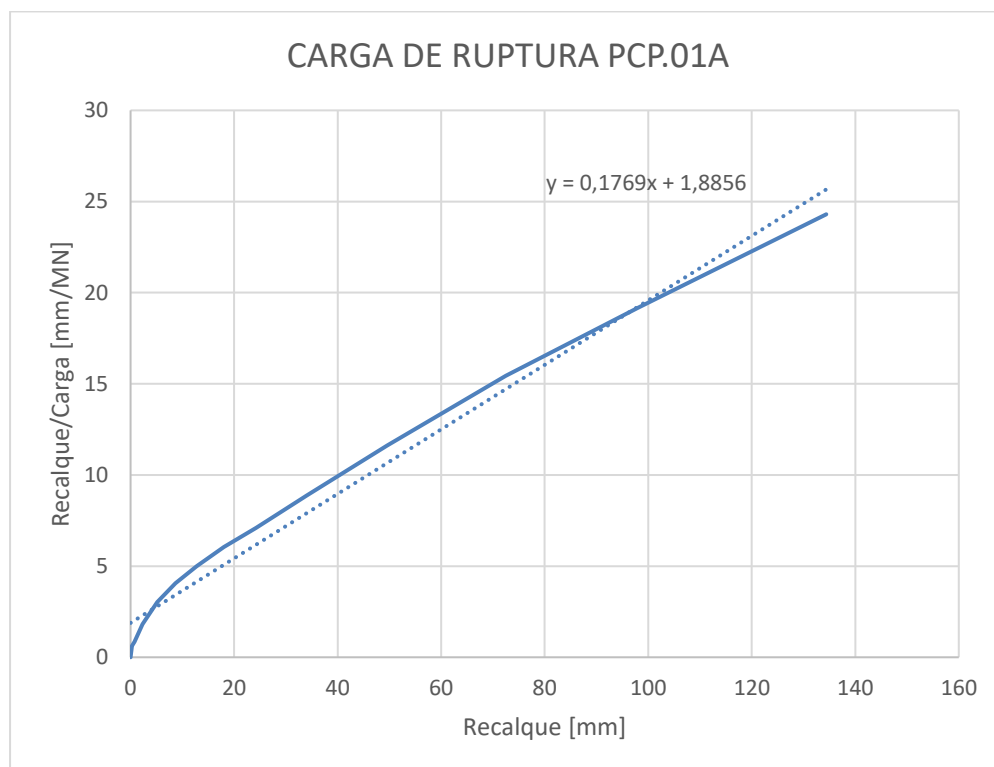


Figura 6.40 – Método Chin - Kondner (1970) – PCP-01A.

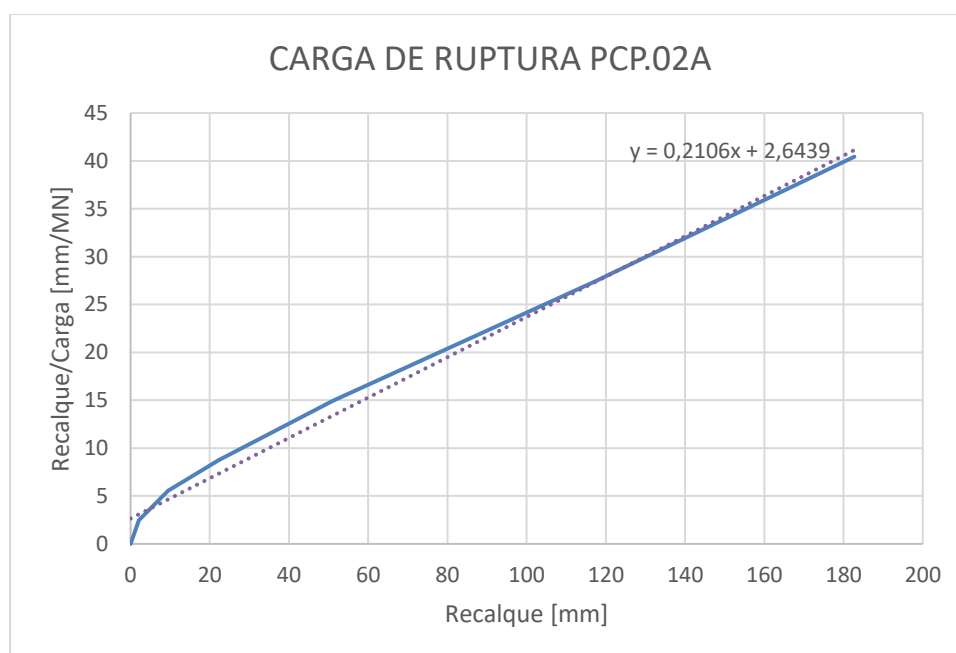


Figura 6.41 – Método Chin - Kondner (1970) – PCP-02A.

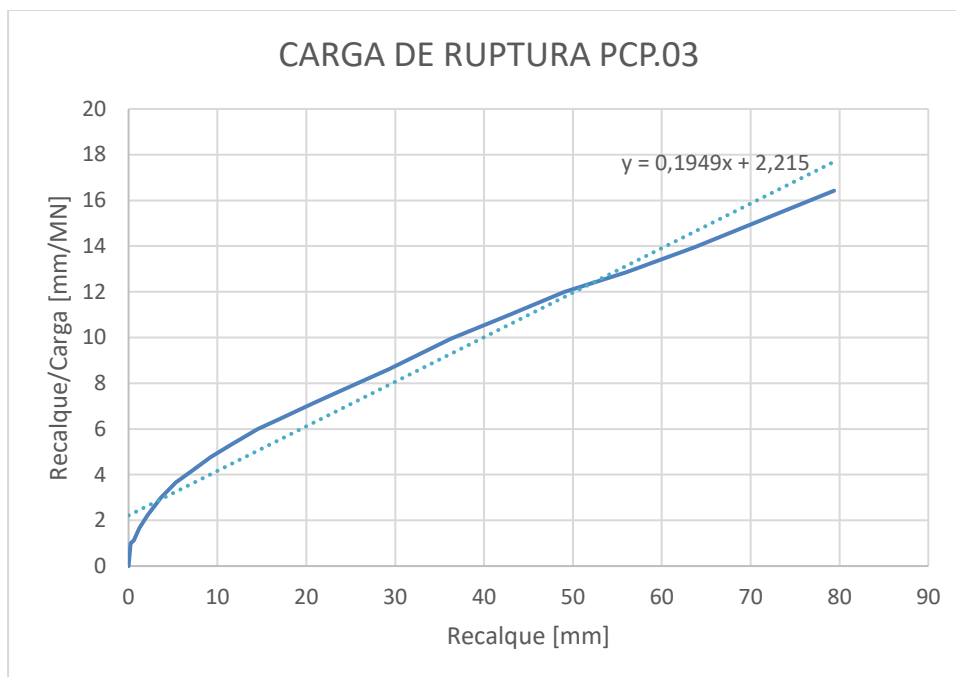


Figura 6.42 – Método Chin - Kondner (1970) – PCP-03.

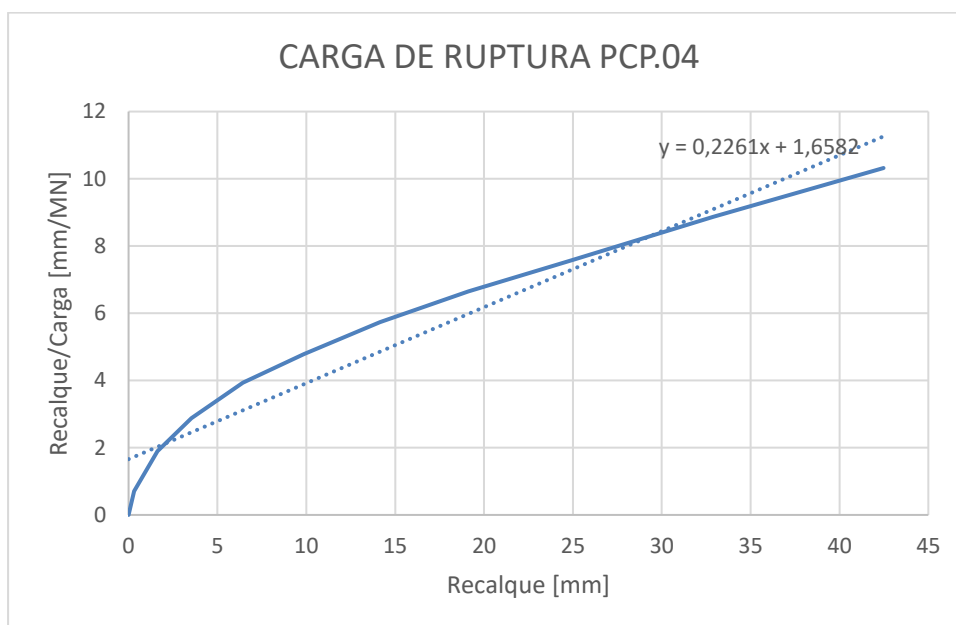


Figura 6.43 – Método Chin - Kondner (1970) – PCP-04.

– Método de extrapolação de Décourt (1996).

Plotando as curvas carga-recalque e aplicando o método de extrapolação proposto por Décourt (1996), os seguintes resultados são indicados desde a Figura 6.44 a Figura 6.47. A carga que corresponde à rigidez nula, interpretada como o valor extrapolado Q_{ul} , é determinada como 6148 kN, 5054 kN, 6082 kN e 5838 kN para as provas de carga PCP-01A, PCP-02A, PCP-03 e PCP-04, respectivamente.

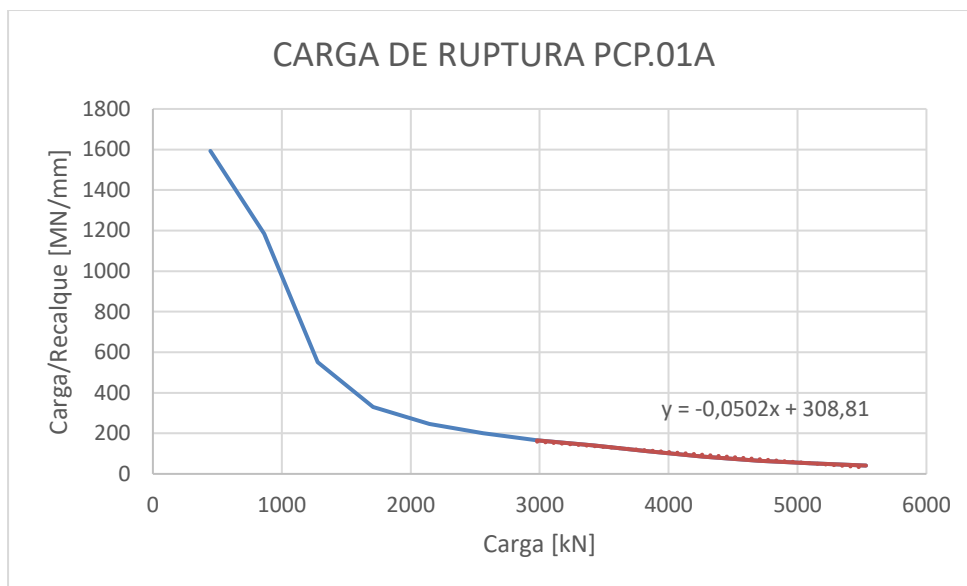


Figura 6.44 – Método Decourt (1996) – PCP-01A.

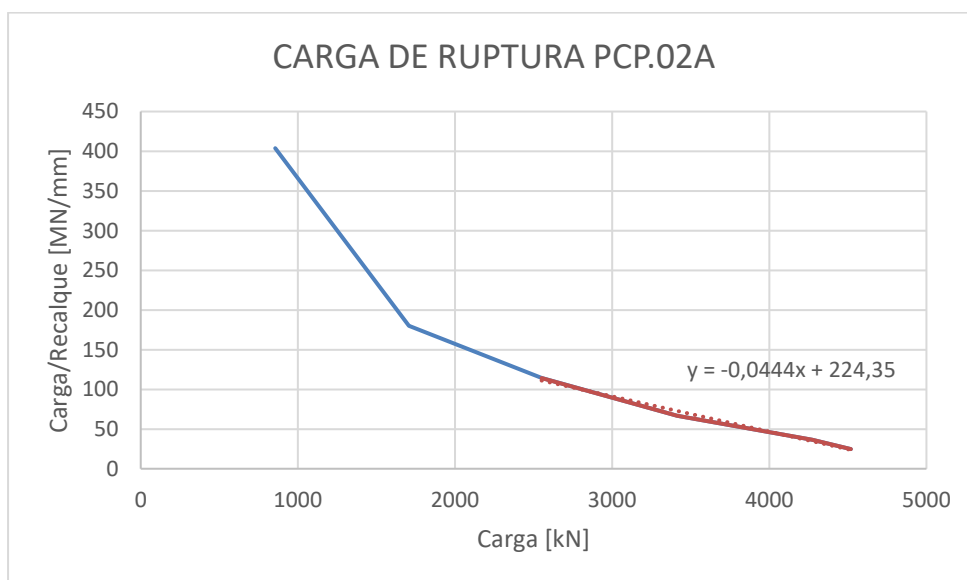


Figura 6.45 – Método Decourt (1996) – PCP-02A.

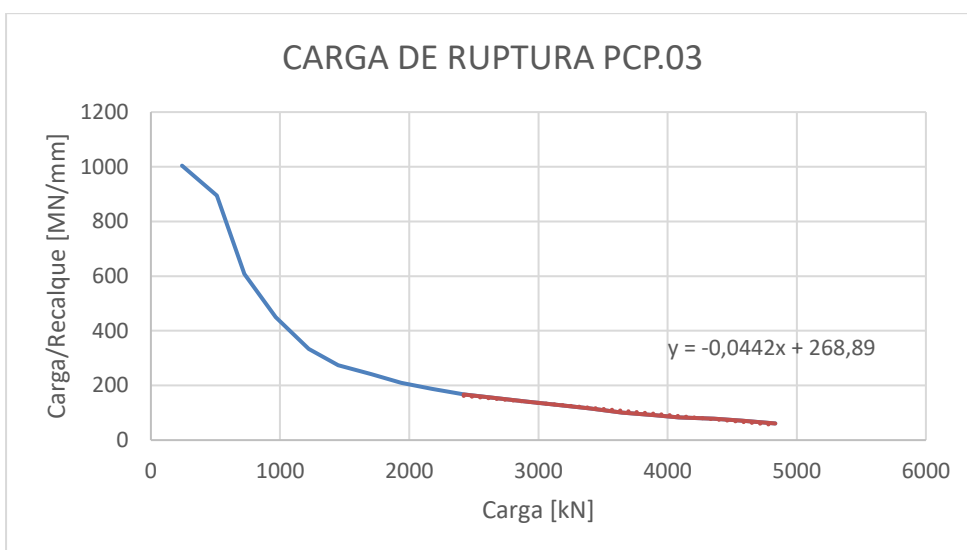


Figura 6.46 – Método Decourt (1996) – PCP-03.

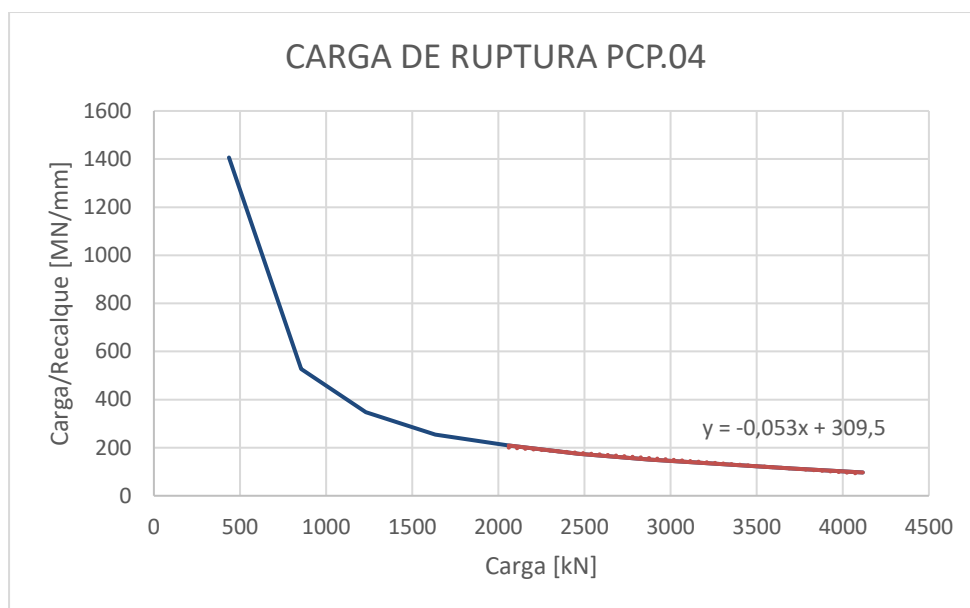


Figura 6.47 – Método Decourt (1996) – PCP-04.

A Tabela 6.18 apresenta um resumo das cargas últimas obtidas com base nos métodos de extrapolação utilizados neste trabalho:

Tabela 6.18 - Resumo da Q_{ult} obtidos pelos métodos de extrapolação.

MÉTODO DE EXTRAPOLAÇÃO	PCP-01A [kN]	PCP-02A [kN]	PCP-03 [kN]	PCP-04 [kN]
NBR-6122 (2019)	3900	3000	3650	3850
Van Der Veen (1953)	5600	4500	5000	4400
Chin-Kondner (1970)	5652	4747	5130	4423
Decourt (1996)	6148	5054	6082	5838

Especificamente para essas provas de carga, o método proposto pela NBR 6122 (2022) mostrou-se mais conservador (menores valores de Q_{ult}), enquanto o método proposto por Decourt (1996) foi o que produziu os maiores valores para estimativa da carga última.

6.4.7. Análise dos testes de integridade

Os resultados dos testes de integridade, fornecidos pela Vibra Energia (2023), foram executados em estacas já construídas, mostradas na Figura 6.48, onde aquelas marcadas em cinza não tinham à época sido construídas. A Tabela 6.19 lista um resumo das estacas testadas com respectivas velocidades de propagação de ondas P de compressão.

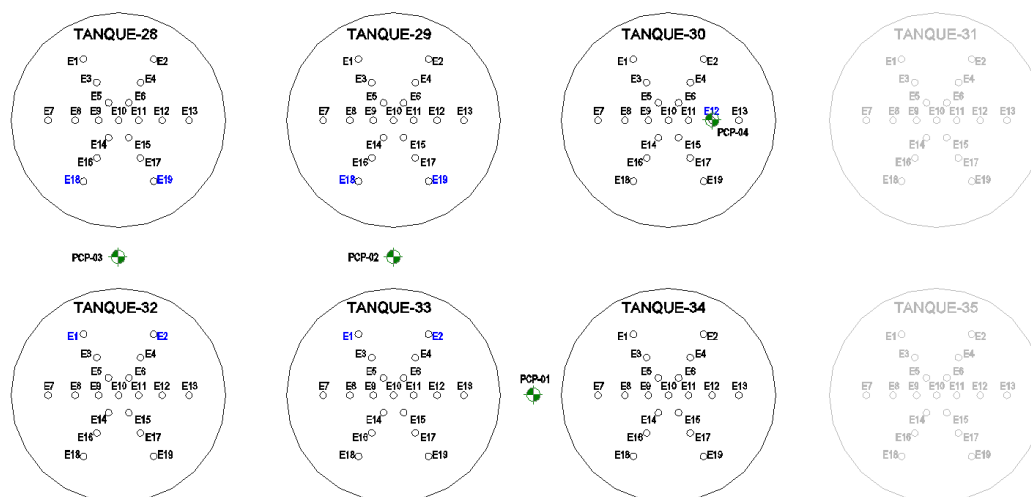


Figura 6.48 – Localização das estacas submetidas a testes de integridade (modificado da Traqsolo, 2023).

Tabela 6.19 - Estacas e velocidades de propagação de onda P (modificado da Traqsolo, 2023).

Estaca	Vel. onda	Estaca	Vel. onda	Estaca	Vel. onda	Estaca	Vel. onda	Estaca	Vel. onda	Estaca	Vel. onda
Nº TQ	[m/s]	Nº TQ	[m/s]	Nº TQ	[m/s]	Nº TQ	[m/s]	Nº TQ	[m/s]	Nº TQ	[m/s]
28-E1	3950	29-E1	3850	30-E1	4000	32-E1	4000	33-E1	4000	34-E1	4000
28-E2	4000	29-E2	3900	30-E2	4100	32-E2	3800	33-E2	3950	34-E2	4000
28-E3	4000	29-E3	3850	30-E3	4150	32-E3	4000	33-E3	3900	34-E3	4000
28-E4	3950	29-E4	3900	30-E4	4050	32-E4	4000	33-E4	4000	34-E4	4000
28-E5	3900	29-E5	4000	30-E5	4050	32-E5	4000	33-E5	4100	34-E5	4000
28-E6	3950	29-E6	4100	30-E6	4000	32-E6	3850	33-E6	4100	34-E6	4000
28-E7	4050	29-E7	4050	30-E7	4000	32-E7	4000	33-E7	4000	34-E7	4000
28-E8	4000	29-E8	3850	30-E8	4000	32-E8	4000	33-E8	3900	34-E8	4000
28-E9	4050	29-E9	4050	30-E9	4000	32-E9	4000	33-E9	4150	34-E9	4000
28-E10	3900	29-E10	3850	30-E10	3850	32-E10	3650	33-E10	4000	34-E10	4000
28-E11	3900	29-E11	4000	30-E11	4000	32-E11	4000	33-E11	4050	34-E11	4000
28-E12	3900	29-E12	4000	30-E12	4500	32-E12	4000	33-E12	3850	34-E12	4000
28-E13	4000	29-E13	4000	30-E13	4000	32-E13	4000	33-E13	4000	34-E13	4000
28-E14	4000	29-E14	4050	30-E14	4050	32-E14	4000	33-E14	4000	34-E14	4000
28-E15	4000	29-E15	3850	30-E15	4000	32-E15	4150	33-E15	4000	34-E15	4000
28-E16	3950	29-E16	4050	30-E16	4000	32-E16	3900	33-E16	4000	34-E16	4000
28-E17	4000	29-E17	4000	30-E17	4050	32-E17	4000	33-E17	4000	34-E17	4000
28-E18	3900	29-E18	4000	30-E18	4050	32-E18	4000	33-E18	4000	34-E18	4000
28-E19	3950	29-E19	3900	30-E19	4000	32-E19	4050	33-E19	4000	34-E19	4000

As estacas em negrito na Tabela 6.19 (TQ28-E18, TQ28-E19, TQ32-E1, TQ32-E2, TQ29-E18, TQ29-E19, TQ33-E1, TQ33-E2, TQ30-E12), tanto na Figura 6.48 quanto na Tabela 6.19, são aquelas que se situam nas proximidades das estacas que foram submetidas a prova de carga PCP-02, PCP-03, PCP-04, e que apresentaram, comportamento diferente ao esperado conforme discutido na seção 6.4.6.4.

Além de examinar a integridade e qualidade de execução das estacas, neste caso especificamente se verificou também se existe, ou não, alguma anomalia ao longo do fuste das estacas TQ28-E18, TQ28-E19, TQ32-E1, TQ32-E2, TQ29-E18, TQ29-E19, TQ33-E1, TQ33-E2, TQ30-E12 que possa indicar a ocorrência de algum alargamento/estreitamento na seção transversal das estacas TQ28-E18 e TQ28-E19, próximas da prova de carga da estaca PCP.03; das estacas TQ29-E18, TQ29-E19, TQ33-E1, TQ33-E2, próximas da prova de carga da estaca PCP.02, e da estaca TQ30-E12 que é a própria estaca PCP.04 ensaiada na prova de carga.

Desde a Figura 6.49 a Figura 6.52 mostram os resultados dos refletogramas dos testes de integridade realizados nas estacas TQ28-E18, TQ28-E19, TQ32-E1, TQ32-E2 que encontram próximas à estaca da prova de carga PCP.02. Similarmente, da Figura 6.53 a Figura 6.56 apresentam os resultados dos refletogramas dos testes de integridade realizados nas estacas TQ29-E18, TQ29-E19, TQ33-E1, TQ33-E2, localizadas próximas à estaca da prova de carga PCP.03.

Refletograma:

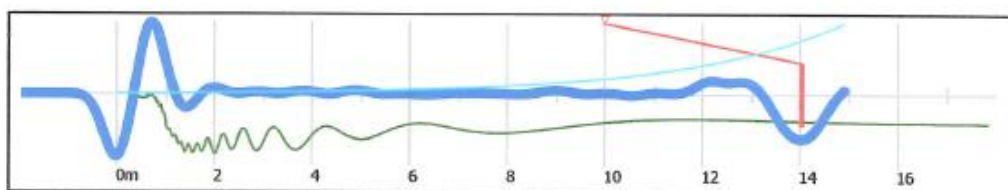


Figura 6.49 – Refletograma TQ28-E18 (modificado da Traqsolo, 2023).

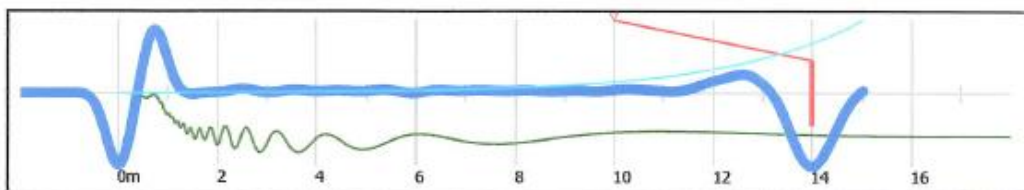


Figura 6.50 – Refletograma TQ28-E19 (modificado da Traqsolo, 2023).

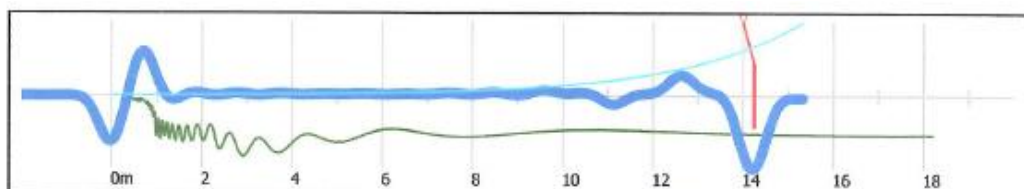


Figura 6.51 – Refletograma TQ32-E1 (modificado da Traqsolo, 2023).

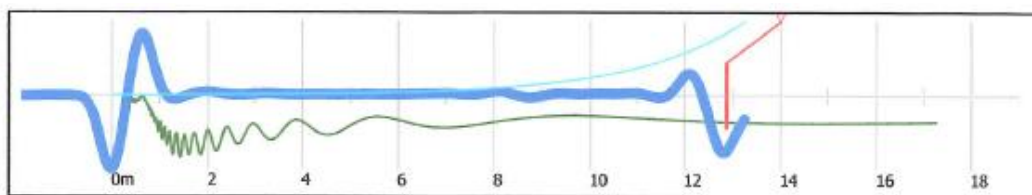


Figura 6.52 – Refletograma TQ32-E2 (modificado da Traqsolo, 2023).

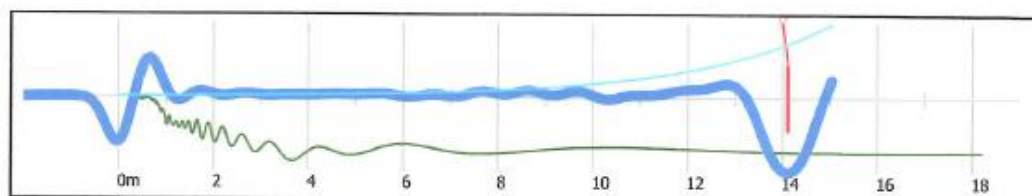


Figura 6.53 – Refletograma TQ29-E18 (modificado da Traqsolo, 2023).

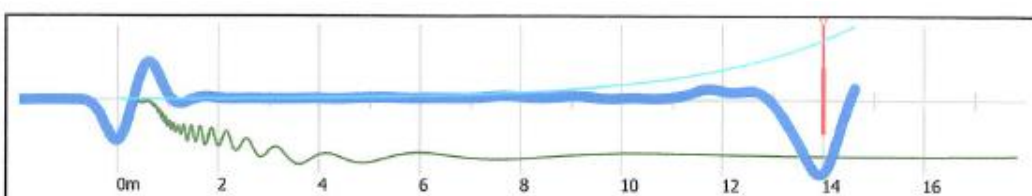


Figura 6.54 – Refletograma TQ29-E19 (modificado da Traqsolo, 2023).

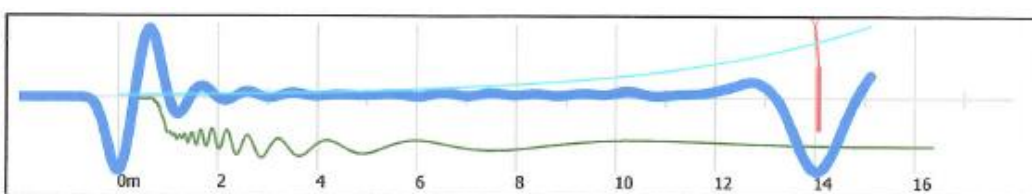


Figura 6.55 – Refletograma TQ33-E1 (modificado da Traqsolo, 2023).

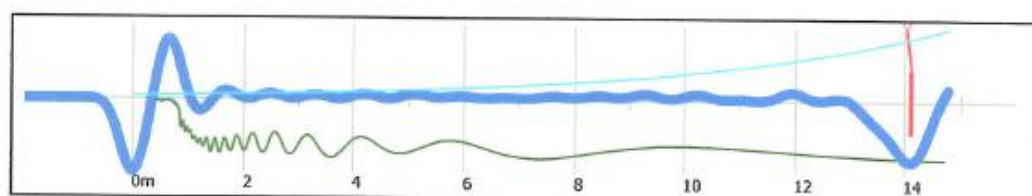


Figura 6.56 – Refletograma TQ33-E2 (modificado da Traqsolo, 2023).

Finalmente, a Figura 6.57 mostra o resultado do refletograma do teste de integridade realizada na estaca TQ30-E12 (a própria estaca da prova de carga PCP.04), seguido de um gráfico ilustrando as pequenas variações da seção transversal ao longo da profundidade, o que evidenciou a existência de um afunilamento na ponta da estaca.

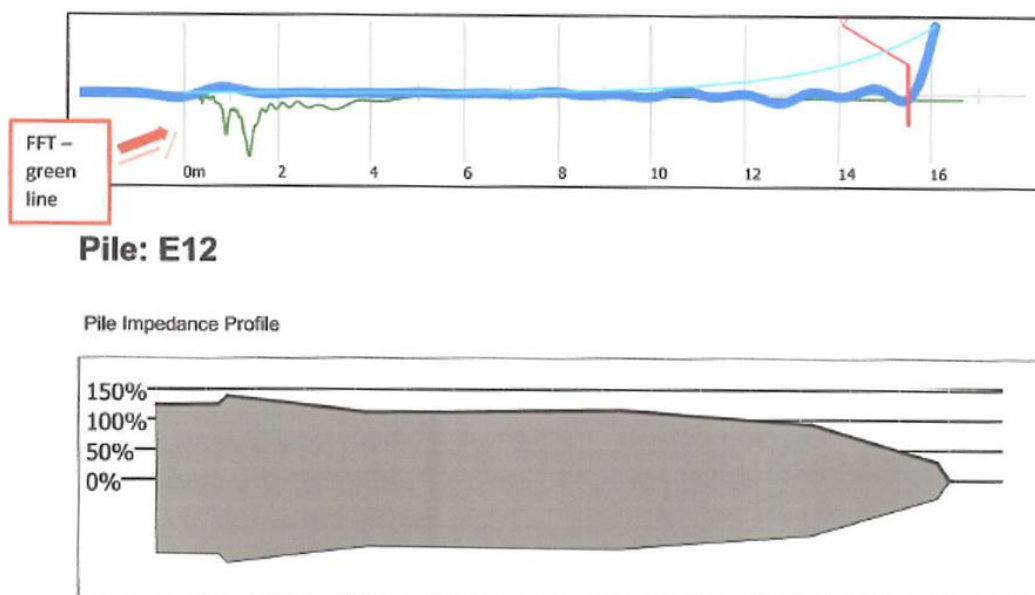


Figura 6.57 – Refletograma TQ30-E12 e gráfico mostrando a variação da seção transversal da estaca (modificado da Traqsolo, 2023).

A Figura 6.58 mostra as velocidades de propagação de ondas P nas diversas estacas ensaiadas, com valor médio de $3989,91 \pm 86,52$ m/s, moda de 4000 m/s e mediana de 4000 m/s.

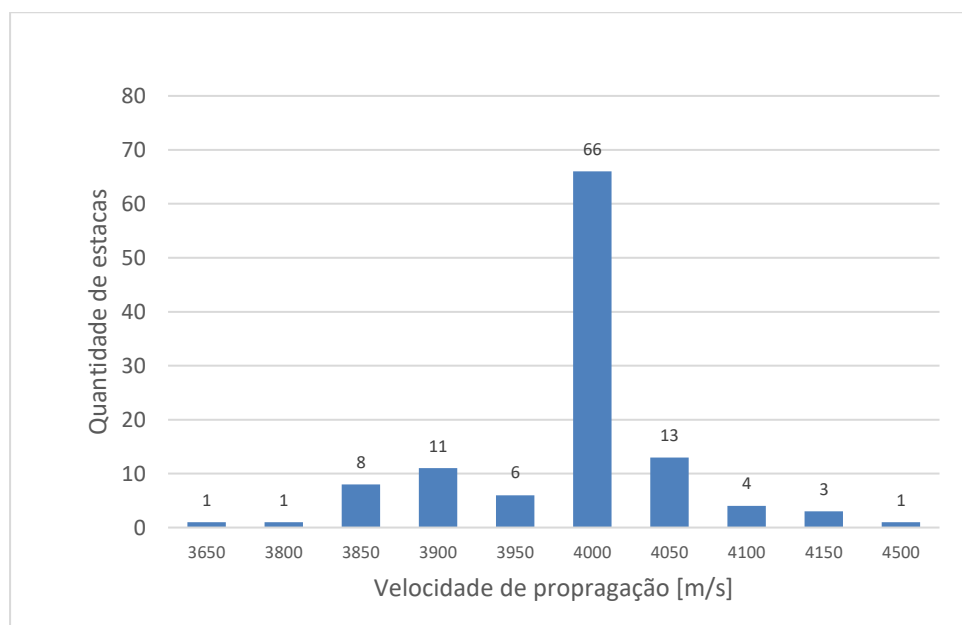


Figura 6.58 – Valores de velocidade de propagação de onda P nas diversas estacas ensaiadas nos testes de integridade.

Os valores característicos obtidos na bibliografia indicam que a velocidade de onda compressiva (P) no concreto varia normalmente entre 3000 e 6000 m/s, dependendo da idade do material, densidade e resistência, dentre outros fatores. De forma geral, nenhuma estaca ensaiada apresentou reflexão ao longo do comprimento do fuste, mas apenas pela ponta, indicando que existe integridade

continua ao longo da estrutura. Um afunilamento da seção transversal só foi observado na ponta da estaca TQ30-E12 (a própria prova de carga PCP.04).

6.4.8. Parâmetros de resistência e de deformabilidade

O modelo completo tridimensional do Projeto da Fundação de Radier Estaqueado, apresentado na Figura 6.17, mostra que a estratigrafia é formada pela intercalação de 4 camadas arenosas e 3 camadas argilosas.

A Figura 6.59 mostra uma parte do modelo numérico utilizado para simular as provas de carga, com as espessuras estabelecidas, nos modelos estão em função às informações fornecidas no ensaio SPT, para cada prova de carga. Na designação das camadas de solo, a letra S significa solo arenoso e a letra C solo argiloso. Ambos os solos vêm acompanhados das respectivas sequências de camadas, a partir da superfície.

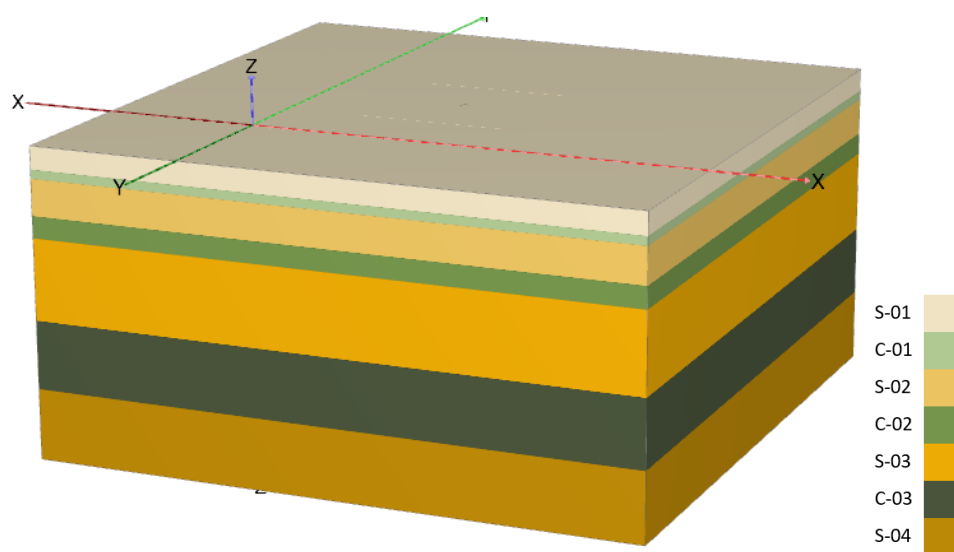


Figura 6.59 – Parte do modelo numérico para a simulação da prova de carga e nomenclatura das camadas de solo.

6.4.8.1. Parâmetros do modelo constitutivo para solos arenosos

Os parâmetros de resistência do modelo constitutivo *Hardening Soil Model*, obtidos com base em correlações publicadas na literatura, e usados para cálculo da capacidade de suporte das estacas, estão listados na Tabela 6.20, considerando um perfil representativos com o número de golpes médio, no caso das camadas arenosas.

Tabela 6.20 – Parâmetros de resistência do modelo HSM.

Camada	Nspt Médio	Nspt Corr.	Dr [%]	c' [kPa]	ϕ' [°]	ψ [°]
S-01	11	13,2	0,68	0	38	0
S-02	17	20,4	0,73	0	40	0
S-03	20	24,0	0,65	0	40,5	0
S-04	40	48,0	0,72	0	41	0

Em relação aos parâmetros de deformabilidade E_{50}^{Ref} , E_{oed}^{Ref} , E_{ur}^{Ref} , os boletins de sondagem registraram distintas densidades relativas dos solos arenosos (pouco compacto, medianamente compacto, muito compacto). Foram então empregadas as correlações da Tabela 6.21, sugeridas por Denver (1982) e Bowles (2001), para estimativa do módulo de deformabilidade " E_s " aqui admitido equivalente ao módulo E_{50}^{Ref} na tensão efetiva de referência p'_{ref} .

Tabela 6.21 – Módulos de deformabilidade (modificado Denver, 1982; Bowles, 2001).

Tipo de solo	E [kPa]	Autor	Equação
Areia de pouco compacta a compacta	$500(Nspt + 15)$	Bowles, (2001)	(6.7)
	$7000 \sqrt{Nspt}$	Denver, (1982)	(6.8)
	$(15000 \text{ a } 22000) \ln Nspt$	Bowles, (2001)	(6.9)
Areia muito compacta	$40000 + 1050Nspt$	Bowles, (2001)	(6.10)
Areia com pedregulho	$1200(Nspt + 6)$	Bowles, (2001)	(6.11)

Em relação à tensão efetiva de referência p'_{ref} , para cada camada de solo arenoso foi utilizado um valor médio da tensão efetiva de confinamento σ'_3 .

Os parâmetros de deformabilidade E_{oed}^{Ref} , E_{ur}^{Ref} foram calculados com base nas formulações propostas no desenvolvimento teórico do modelo HS.

A Tabela 6.22 mostra os parâmetros de rigidez utilizados na simulação computacional.

Tabela 6.22 – Parâmetros de rigidez do modelo HSM.

Camada	Nspt Médio	Nspt Corr.	γ_{solo} [kN/m³]	σ'_1 [kPa]	σ'_3 [kPa]	E_{50}^{ref} [kPa]	E_{oed}^{ref} [kPa]	E_{ur}^{ref} [kPa]
S-01	11	13,2	19	28	18	35282	35282	105845
S-02	17	20,4	19	64,5	42	39641	39641	118922
S-03	20	24,0	20	154,5	95	42757	42757	128272
S-04	40	48,0	21	341	221	60935	60935	188898

Os valores de outros parâmetros do modelo HSM (K_o , m , v_{ur} , R_f) foram mantidos de acordo com os valores padrão recomendados pelo software (Tabela 6.23).

Tabela 6.23 – Valores padrão dos parâmetros do modelo HSM para solos arenosos.

Camada	K_o	m	v_{ur}	R_f
S-01	0,36	0,6	0,2	0,9
S-02	0,35	0,6	0,2	0,9
S-03	0,36	0,6	0,2	0,9
S-04	0,3537	0,6	0,2	0,9

6.4.8.2.

Parâmetros do modelo constitutivo para solos argilosos

O programa *PLAXIS 3D V.22* possui um módulo denominado *Soil Test*, que pode ser utilizado para simular diferentes ensaios de laboratório (triaxial, triaxial cíclico, oedométrico, coluna ressonante, cisalhamento direto, cisalhamento direto cíclico) e determinar os parâmetros do modelo constitutivo selecionado pelo usuário em função do aspecto das curvas tensão – deformação obtidas em ensaios de laboratório.

No Capítulo 4, foram consideradas três curvas de compressibilidade, representativas dos ensaios oedométricos realizados nas amostras de solo argiloso AM-3-1, AM-1-2 e AM-2-5), consideradas de qualidade de boa qualidade, segundo Freire (2016).

Ao tentar reproduzir as curvas de compressibilidade de laboratório, foi necessário ajustar os parâmetros de resistência (coesão c' e ângulo de atrito efetivo ϕ' considerando que os valores dos parâmetros ajustados estejam dentro dos encontrados na literatura) e manter os mesmos valores dos parâmetros de deformabilidade estimados dos próprios ensaios oedométricos.

A Figura 6.60 mostra duas curvas de uma amostra da camada C-01 sendo a curva cinza obtida como resultado do ensaio oedométrico da amostra AM-3-1 (Freire, 2016), e a curva em preto correspondente à simulação do ensaio oedométrico pelo módulo *Soil Test* do programa *PLAXIS 3D V.22*.

Similarmente, a Figura 6.61 ilustra ambas as curvas para a amostra AM-1-2 (Freire, 2016) pertencente à camada de solo argiloso C-02, enquanto que a Figura 6.62 se refere à amostra AM-2-5 (Freire, 2016) da camada de solo argiloso C-03.

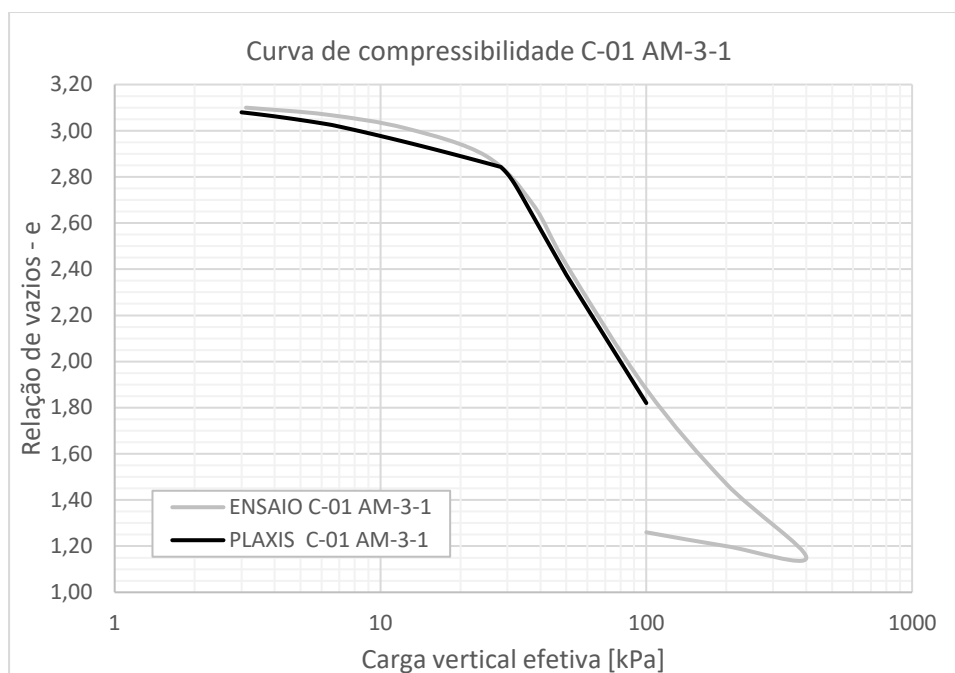


Figura 6.60 – Simulação de curvas de compressibilidade da amostra AM-3-1 da camada C-01.

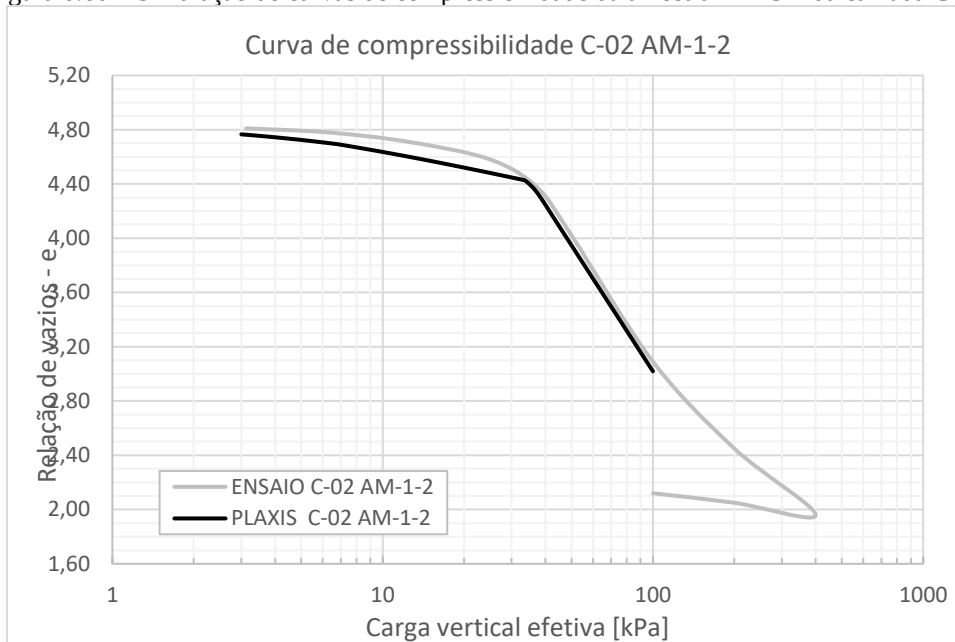


Figura 6.61 – Simulação da curva de compressibilidade da amostra AM-1-2 da camada C-02.

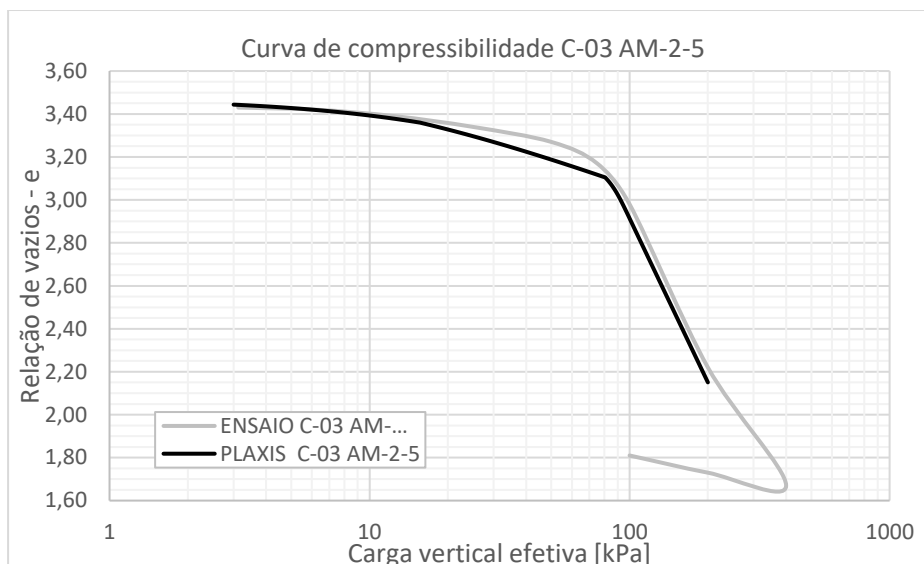


Figura 6.62 – Simulação da curva de compressibilidade da amostra de solo argiloso AM-2-5 da camada C-03.

Com base nos resultados obtidos pela simulação computacional, a Tabela 6.24 apresenta os valores dos parâmetros de resistência ajustados para as camadas argilosas.

Tabela 6.24 – Parâmetros de resistência do modelo SSM.

Camada	c' [kN/m ²]	ϕ' [°]	ψ [°]
C-01	1	22	0
C-02	1,1	21	0
C-03	3,5	20	0

A Tabela 6.25 mostra os parâmetros de compressibilidade calibrados pelo módulo *Soil Test*, que praticamente são os mesmos valores obtidos na interpretação dos ensaios oedométricos reais.

Tabela 6.25 – Parâmetros de compressibilidade do modelo SSM.

Camada	e_o	c_c	c_s	λ^*	κ^*	ν	ν_{ur}
C-01	3,15	2,03	0,17	0,212677	0,035621	0,495	0,2
C-02	4,85	3,08	0,23	0,228911	0,034188	0,495	0,2
C-03	3,47	2,54	0,23	0,247058	0,044743	0,495	0,2

6.4.8.3.

Simulação das provas de carga

A Figura 6.63, mostra uma ilustração do modelo numérico tridimensional utilizado para simulação das provas de carga, enquanto que a Figura 6.64 mostra a carga aplicada no topo da estaca, a localização da estaca de concreto, com 1 m de diâmetro e 15 m de comprimento, na parte central do modelo, e indicação de

elementos de interface para representação do comportamento na interface solo – estaca.

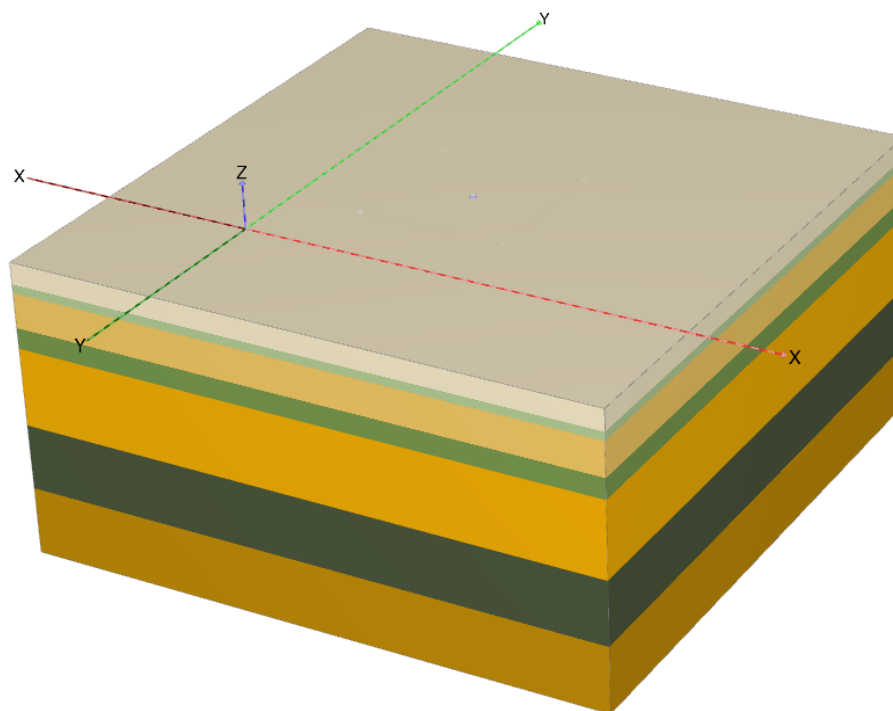


Figura 6.63 – Modelo numérico 3D para simulação computacional das provas de carga.

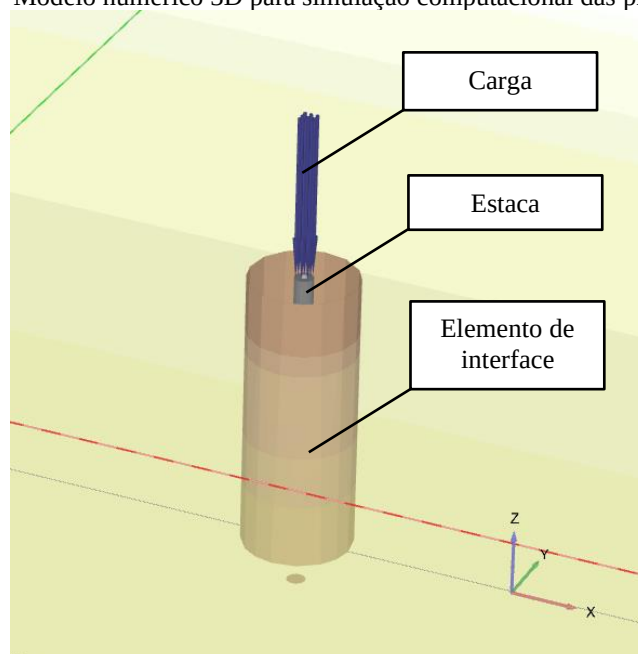


Figura 6.64 – Esquema da aplicação do carregamento, da representação da estaca e de elementos de interface.

Da Figura 6.67 a Figura 6.70 apresentam um resumo das espessuras de cada camada, na simulação das provas de carga PCP.01A, PCP.02A, PCP.03 e PCP.04 respectivamente. A posição do lençol freático foi adotada na cota 0 em todas as situações para ter uma situação mais conservadora.

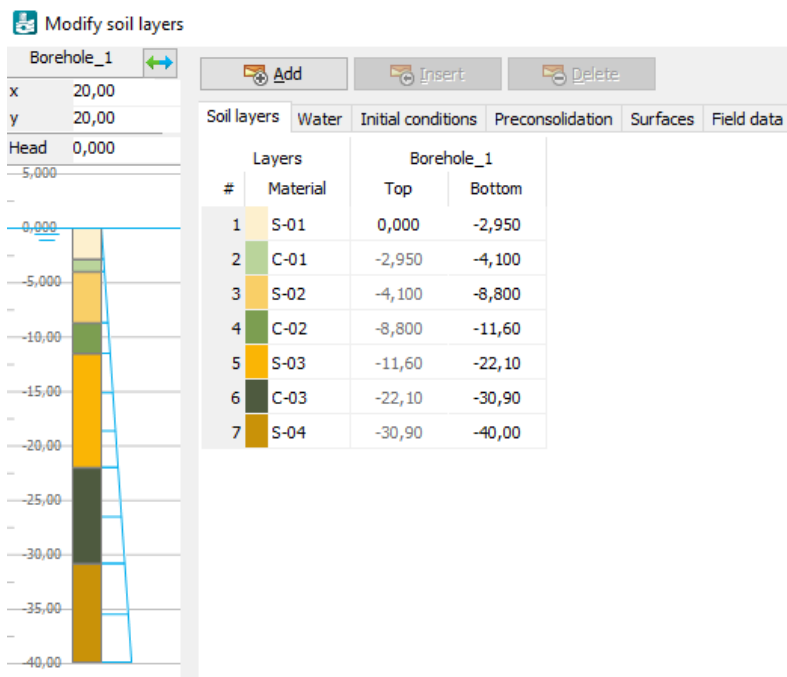


Figura 6.65 – Espessuras das camadas para simulação da prova de carga PCP.01A - Sondagem SP-07.

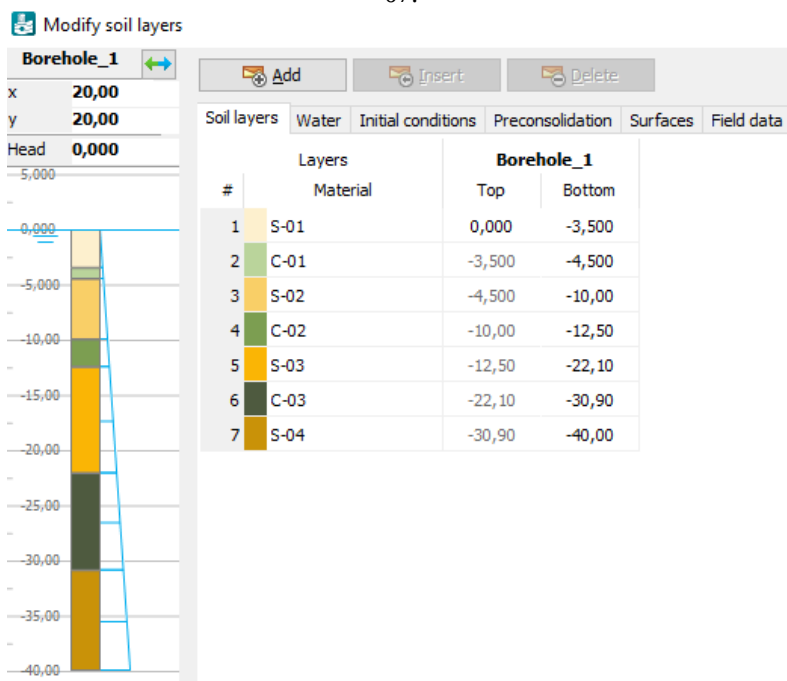


Figura 6.66 – Espessuras das camadas para simulação da prova de carga PCP.02A - Sondagem SP-08.

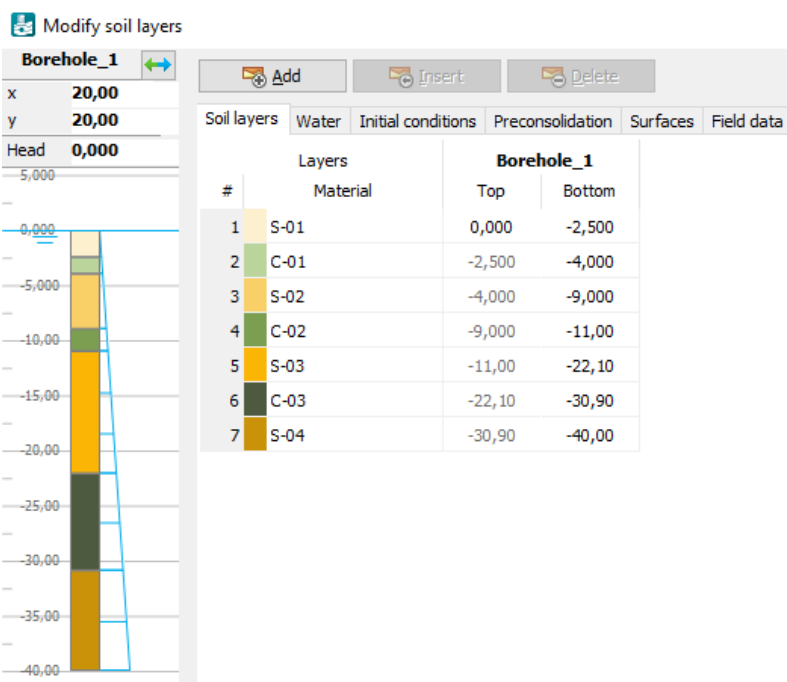


Figura 6.67 – Espessuras das camadas para simulação da prova de carga PCP.03 - Sondagem SP-04.

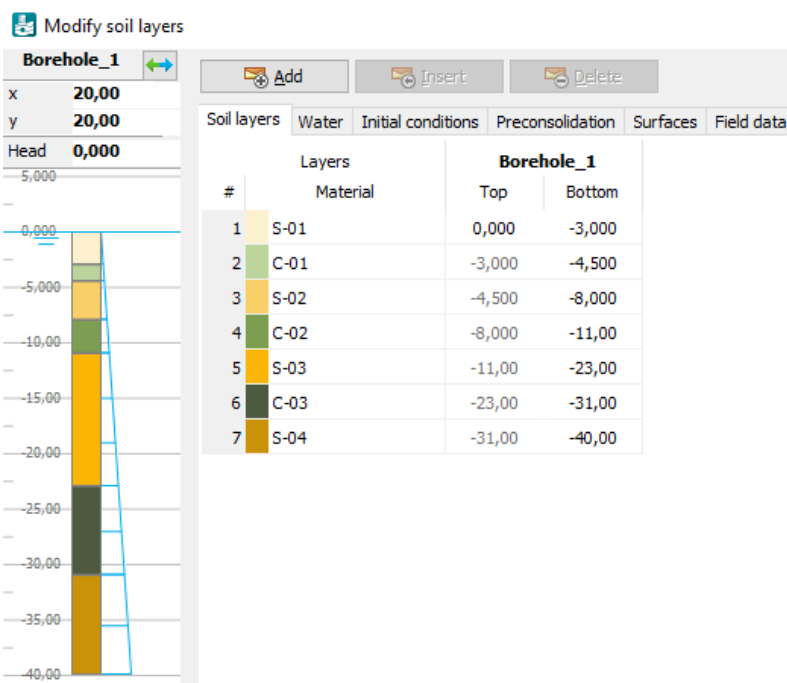


Figura 6.68 – Espessuras das camadas para simulação da prova de carga PCP.04 - Sondagem SP-24.

A Figura 6.69 apresenta a malha 3D de elementos finitos gerada pelo programa *PLAXIS 3D V.22*. Na parte central, próximo à estaca, observa-se que existe um refinamento maior da malha, para obtenção de resultados numéricos mais aproximados.

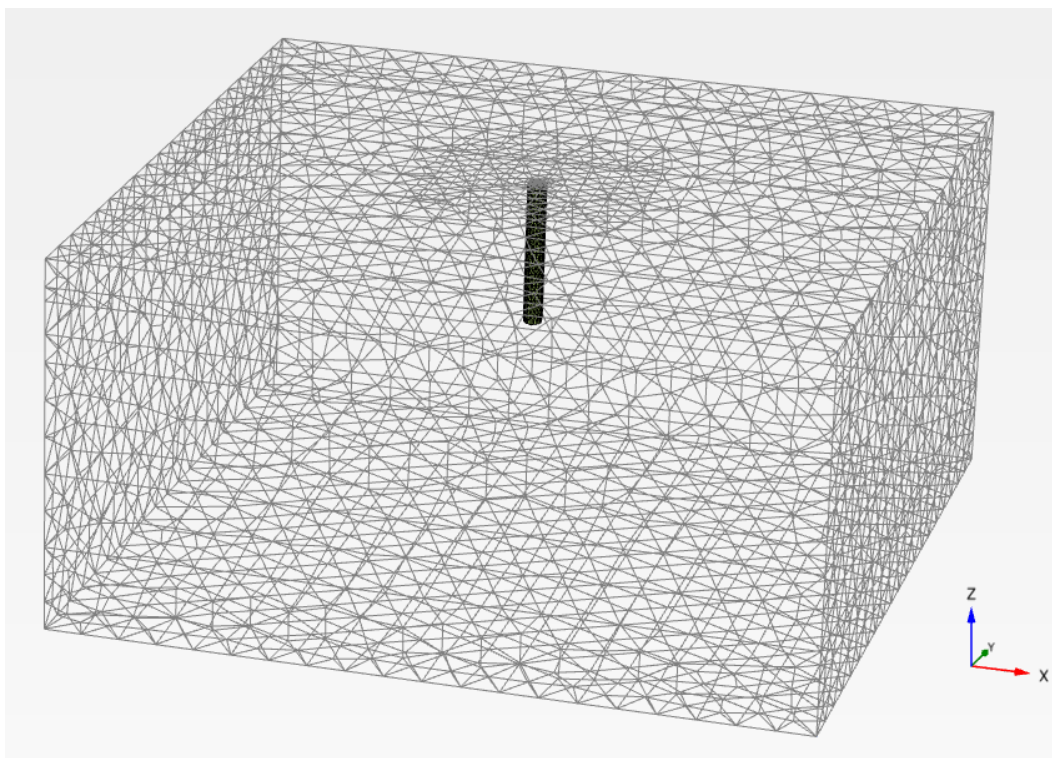


Figura 6.69 – Malha de elementos finitos trimensional para prova de carga PCP.04.

A Tabela 6.26 detalha os parâmetros geométricos e mecânicos utilizados para a estaca de concreto, que foram os mesmos para a análise tensão-deformação do Projeto de Fundação de Radier Estaqueado que é apresentado na próxima seção.

Tabela 6.26 – Parâmetros geométricos e mecânicos da estaca de concreto.

Elemento	Modelo Material	D [m]	L [m]	γ [kN/m ³]	E [GPa]	ν [-]
Estaca	Elástico Linear	1	15	24	20	0,20

Após várias tentativas de simulação das provas de carga, percebeu-se a necessidade de ajustar os parâmetros de resistência (coesão c' , o ângulo de atrito efetivo ϕ' e o parâmetro m das camadas arenosas, considerando que os valores dos parâmetros ajustados estejam dentro dos encontrados na literatura), com o objetivo de obter resultados aceitáveis, embora a tarefa seja desafiadora. Da Figura 6.72 a Figura 6.75 mostram as curvas carga-recalque obtidas experimentalmente em campo (linha tracejada) e as simulações numéricas computadas pelo programa (linha sólida), com comparações de qualidade variáveis entre ambas as curvas.

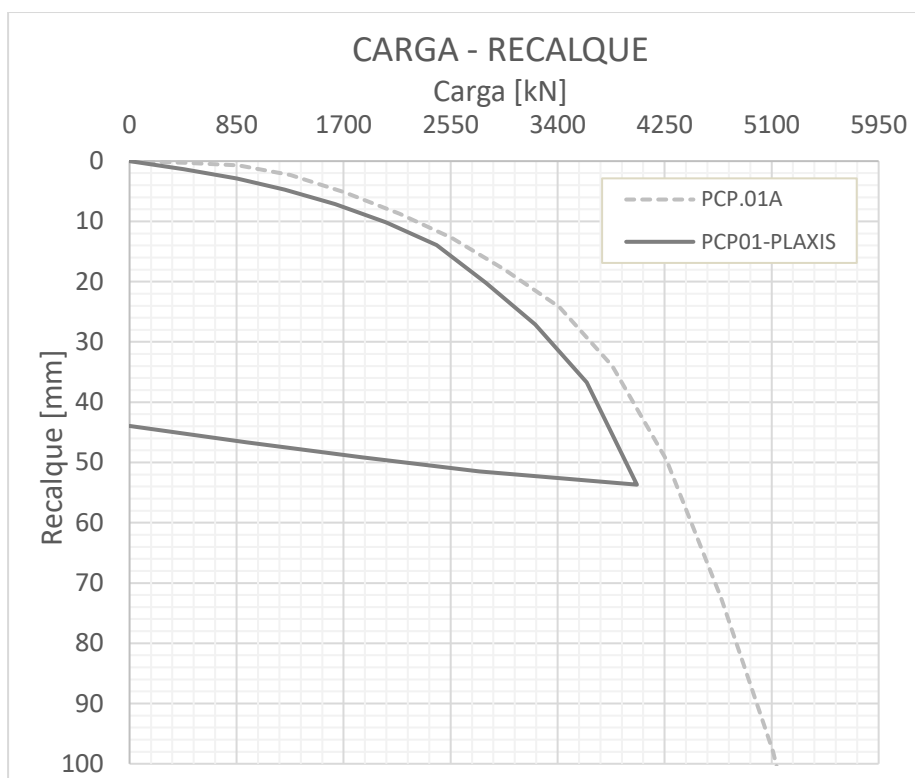


Figura 6.70 – Curvas carga – recalque na prova de carga PCP-01A.

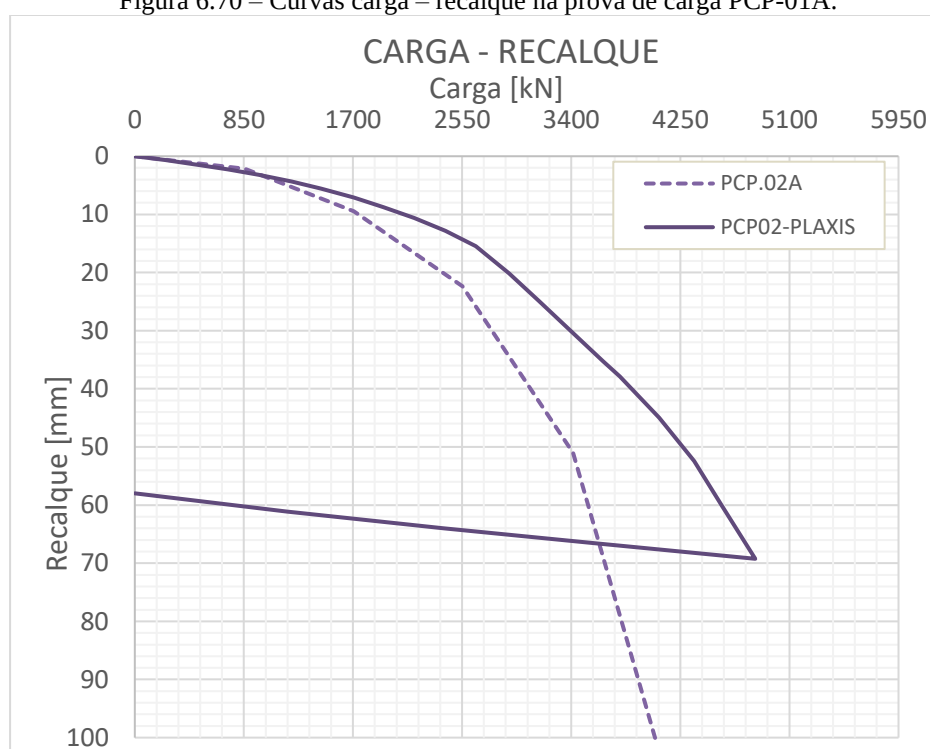


Figura 6.71 – Curvas carga – recalque na prova de carga PCP-02A.

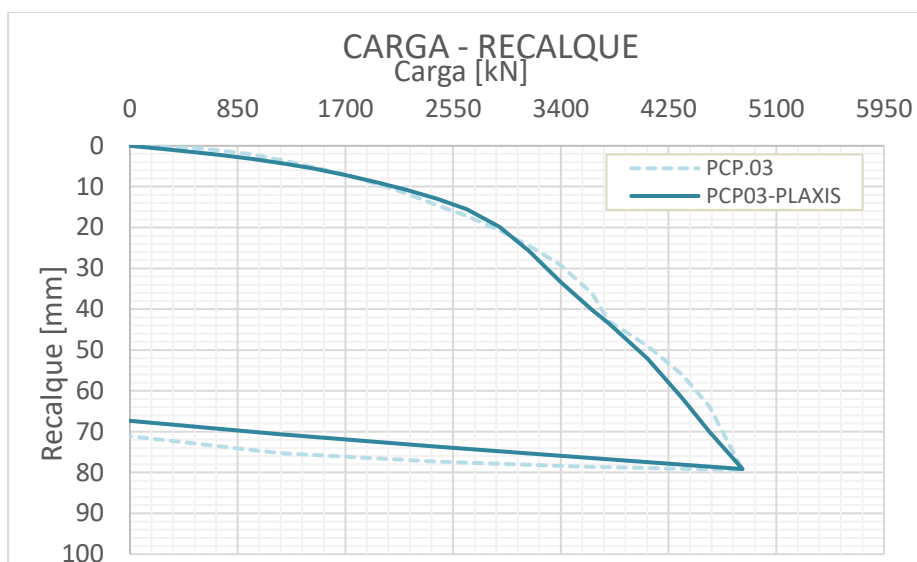


Figura 6.72 – Curvas carga – recalque na prova de carga PCP-03.

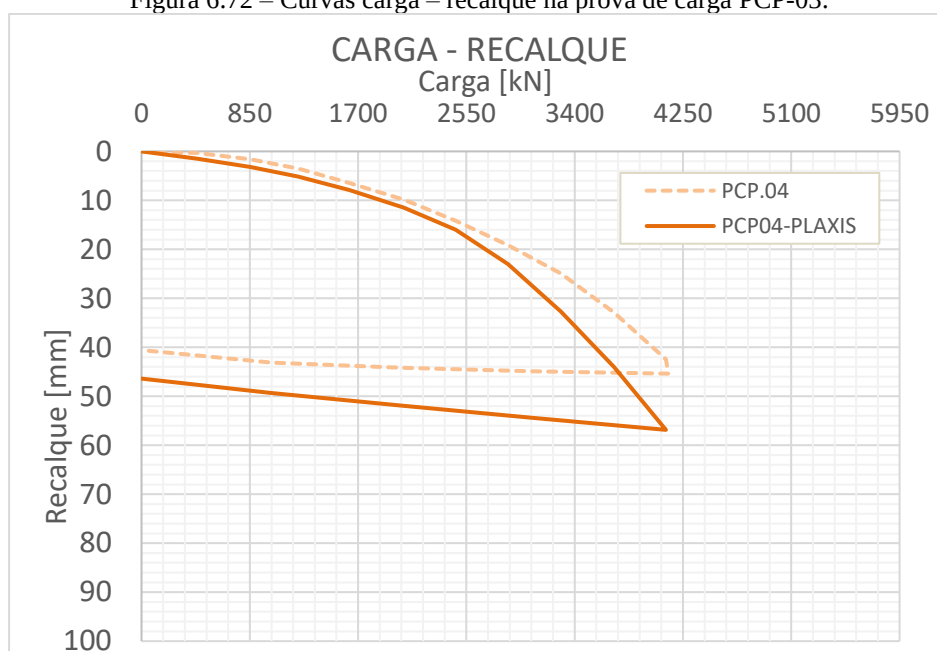


Figura 6.73 – Curvas carga – recalque da prova de carga PCP-04.

Considerou-se que os resultados obtidos na simulação das provas de carga PCP.01A, PCP.02A e PCP.04 são satisfatórios, mas que as diferenças entre as curvas da prova de carga PCP.02A são significativas, podendo mesmo indicar que possa ter ocorrido algum tipo de problema durante a realização desta prova de carga em campo ou existência de variação local da estratigrafia assumida. Nos estágios de descarregamento, em todos os casos, o comportamento da simulação numérica foi similar ao verificado nas provas de carga experimentais.

A Tabela 6.27 apresenta os parâmetros de entrada finais obtidos para o modelo constitutivo HS, enquanto a Tabela 6.28 se refere aos valores finais dos parâmetros relativos ao modelo constitutivo SS.

Tabela 6.27 – Parâmetros de entrada finais – modelo HSM.

Camada	c' [kPa]	ϕ' [°]	ψ [°]	σ_3^{Ref} [kPa]	E_{50}^{Ref} [kPa]	E_{oed}^{Ref} [kPa]	E_{ur}^{Ref} [kPa]	K_o	m	v_{ur}	R_f
S-01	6	39,7	0	18	35282	35282	105845	0,36	0,65	0,2	0,9
S-02	6	40,3	0	42	39641	39641	118922	0,35	0,65	0,2	0,9
S-03	6	39,4	0	95	42757	42757	128272	0,36	0,5	0,2	0,9
S-04	8	40,8	0	221	60935	60935	188898	0,35	0,6	0,2	0,9

Tabela 6.28 – Parâmetros de entrada finais – modelo SSM.

Camada	c' [kPa]	ϕ' [°]	ψ [°]	e_o	c_c	c_s	λ^*	κ^*	ν	ν_{ur}
C-01	1	22	0	3,15	2,03	0,17	0,212677	0,035621	0,495	0,2
C-02	1,1	21	0	4,85	3,08	0,23	0,228911	0,034188	0,495	0,2
C-03	3,5	20	0	3,47	2,54	0,23	0,247058	0,044743	0,495	0,2

6.4.9.

Análise do sistema da fundação estacado do tanque

Os recalques, durante a execução do teste hidrostático e na etapa de operação do tanque de armazenamento, são afetados pela disposição das estacas na área do radier. Visando reduzir os deslocamentos e minimizar os recalques diferenciais, deve-se combinar a capacidade de suporte do radier com a capacidade de carga das estacas, localizadas de forma estratégica.

6.4.9.1.

Componentes do modelo numérico do sistema de fundação

Foram definidos três componentes básicos do modelo numérico:

- Cargas aplicadas;
- Geometria dos elementos de fundação e do solo;
- Parâmetros calibrados dos modelos constitutivos.

Com base nas informações apresentadas anteriormente, a Tabela 6.29 resume as cargas aplicadas no radier esquematizado na Figura 6.74.

Tabela 6.29 – Cargas aplicadas pelo tanque TQ-34.

Tanque	D	H	V	Carga Superficial	Peso do tanque	Carga no perímetro do tanque
N°	[m]	[m]	[m³]	[kN/m²]	[kN]	[kN/m]
TQ-34	30,57	19,3	14093	193	3020	33

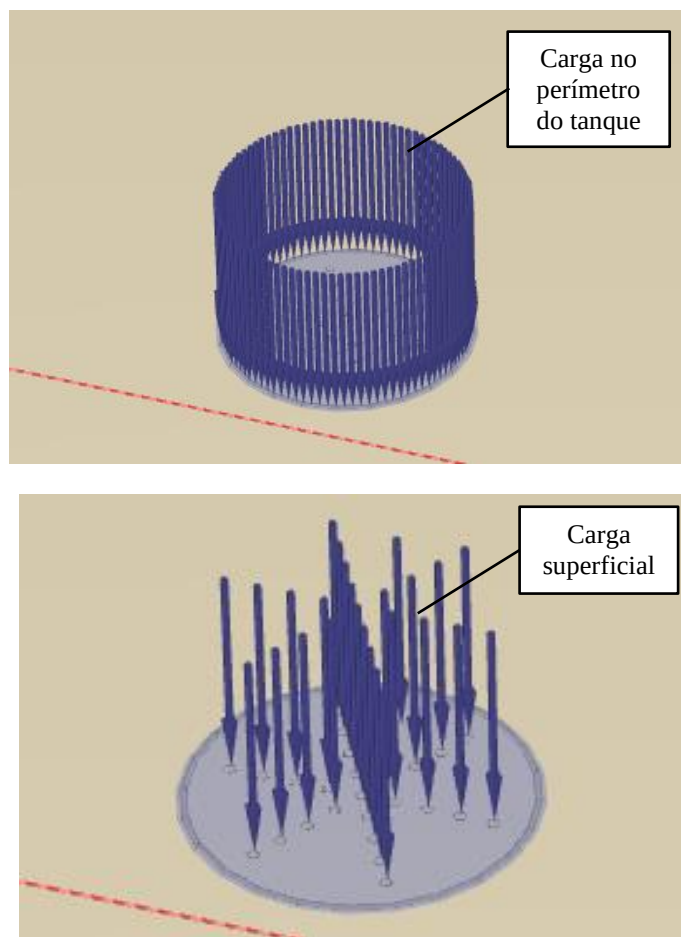


Figura 6.74 – Cargas atuantes no sistema de fundação TQ-34.

A geometria de todos os elementos de concreto que formam parte do modelo numérico apresentam as seguintes características: radier modelado como um elemento de placa (*plate*) e as estacas modeladas como elementos sólidos (Figura 6.77). As características geométricas e mecânicas destes elementos estão descritas na Tabela 6.30.

Tabela 6.30 – Características dos elementos de concreto.

Elemento	D	H	Peso específico	Módulo de Elasticidade	Coefficiente de Poisson
	[m]	[m]	[kN/m ³]	[GPa]	[-]
Radier	32	1	24	20	0,20
Estaca	1	15	24	20	0,20

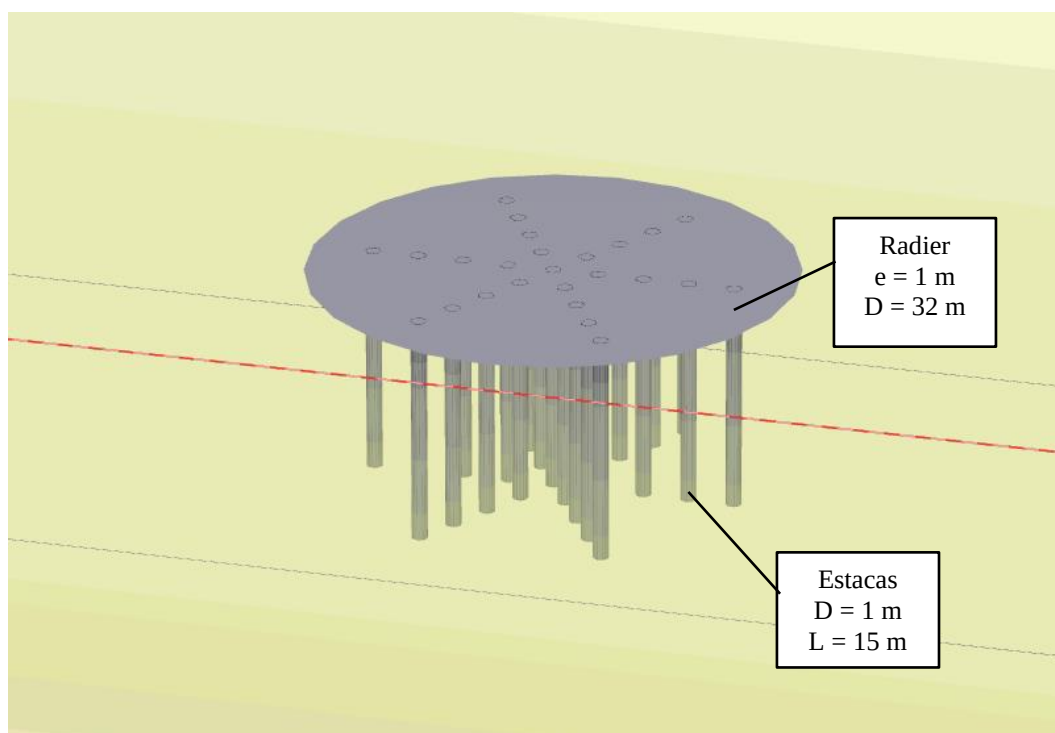


Figura 6.75 – Elementos de concreto: radier e estacas.

Para a avaliação paramétrica deste sistema de fundação, foram consideradas 6 configurações. A primeira delas foi modelada como radier simples, e a segunda admitindo a construção do radier com uma estaca no centro, conforme a Figura 6.76. A linha tracejada representa o perímetro do tanque nas 6 configurações.

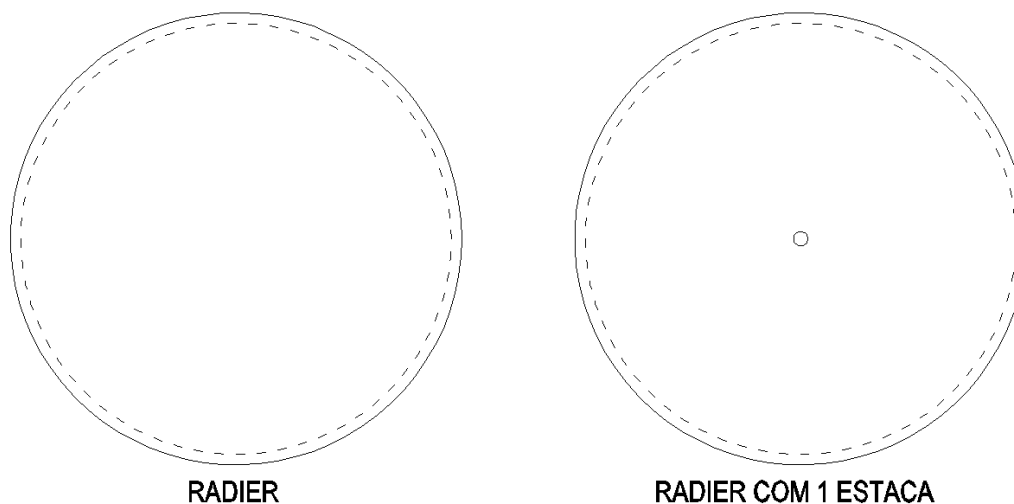


Figura 6.76 – Primeira e segunda configuração do radier estaqueado.

As próximas 2 configurações começam com a distribuição das estacas em um e dois anéis respectivamente, admitindo 6 estacas em cada anel, com separação angular de 60° e de 3 m entre eixos de estacas vizinhas, conforme ilustra a Figura 6.77.

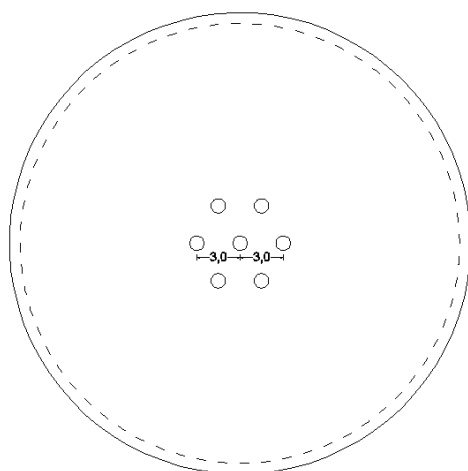
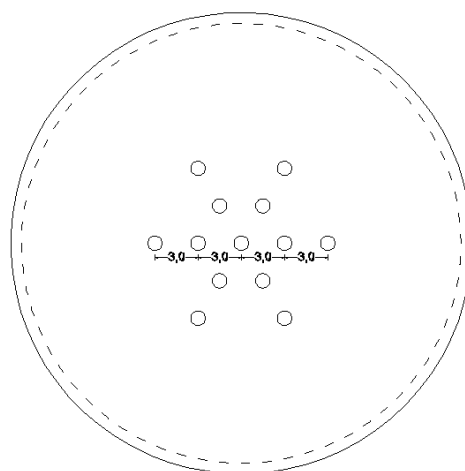
**RADIER COM 7 ESTACA****RADIER COM 13 ESTACA**

Figura 6.77 – Terceira e quarta configuração de radier estaqueado.

As 2 configurações finais são formadas pela distribuição de 3 e 4 anéis respectivamente, com 6 estacas em cada anel, separação angular de 60°, distância de 3 m entre eixos de estacas vizinhas, conforme Figura 6.78.

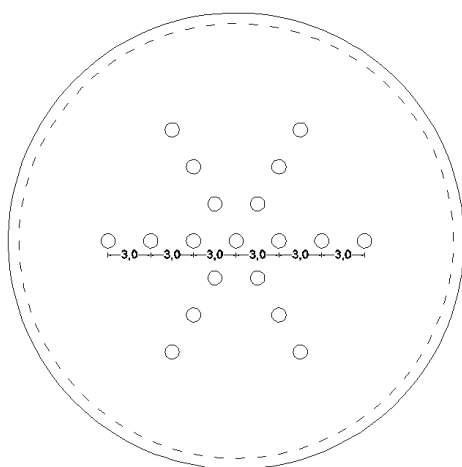
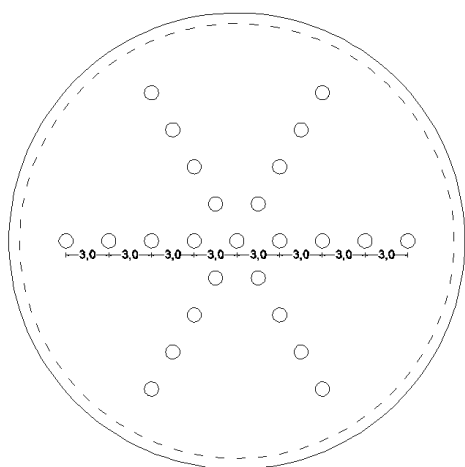
**RADIER COM 19 ESTACA****RADIER COM 25 ESTACA**

Figura 6.78 – Quinta e sexta configuração de radier estaqueado.

Em relação às espessuras das camadas que formam o modelo numérico tridimensional apresentado em parte na Figura 6.17, da Figura 6.81 à Figura 6.85 indicam as espessuras consideradas em cada furo de sondagem SPT, de acordo com a numeração da Figura 6.8.

Layers		Borehole_1		Borehole_2		Borehole_3		Borehole_4		Borehole_5		Borehole_6	
#	Material	Top	Bottom	Top	Bottom	Top	Bottom	Top	Bottom	Top	Bottom	Top	Bottom
1	S-01	0,000	-2,450	0,000	-2,700	0,000	-2,400	0,000	-2,500	0,000	-2,700	0,000	-2,600
2	C-01	-2,450	-4,100	-2,700	-4,250	-2,400	-3,950	-2,500	-4,000	-2,700	-4,000	-2,600	-3,900
3	S-02	-4,100	-8,800	-4,250	-8,600	-3,950	-8,900	-4,000	-9,000	-4,000	-9,200	-3,900	-9,200
4	C-02	-8,800	-11,60	-8,600	-11,00	-8,900	-11,60	-9,000	-11,00	-9,200	-12,50	-9,200	-12,10
5	S-03	-11,60	-22,10	-11,00	-21,90	-11,60	-22,00	-11,00	-22,10	-12,50	-21,60	-12,10	-21,00
6	C-03	-22,10	-31,90	-21,90	-31,70	-22,00	-32,90	-22,10	-30,90	-21,60	-30,80	-21,00	-31,00
7	S-04	-31,90	-45,00	-31,70	-45,00	-32,90	-45,00	-30,90	-45,00	-30,80	-45,00	-31,00	-45,00

Figura 6.79 – Espessuras das camadas SP-01 a SP-06.

Layers		Borehole_7		Borehole_8		Borehole_9		Borehole_10		Borehole_11		Borehole_12	
#	Material	Top	Bottom	Top	Bottom	Top	Bottom	Top	Bottom	Top	Bottom	Top	Bottom
1	S-01	0,000	-2,950	0,000	-3,500	0,000	-2,450	0,000	-2,700	0,000	-2,800	0,000	-2,800
2	C-01	-2,950	-4,100	-3,500	-4,500	-2,450	-4,100	-2,700	-4,450	-2,800	-4,350	-2,800	-4,000
3	S-02	-4,100	-8,800	-4,500	-10,00	-4,100	-9,300	-4,450	-9,500	-4,350	-9,500	-4,000	-9,100
4	C-02	-8,800	-11,60	-10,00	-12,50	-9,300	-13,00	-9,500	-13,20	-9,500	-13,50	-9,100	-13,40
5	S-03	-11,60	-22,10	-12,50	-22,10	-13,00	-20,60	-13,20	-21,00	-13,50	-21,00	-13,40	-20,50
6	C-03	-22,10	-30,90	-22,10	-30,90	-20,60	-30,00	-21,00	-30,50	-21,00	-31,00	-20,50	-31,00
7	S-04	-30,90	-45,00	-30,90	-45,00	-30,00	-45,00	-30,50	-45,00	-31,00	-45,00	-31,00	-45,00

Figura 6.80 – Espessuras das camadas SP-07 a SP-12.

Layers		Borehole_13		Borehole_14		Borehole_15		Borehole_16		Borehole_17		Borehole_18	
#	Material	Top	Bottom	Top	Bottom	Top	Bottom	Top	Bottom	Top	Bottom	Top	Bottom
1	S-01	0,000	-2,600	0,000	-2,500	0,000	-2,650	0,000	-2,700	0,000	-2,700	0,000	-2,500
2	C-01	-2,600	-4,250	-2,500	-4,200	-2,650	-4,100	-2,700	-4,000	-2,700	-4,500	-2,500	-4,050
3	S-02	-4,250	-9,400	-4,200	-9,050	-4,100	-9,150	-4,000	-9,350	-4,500	-9,200	-4,050	-9,100
4	C-02	-9,400	-13,20	-9,050	-13,00	-9,150	-13,60	-9,350	-13,70	-9,200	-13,30	-9,100	-13,00
5	S-03	-13,20	-20,30	-13,00	-19,95	-13,60	-21,00	-13,70	-21,45	-13,30	-20,00	-13,00	-20,10
6	C-03	-20,30	-31,00	-19,95	-31,20	-21,00	-31,10	-21,45	-31,50	-20,00	-31,00	-20,10	-31,00
7	S-04	-31,00	-45,00	-31,20	-45,00	-31,10	-45,00	-31,50	-45,00	-31,00	-45,00	-31,00	-45,00

Figura 6.81 – Espessuras das camadas SP-13 a SP-18.

Layers		Borehole_19		Borehole_20		Borehole_21		Borehole_22		Borehole_23		Borehole_24	
#	Material	Top	Bottom	Top	Bottom	Top	Bottom	Top	Bottom	Top	Bottom	Top	Bottom
1	S-01	0,000	-2,600	0,000	-2,650	0,000	-2,400	0,000	-2,250	0,000	-2,300	0,000	-3,000
2	C-01	-2,600	-4,200	-2,650	-4,300	-2,400	-4,000	-2,250	-3,800	-2,300	-3,900	-3,000	-4,500
3	S-02	-4,200	-9,000	-4,300	-9,000	-4,000	-9,100	-3,800	-9,200	-3,900	-9,300	-4,500	-8,000
4	C-02	-9,000	-13,70	-9,000	-13,40	-9,100	-13,35	-9,200	-13,40	-9,300	-13,70	-8,000	-11,00
5	S-03	-13,70	-20,50	-13,40	-20,20	-13,35	-20,50	-13,40	-21,00	-13,70	-20,60	-11,00	-23,00
6	C-03	-20,50	-31,00	-20,20	-31,00	-20,50	-31,30	-21,00	-30,80	-20,60	-31,40	-23,00	-31,00
7	S-04	-31,00	-45,00	-31,00	-45,00	-31,30	-45,00	-30,80	-45,00	-31,40	-45,00	-31,00	-45,00

Figura 6.82 – Espessuras das camadas SP-18 a SP-14.

Layers		Borehole_25		Borehole_26		Borehole_27		Borehole_28		Borehole_29	
#	Material	Top	Bottom	Top	Bottom	Top	Bottom	Top	Bottom	Top	Bottom
1	S-01	0,000	-2,600	0,000	-2,700	0,000	-2,500	0,000	-2,400	0,000	-2,600
2	C-01	-2,600	-4,300	-2,700	-4,550	-2,500	-4,150	-2,400	-4,000	-2,600	-4,350
3	S-02	-4,300	-8,150	-4,550	-8,500	-4,150	-8,000	-4,000	-8,800	-4,350	-9,000
4	C-02	-8,150	-12,10	-8,500	-12,50	-8,000	-12,30	-8,800	-12,55	-9,000	-12,60
5	S-03	-12,10	-22,00	-12,50	-21,90	-12,30	-22,60	-12,55	-22,00	-12,60	-22,10
6	C-03	-22,00	-31,80	-21,90	-31,90	-22,60	-31,50	-22,00	-31,40	-22,10	-31,60
7	S-04	-31,80	-45,00	-31,90	-45,00	-31,50	-45,00	-31,40	-45,00	-31,60	-45,00

Figura 6.83 – Espessuras das camadas SP-25 a SP-29.

É importante notar que as espessuras das camadas entre as sondagens variam, com as camadas apresentando leves inclinações que provocam recalques desiguais no interior e ao longo do perímetro do radier.

6.4.9.2. Malha de elementos finitos

Para as análises computacionais executadas, a malha foi gerada automaticamente pelo programa *PLAXIS 3D V.22*. Utilizou-se todos os furos de

sondagem para geração do modelo, e para a análise tensão-deformação se escolheu modelar o comportamento do tanque TQ-34. A malha do modelo é composta por 185.115 nós e 117.578 elementos tetraédricos (Figura 6.86) que modelam as estacas e as camadas de solo. A Figura 6.85 mostra a malha de elementos finitos e a Figura 6.86 mostra a malha com a representação dos materiais.

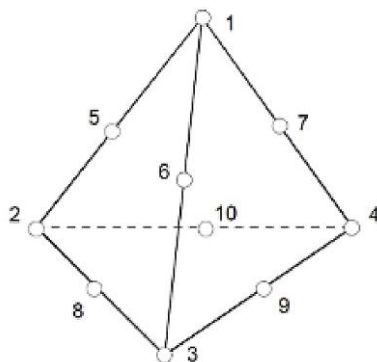


Figura 6.84 – Elemento tetraédrico de dez nós (modificado do Plaxis, 2023).

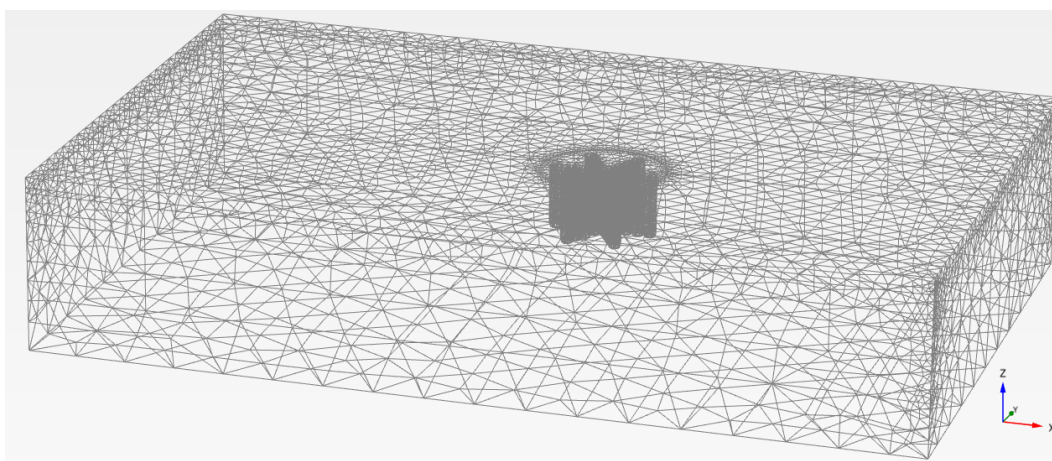


Figura 6.85 – Malha completa do modelo numérico em elementos finitos.

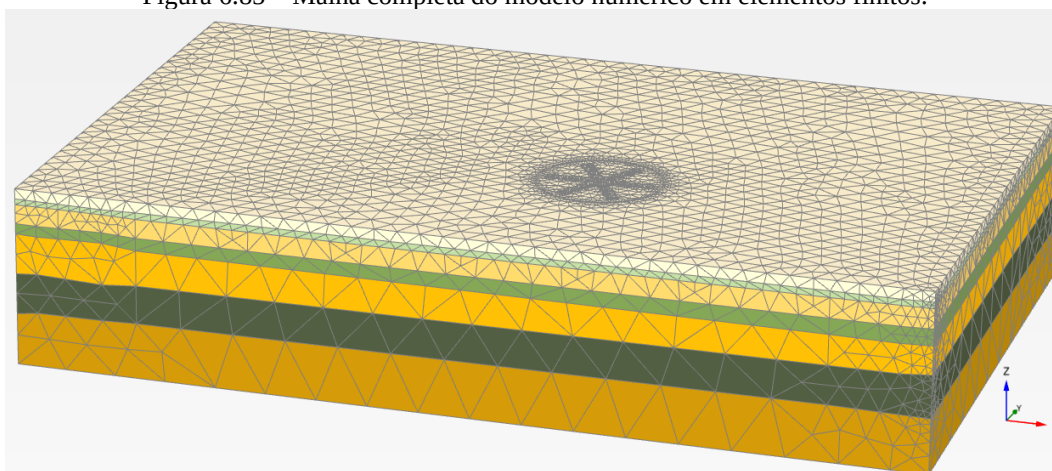


Figura 6.86 – Malha completa do modelo numérico em elementos finitos com representação dos materiais.

6.4.9.3. Simulação do teste hidrostático

Uma vez gerada a malha completa do modelo, a simulação do teste hidrostático consiste em aplicar primeiro a carga linear no perímetro do tanque (33 kN/m) que representa o peso do tanque transmitido ao radier através das paredes e posterior aplicação de uma carga superficial uniformemente distribuída (193 kN/m²) produzida pelo enchimento total do tanque com água.

As simulações numéricas foram realizadas para seis configurações de radier estaqueado, como informa da Figura 6.76 a Figura 6.78.

- Configuração 1: Radier simples, Figura 6.76 no lado esquerdo (Radier);
- Configuração 2: Radier com 1 estaca central, Figura 6.76 no lado direito (Radier + 1E);
- Configuração 3: Radier com 1 estaca central e distribuição de 6 estacas ao redor da estaca central, Figura 6.77 no lado esquerdo (Radier + 7E);
- Configuração 4: Radier com 1 estaca central e distribuição de 12 estacas ao redor da estaca central, Figura 6.77 no lado direito (Radier + 13E);
- Configuração 5: Radier com 1 estaca central e distribuição de 18 estacas ao redor da estaca central, Figura 6.78 no lado esquerdo (Radier + 19E);
- Configuração 6: Radier com 1 estaca central e distribuição de 24 estacas ao redor da estaca central, Figura 6.78 no lado direito (Radier + 25E). A Figura 6.89 também mostra um esquema da configuração 6 com a distribuição das 25 estacas no radier.

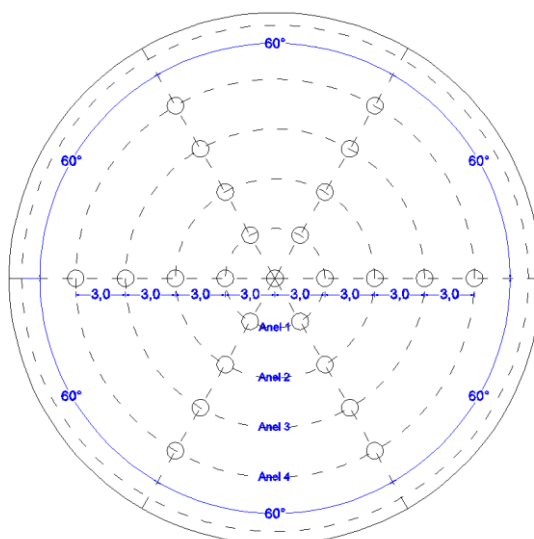


Figura 6.87 – Configuração 6 com a distribuição de 25 estacas no radier.

Nas fases de construção o carregamento foi aplicado de acordo com as seguintes etapas:

- Fase inicial: cálculo das tensões geostáticas iniciais com o programa *PLAXIS 3D V.22*, considerando o nível d'água na superfície do terreno;
- Construção do radier e das estacas, dependendo da configuração sendo analisada;
- Aplicação de um carregamento linear no perímetro do tanque;
- Aplicação do carregamento superficial uniformemente distribuído devido ao enchimento do tanque com água.

A Figura 6.88 mostra o fluxo das fases construtivas consideradas.

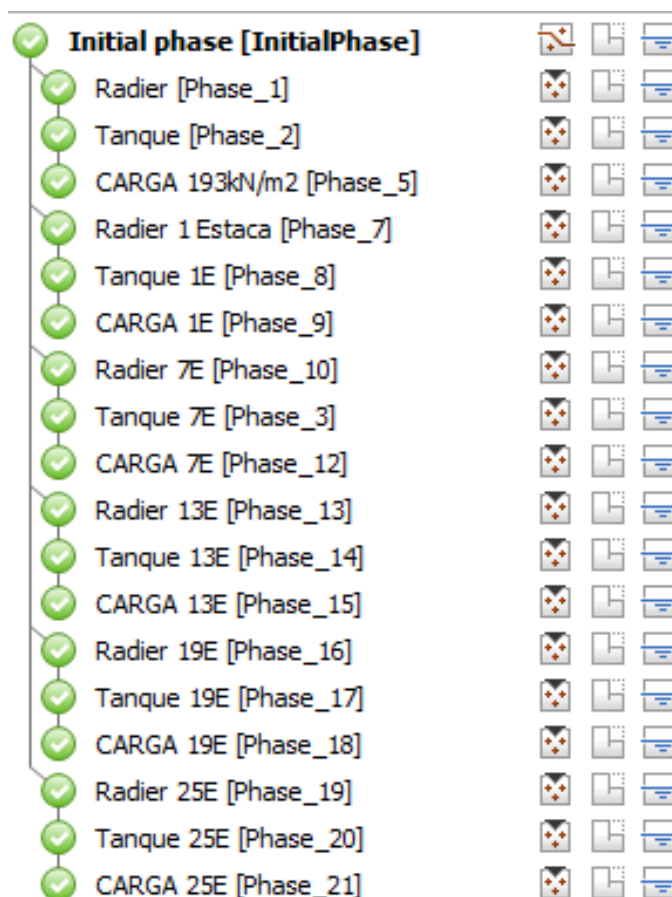


Figura 6.88 –Fases construtivas consideradas na análise numérica.

Da Figura 6.89 a Figura 6.92 ilustram a fase de construção para a configuração 6 (radier + 25 estacas):

- Figura 6.89: etapa inicial do modelo com o cálculo das tensões geostáticas.

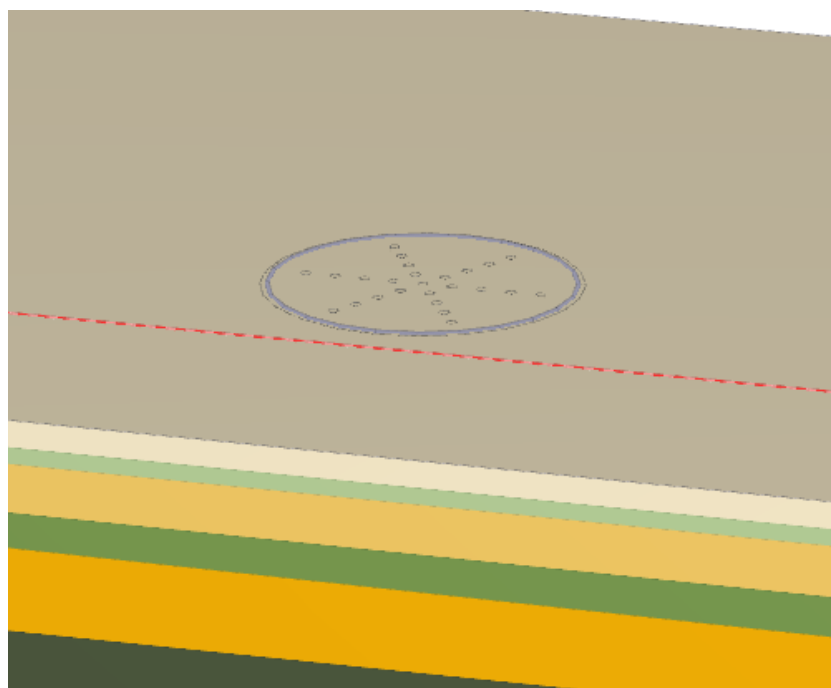


Figura 6.89 – Determinação das tensões geostáticas.

- Figura 6.90: construção do radier e das 25 estacas. Para fins ilustrativos as três primeiras camadas foram retiradas do modelo para mostrar a execução das 25 estacas e do radier.

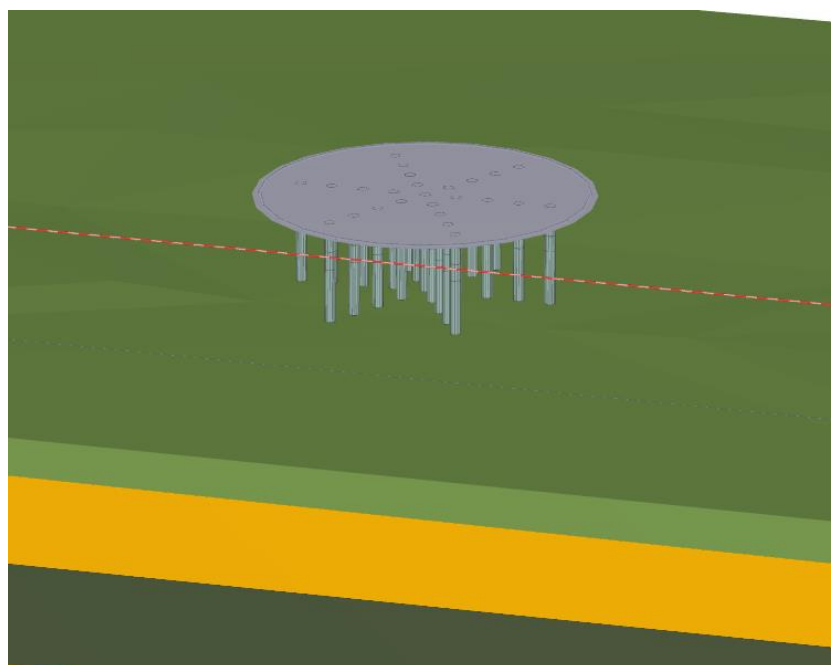


Figura 6.90 – Construção do radier e das 25 estacas.

- Figura 6.91: aplicação do carregamento linear de 33 kN/m no perímetro do tanque.

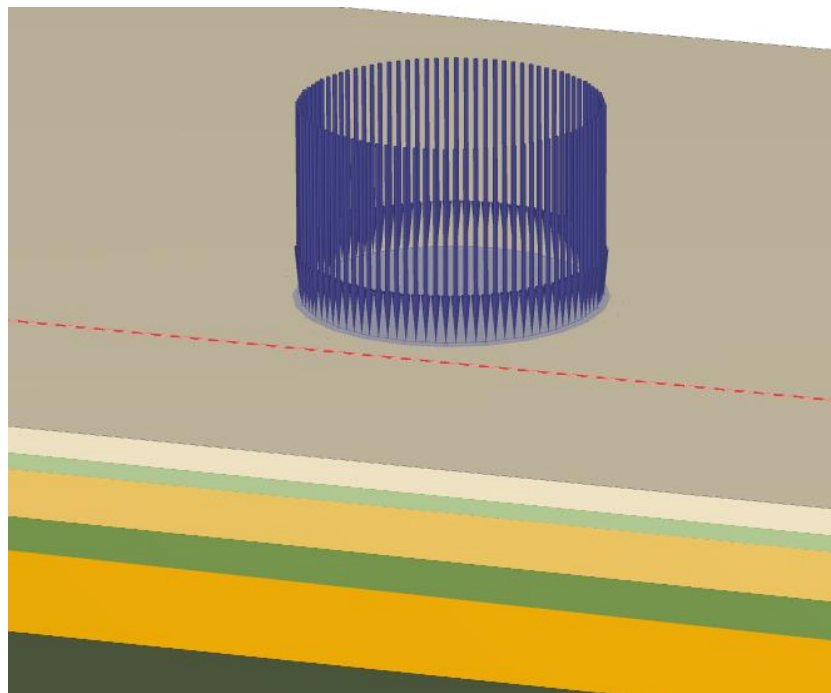


Figura 6.91 – Aplicação do carregamento linear ao longo do perímetro do tanque.

- Figura 6.92: aplicação do carregamento superficial de 193 kN/m² correspondente ao enchimento do tanque por água.

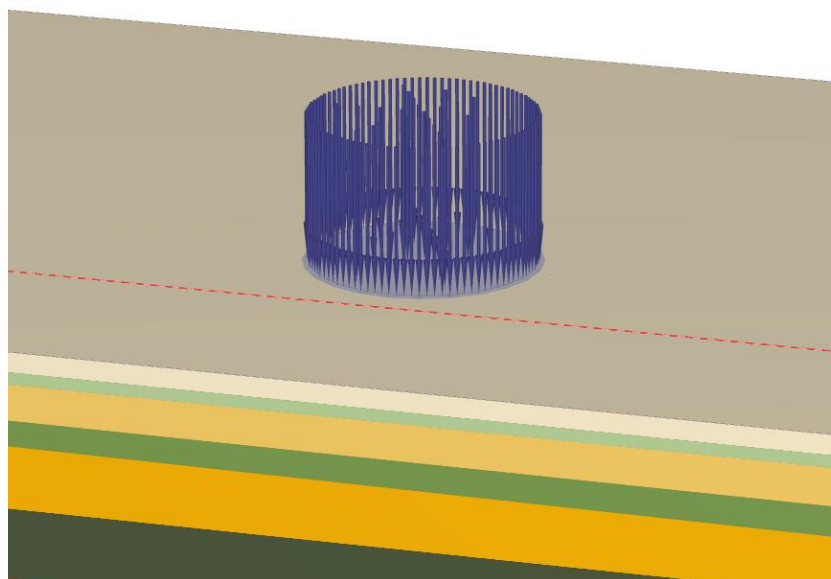


Figura 6.92 – Aplicação do carregamento superficial na base do tanque.

A seguir apresentam-se os resultados numéricos obtidos, em termos de deslocamentos verticais (recalques) no radier, para todas as configurações consideradas. A Figura 6.93 e Figura 6.94 mostram os contornos de recalque para

as configurações 1 e 2, respectivamente. Resultados similares são apresentados desde a Figura 6.93 até a Figura 6.98.

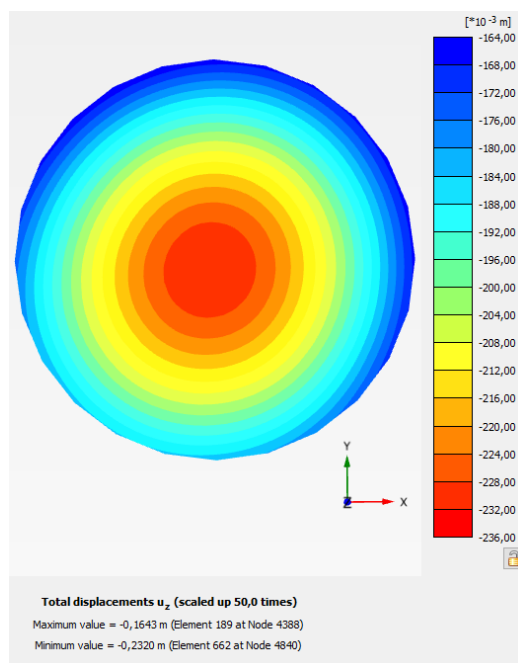


Figura 6.93 – Contornos de recalque da configuração 1.

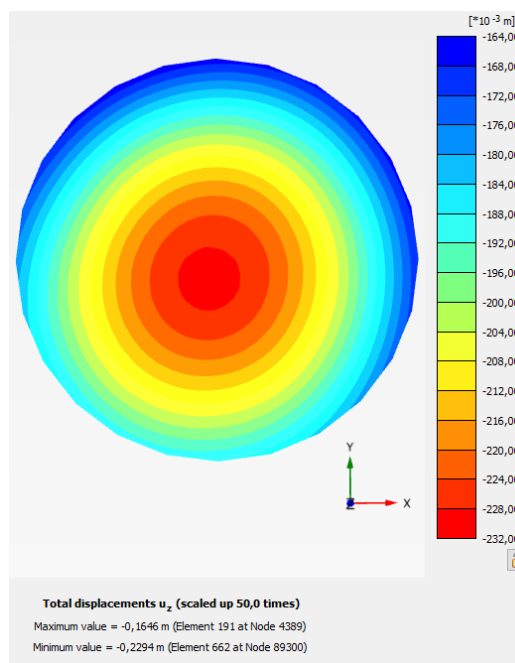


Figura 6.94 – Contornos de recalque da configuração 2.

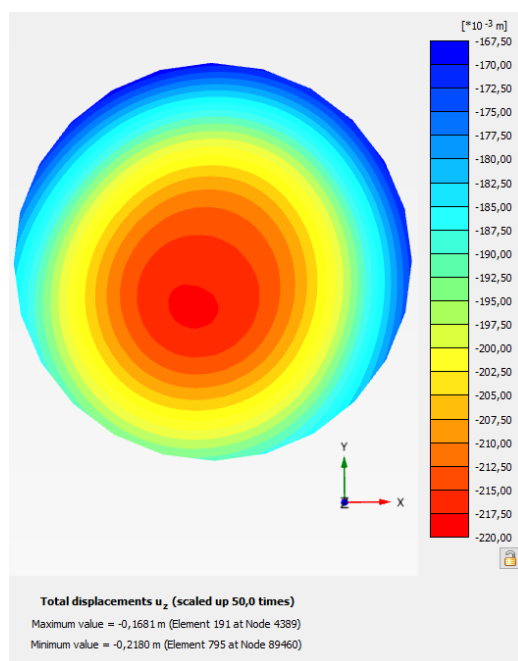


Figura 6.95 – Contornos de recalque da configuração 3.

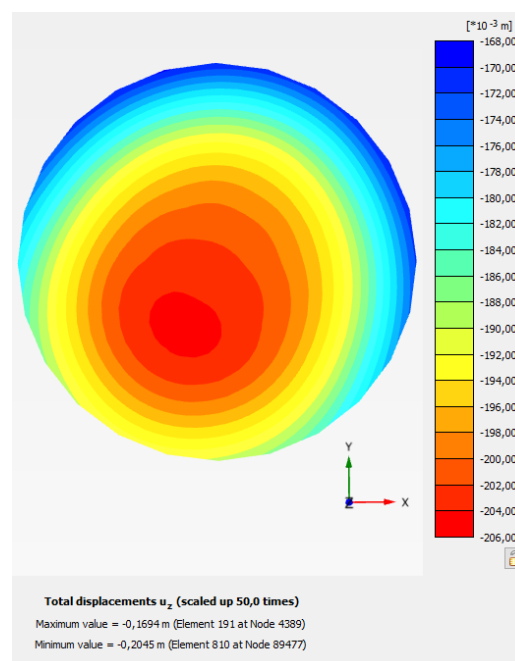


Figura 6.96 – Contornos de recalque da configuração 4.

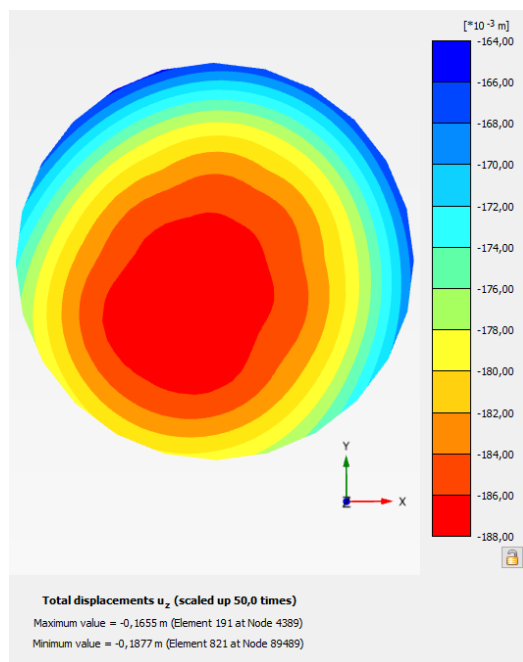


Figura 6.97 – Contornos de recalque da configuração 5.

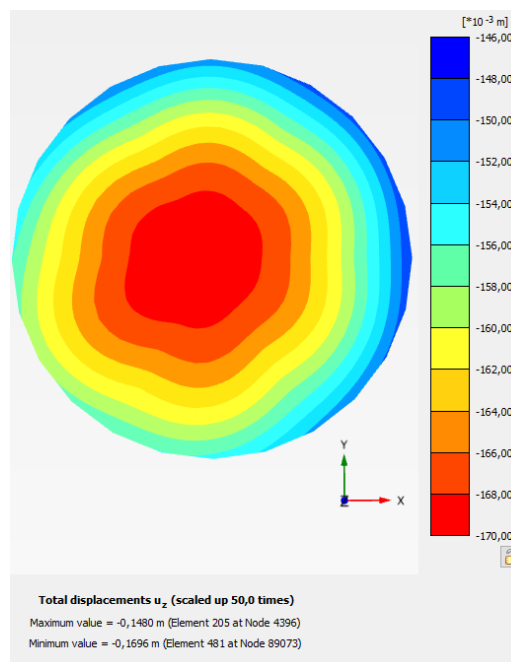


Figura 6.98 – Contornos de recalque da configuração 6.

Com a finalidade de compatibilizar as figuras que mostram os contornos de recalque com os valores determinados nas seções transversais (Distância diametral - Recalque), a Figura 6.99 mostra esquematicamente a localização dos cortes transversais feitos no radier nas 6 configurações. Ressalta-se que nessa mesma figura é apresentada a direção Norte (N) que nas figuras dos contornos de recalque é identificada pelo eixo “Y” (em verde).

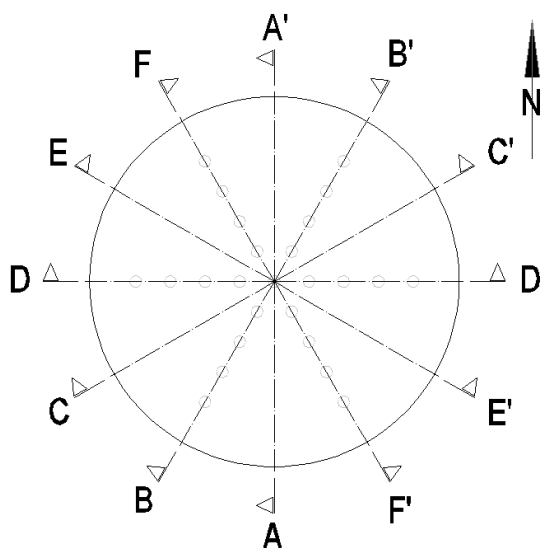


Figura 6.99 – Localização das seções transversais e da direção Norte.

Da Figura 6.100 a Figura 6.105 mostram 6 perfis de recalques nas 6 seções transversais que cruzam pelo centro do radier das 6 configurações de radier estaqueados, considerando no eixo horizontal a distância ao longo do diâmetro do

radier e no eixo vertical o recalque medido na simulação quando o tanque é preenchido totalmente com água. A Figura 6.100 se refere à seção transversal A-A', enquanto as figuras seguintes se referem às demais seções transversais identificadas na Figura 6.99.

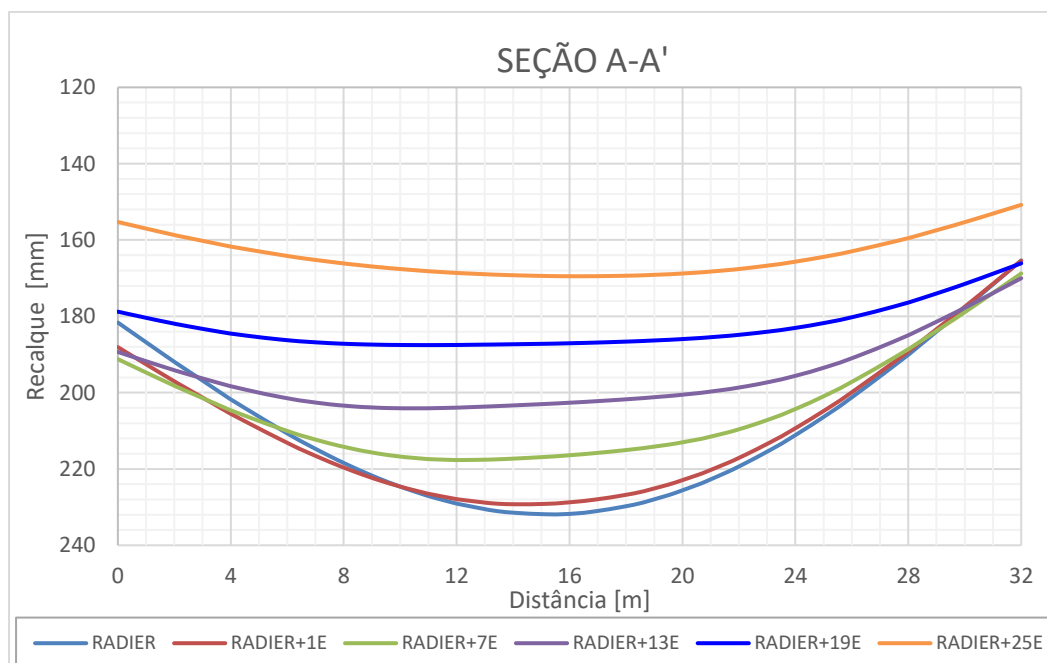


Figura 6.100 – Seção diametral A-A'.

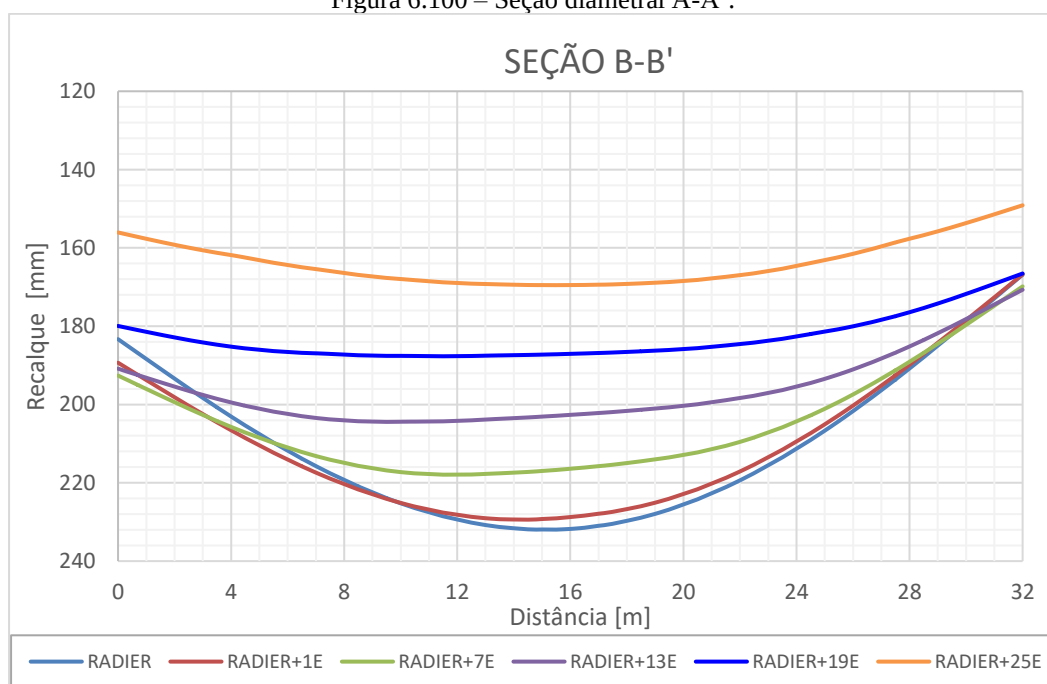


Figura 6.101 – Seção diametral B-B'.

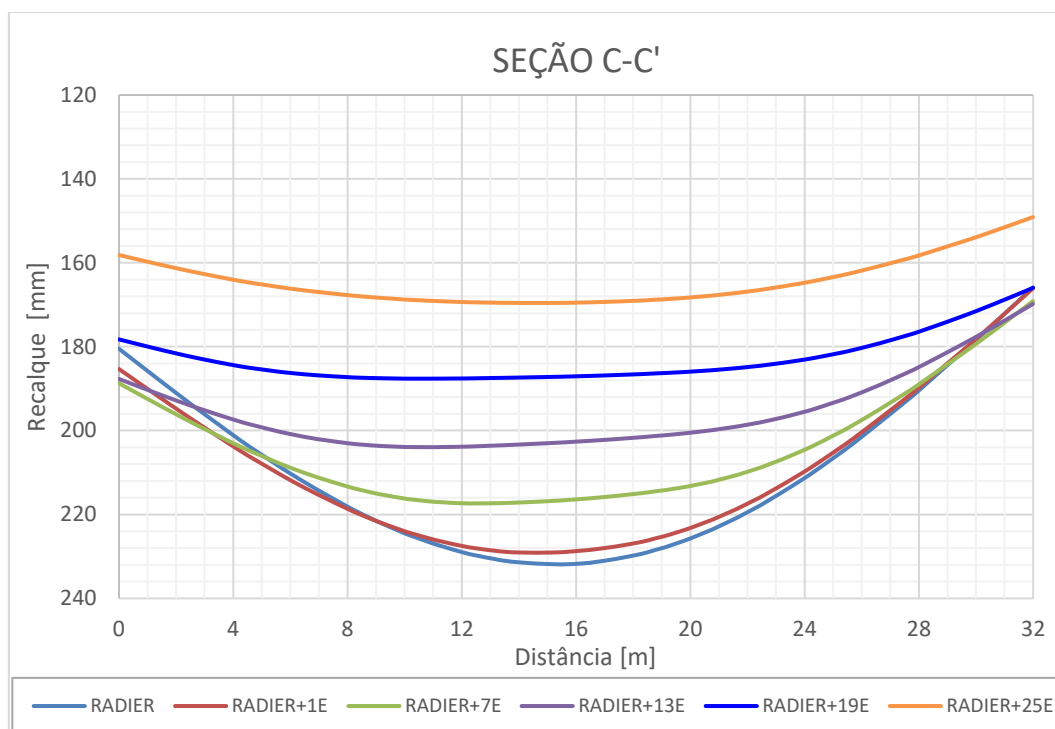


Figura 6.102 – Seção diametral C-C'.

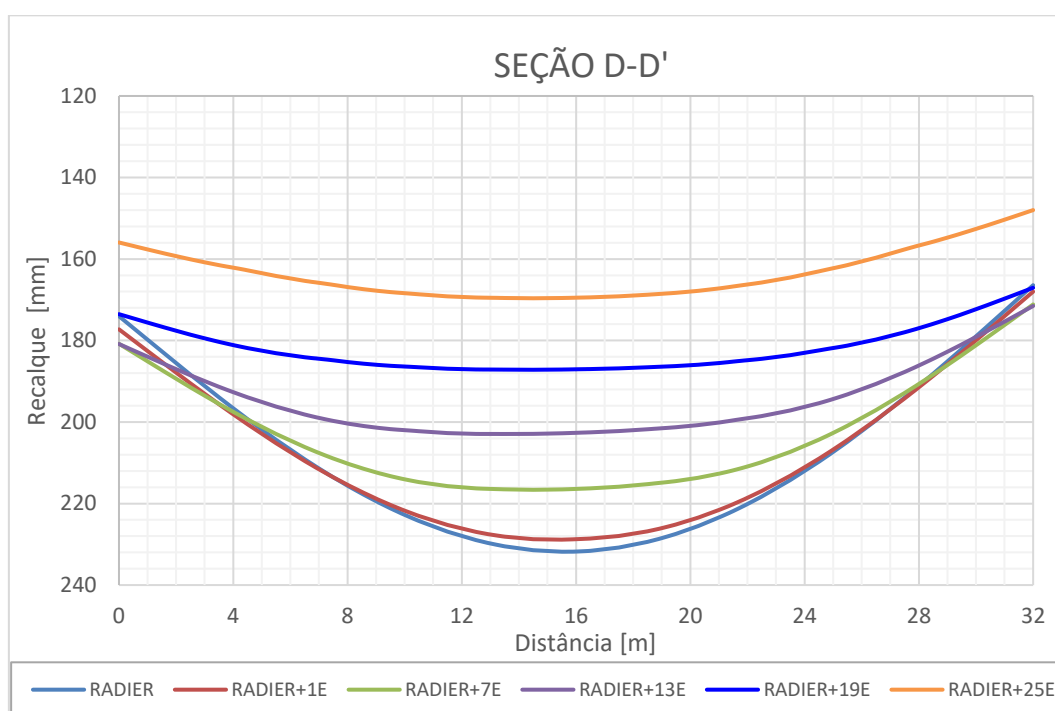


Figura 6.103 – Seção diametral D-D'.

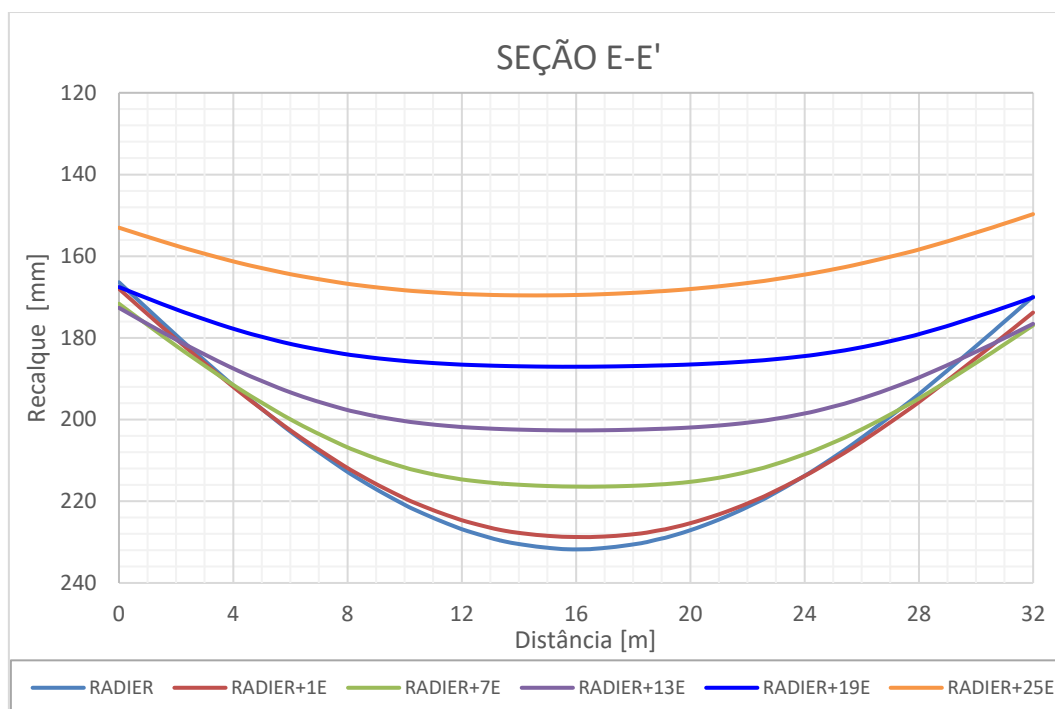


Figura 6.104 – Seção diametral E-E'.

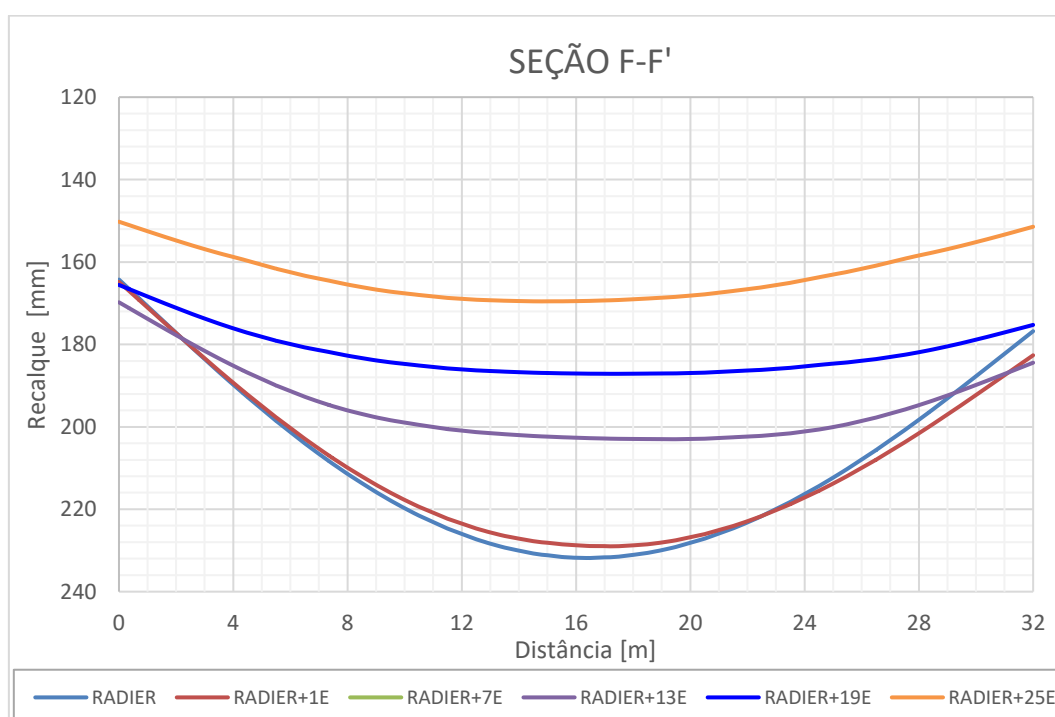


Figura 6.105 – Seção diametral F-F'.

Conforme esperado, observa-se que quando o número de estacas aumenta no radier, e dependendo da disposição das estacas na área do radier, os recalques absoluto e diferenciais diminuem, conforme foram observados os resultados em relação às distintas configurações de distribuição de estacas.

6.5.

Avaliação do recalque pela norma N-270 (2020)

Na presente seção, com base aos recalques determinados na análise numérica da fundação de radier estaqueado, se realizou a avaliação dos recalques no perímetro do tanque considerando os requisitos da norma N-270 (2020). De igual forma, se efetuou a mesma análise, mas com base aos recalques obtidos no teste hidrostático dos tanques com fundação superficial e anel perimetral.

6.5.1.

Projeto de Fundação de Radier Estaqueado

A Tabela 6.31 resume os recalques determinados numericamente em 12 pontos de controle ao longo do perímetro do radier e de 1 ponto situado no seu centro (ponto de controle 13), conforme mostra a Figura 6.106.

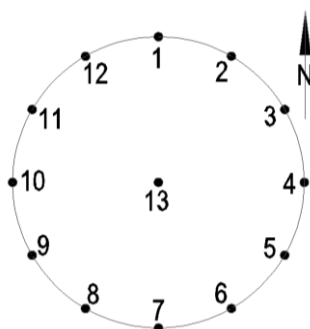


Figura 6.106 – Pontos de controle considerados nas 6 configurações de radier estaqueado.

Tabela 6.31 – Recalques computados nos pontos de controle do Projeto de Fundação de Radier Estaqueado.

PONTO	Recalques nos pontos de controle					
	[mm]					
	RADIER	RADIER +1E	RADIER +7E	RADIER +13E	RADIER +19E	RADIER +25E
1	165,37	165,42	168,78	170,03	166,11	150,79
2	166,84	166,77	169,83	170,69	166,54	149,12
3	165,88	166,09	169,14	169,81	166,97	149,10
4	166,43	168,01	171,15	171,52	167,06	148,00
5	169,91	173,81	176,93	176,56	170,07	149,71
6	164,26	164,83	168,43	169,78	165,57	150,22
7	181,64	188,08	191,22	189,34	178,79	155,28
8	183,31	189,33	192,61	190,85	179,94	156,06
9	180,50	185,33	188,72	187,69	178,26	158,15
10	174,03	177,26	180,80	180,86	173,53	155,95
11	166,38	167,98	171,64	172,64	167,55	153,02
12	176,79	182,64	185,75	184,44	175,27	151,44
13	231,95	229,41	217,92	204,44	187,68	169,52

Com base nestes resultados, realizou-se uma verificação em relação às recomendações de critérios de recalque estabelecidos na N-270 (2020) da Petrobras, para tanques de armazenamento, de acordo com o texto abaixo:

5.1.1 Os recalques máximos aceitáveis, durante o teste hidrostático, na periferia da base (sob o costado do tanque) são:

- a) recalque absoluto em qualquer parte da periferia: 300 mm;
- b) recalque diferencial entre 2 pontos da periferia: 38 mm em 9000 mm (medido ao longo do perímetro e considerado como de inclinação uniforme entre cada 2 pontos distantes de 9000 mm);
- c) recalque diferencial entre 2 pontos quaisquer da periferia: 50 mm.

Figura 6.107 – Recalques máximos aceitáveis pela norma N-270.

- Em relação ao item a), observa-se que todos os valores de recalque previstos, conforme Figura 6.100 até Figura 6.105, atendem ao requisito, ou seja, são inferiores a 300 mm.
- Em relação ao item b), a Tabela 6.32 mostra que o recalque diferencial entre todos os intervalos consecutivos de pontos de controle (38 mm em 9000 mm ao longo do perímetro de acordo com a norma) ou 36 mm em 8377 mm ao longo do perímetro do radier do tanque T-34, atendem aos requisitos da norma.

Tabela 6.32 – Recalques diferenciais entre pontos de controle consecutivos ao longo do perímetro do radier do tanque.

Intervalo	Recalques diferenciais entre os pontos de controle [mm]					
	RADIER	RADIER +1E	RADIER +7E	RADIER +13E	RADIER +19E	RADIER +25E
1 - 2	1,47	1,35	1,06	0,66	0,43	1,67
2 - 3	0,96	0,68	0,69	0,88	0,42	0,02
3 - 4	0,54	1,92	2,01	1,71	0,10	1,10
4 - 5	3,48	5,80	5,78	5,03	3,01	1,71
5 - 6	5,65	8,97	8,50	6,77	4,50	0,51
6 - 7	17,37	23,25	22,79	19,56	13,21	5,06
7 - 8	1,67	1,25	1,38	1,51	1,15	0,78
8 - 9	2,81	4,00	3,88	3,15	1,67	2,10
9 - 10	6,46	8,07	7,93	6,84	4,73	2,21
10 - 11	7,65	9,28	9,16	8,21	5,98	2,93
11 - 12	10,41	14,66	14,12	11,80	7,72	1,57
12 - 1	11,43	17,22	16,98	14,41	9,16	0,65

Por outro lado, na Tabela 6.32 observa-se que nos intervalos entre os pontos de controle 6-7, 11-12 e 12-1 ocorrem os maiores valores de recalque diferencial, comparativamente em relação aos demais intervalos.

- Em relação ao item c), o recalque diferencial mais crítico é definido entre os recalques máximo e mínimo, dentre todos os valores observados nos pontos de controle situados no perímetro do radier. Na Tabela 6.33, são verifica-se que todos os recalques diferenciais atendem ao requerimento, isto é, são inferiores a 50 mm estabelecidos pela norma N-270.

Tabela 6.33 – Maiores valores de recalques diferenciais.

Recalque	Recalques diferenciais considerando o maior e menor valor de recalque [mm]					
	RADIER	RADIER +1E	RADIER +7E	RADIER +13E	RADIER +19E	RADIER +25E
Menor	164,26	164,83	168,43	169,78	165,57	148,00
Maior	183,31	189,33	192,61	190,85	179,94	158,15
Diferencial	19,05	24,50	24,17	21,06	14,37	10,15

Observou-se também que nas 5 primeiras configurações do radier, os recalques máximo e mínimo correspondem aos pontos de controle 8 e 6, respectivamente, mas na configuração 6 o maior recalque aconteceu no ponto de controle 9 e o menor recalque no ponto de controle 4.

Adicionalmente, a norma N-270 (2020), no item 5.1.4.2 menciona que:

5.1.4.2 Durante o teste hidrostático o recalque diferencial máximo admissível (Δ), entre qualquer ponto da periferia e o centro do tanque, deve ser de:

$$\Delta \leq \frac{D}{A}$$

Onde:

- Δ é o recalque diferencial máximo admissível (em mm);
- D é o diâmetro nominal do tanque (em mm);
- A é 250 (para tanques com caimento para o centro de até 2 %, inclusive) e 450 (para tanques com caimento para o centro de 2 % até 4 %).

Figura 6.108 – Recalque diferencial máximo (norma N-270 , 2020).

- Com base neste requerimento da norma N-270 (2020), o recalque diferencial entre todos os pontos de controle e o ponto central 13, atende ao requerimento, conforme Tabela 6.34, levando em conta que a declividade do tanque TQ-34 é de 1,25% (Figura 6.12) e $A = 250$ de acordo com a norma. Logo, o valor do recalque diferencial máximo admissível é determinado como:

$$\Delta = \frac{D}{A} \quad (6.12)$$

$$\Delta = \frac{30570}{250}$$

$$\Delta = 122,3 \text{ mm}$$

Tabela 6.34 – Recalques diferenciais entre pontos de controle no perímetro e o ponto no centro do radier.

Intervalo	Recalques diferenciais [mm]					
	RADIER	RADIER +1E	RADIER +7E	RADIER +13E	RADIER +19E	RADIER +25E
1 - 13	66,58	63,99	49,14	34,41	21,57	18,72
2 - 13	65,11	62,64	48,08	33,75	21,14	20,40
3 - 13	66,07	63,32	48,78	34,63	20,71	20,41
4 - 13	65,52	61,41	46,76	32,91	20,62	21,51
5 - 13	62,04	55,61	40,99	27,88	17,61	19,81
6 - 13	67,69	64,58	49,49	34,66	22,10	19,29
7 - 13	50,31	41,33	26,69	15,10	8,89	14,24
8 - 13	48,64	40,08	25,31	13,59	7,74	13,46
9 - 13	51,45	44,08	29,20	16,75	9,41	11,37
10 - 13	57,91	52,15	37,12	23,58	14,15	13,57
11 - 13	65,57	61,43	46,28	31,80	20,12	16,50
12 - 13	11,43	17,22	16,98	14,41	9,16	0,65

6.5.2.

Avaliação de recalques do projeto de Fundação Superficial

Com base nos resultados de recalque medidos em campo, no teste hidrostático realizados nos tanques TQ-21, TQ-22, TQ-24, TQ-25, a Tabela 6.35 resume os valores nos 8 pontos de controle no perímetro do radier (Figura 6.109) na situação de tanques totalmente cheios de água.

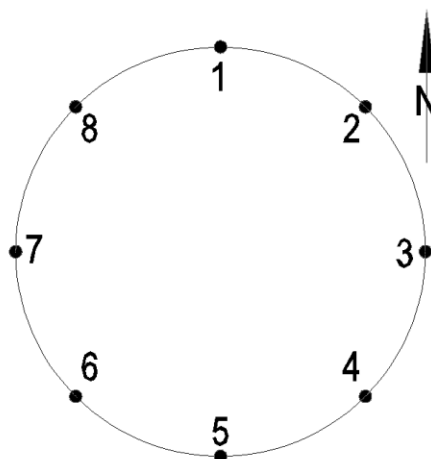


Figura 6.109 – Pontos de controle nos 4 tanques.

Tabela 6.35 – Recalques medidos nos pontos de controle Projeto de Fundação Superficial (modificado de Itiza, 2020).

PONTO	Recalque medidos nos pontos de controle [mm]			
	TQ-21*	TQ-22*	TQ-24*	TQ-25*
1	80	150	150	60
2	70	110	150	100
3	70	120	170	80
4	90	110	120	70
5	180	90	120	30
6	140	80	120	100
7	70	130	140	30
8	110	230	140	10

* Nota: se observou nos registros do teste hidrostático, que existiu um erro de unidade, mas que nesta pesquisa foi corrigido.

Com base nos resultados experimentais da Tabela 6.35, também se realizou a verificação dos requisitos recomendados para critérios de recalque estabelecidos na norma N-270 (2020) da Petrobras, para tanques de armazenamento (Figura 6.107).

- Em relação ao item a) verificou-se que todos os recalques medidos no teste hidrostático são inferiores a 300 mm.
- Em função ao item b) a Tabela 6.36 mostra o recalque diferencial entre intervalos de pontos de controle consecutivos, lembrando que a distorção admissível prescrita pela norma é 38 mm/9000 mm ou 1/237. Considerando que o comprimento de arco entre os pontos do radier do tanque TQ-24 é 11139 mm (portanto superior ao valor máximo de 9000 mm estabelecido pela norma) o recalque diferencial não deveria

ultrapassar 47 mm. Observa-se que existem intervalos nos tanques TQ-21, TQ-22, TQ-24, TQ-25, destacados em negrita na Tabela 6.36, que esta condição não é satisfeita.

Tabela 6.36 – Recalques diferenciais entre pontos de controle.

Intervalo	Recalque diferencial entre os pontos de controle [mm]			
	TQ-21	TQ-22	TQ-24	TQ-25
1 - 2	10	40	0	40
2 - 3	0	10	20	20
3 - 4	20	10	50	10
4 - 5	90	20	0	40
5 - 6	40	10	0	70
6 - 7	70	50	20	70
7 - 8	40	100	0	20
8 - 1	30	80	10	50

- Em relação ao item c), verifica-se que o recalque diferencial máximo entre os pontos de controle (independente das respectivas localizações), listados na Tabela 6.37, também é superior ao prescrito pela norma (50 mm), nos tanques TQ-21, TQ-22 e TQ-25, com o tanque TQ-24 na situação limite.

Tabela 6.37 – Maiores recalques diferenciais.

Recalque	Recalques diferenciais máximos [mm]			
	TQ-21	TQ-22	TQ-24	TQ-25
Menor	70	10	0	10
Maior	180	100	50	70
Diferencial	110	90	50	60

Em relação ao requisito da seção 5.1.4.2 da norma N-270 (2020), conforme a Figura 6.110, este não pode ser verificado devido à inexistência de medidas de recalque em campo nos centros das fundações dos tanques.

6.6.

Avaliação do recalque fora do plano pela norma API-653 (2018)

Nesta seção, avaliou-se o recalque fora do plano, tanto dos resultados previstos pela análise numérica pelo método dos elementos finitos aplicado à fundação de radier estaqueado, quanto a avaliação dos recalques experimentais medidos na fundação superficial em campo, no teste hidrostático executado em 4 tanques, já citados anteriormente.

O recalque fora do plano (*OOP Out-Of-Plane*) é o caso mais crítico em comparação com o recalque de inclinação uniforme ou planar, uma vez que envolve a deformação da base, que poderia afetar e deformar as paredes do tanque (*OOR out-of-roundness*), resultando na geração de tensões elevadas em pontos específicos da estrutura. A avaliação do recalque fora do plano é etapa importante de um projeto, para garantir a integridade estrutural da base, da união base-paredes e das paredes do tanque.

Nesta avaliação são aplicados os critérios de recalque fora do plano da norma API-653 (2018), baseados nos métodos desenvolvidos por Marr et al. (1982) e Andreani e Carr (2007), abordados no capítulo 2 desta tese.

Quando o recalque apresenta um plano definido, facilmente identificado, o critério de Marr et al. (1982) pode ser utilizado. O plano inclinado é determinado com base no melhor ajuste de curva cossenoide considerando os pontos de controle e estabelecendo um coeficiente de determinação mínimo $R^2 \geq 0,90$. Neste caso, a norma API-653 (2018) entende que a parede é mecanicamente equivalente a uma viga elástica com altura igual à altura do tanque e largura igual à espessura da parede, mantendo-se em uma configuração plana sem apresentar geração de tensões elevadas.

Se um plano inclinado não puder ser adequadamente ajustado por uma curva cossenoide ($R^2 < 0,90$), a norma recomenda utilizar o critério de Andreani e Carr (2007), baseado em resultados computados pelo método dos elementos finitos.

A aplicação dos critérios de recalque da norma API-653 (2018) pode ser compreendida por meio do diagrama de blocos da Figura 6.110.

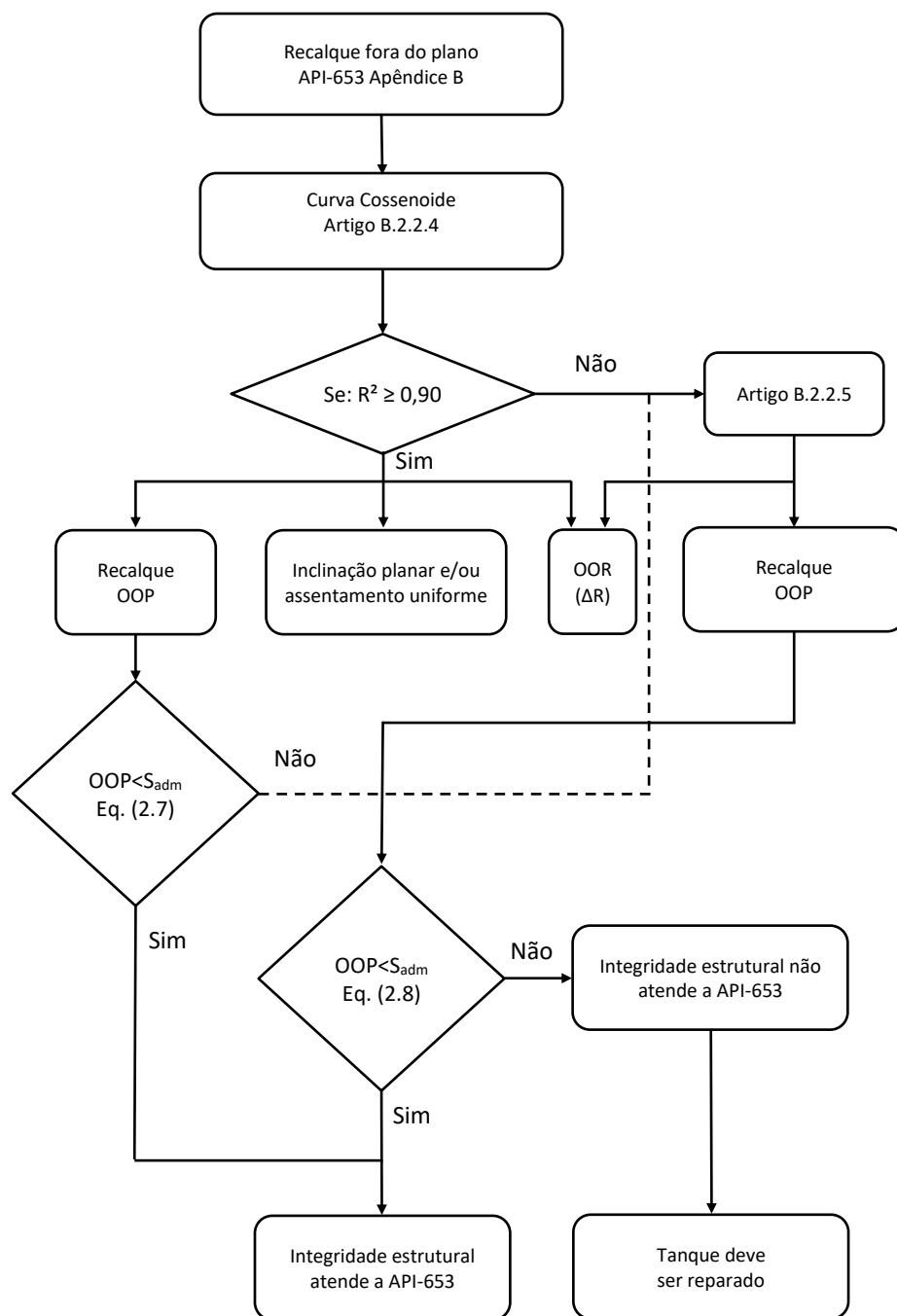


Figura 6.110 – Diagrama de blocos para avaliação do recalque fora do plano (modificado de API-653, 2018).

6.6.1. Recalque fora do plano – Projeto de Fundação de Radier Estaqueado

A Tabela 6.38 lista os recalques nos 12 pontos de controle ao longo do perímetro do radier, computados na modelagem numérica, considerando as 6 configurações de radier estaqueado. A Figura 6.111 permite a visualização destes valores.

Tabela 6.38 – Recalques computados nos 12 pontos de controle.

PONTO	Recalque computados nos pontos de controle [mm]					
	RADIER	RADIER +1E	RADIER +7E	RADIER +13E	RADIER +19E	RADIER +25E
1	165,37	165,42	168,78	170,03	166,11	150,79
2	166,84	166,77	169,83	170,69	166,54	149,12
3	165,88	166,09	169,14	169,81	166,97	149,10
4	166,43	168,01	171,15	171,52	167,06	148,00
5	169,91	173,81	176,93	176,56	170,07	149,71
6	164,26	164,83	168,43	169,78	165,57	150,22
7	181,64	188,08	191,22	189,34	178,79	155,28
8	183,31	189,33	192,61	190,85	179,94	156,06
9	180,50	185,33	188,72	187,69	178,26	158,15
10	174,03	177,26	180,80	180,86	173,53	155,95
11	166,38	167,98	171,64	172,64	167,55	153,02
12	176,79	182,64	185,75	184,44	175,27	151,44

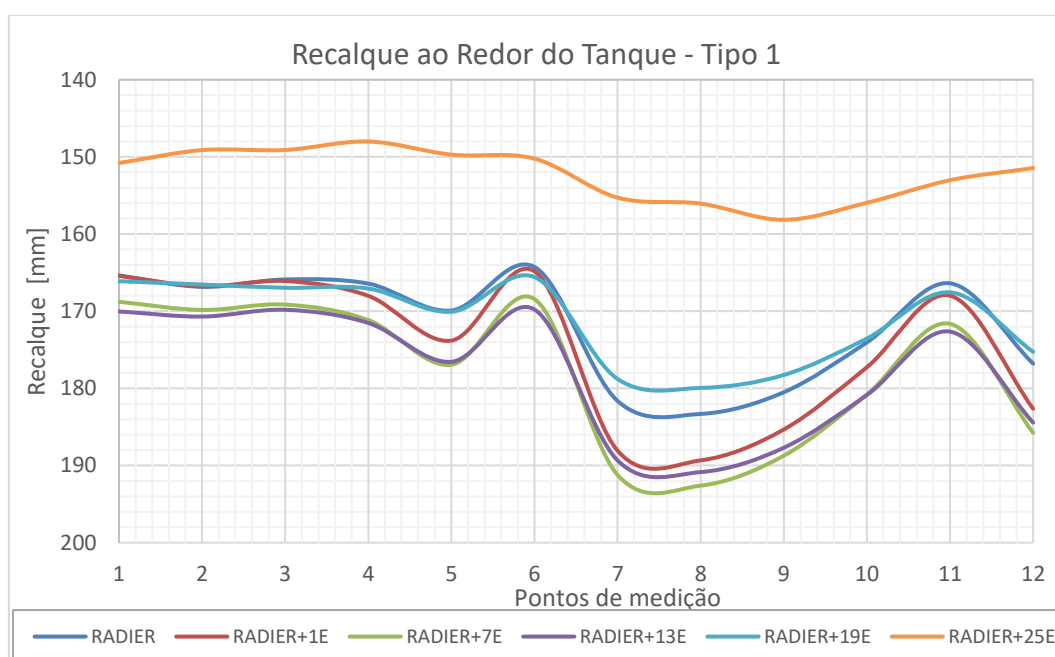


Figura 6.111 – Recalque ao longo do perímetro nas 6 configurações de tanque estaqueado.

A Figura 6.112 plota os recalques ao longo do perímetro do radier e uma curva de ajuste cossenoide.

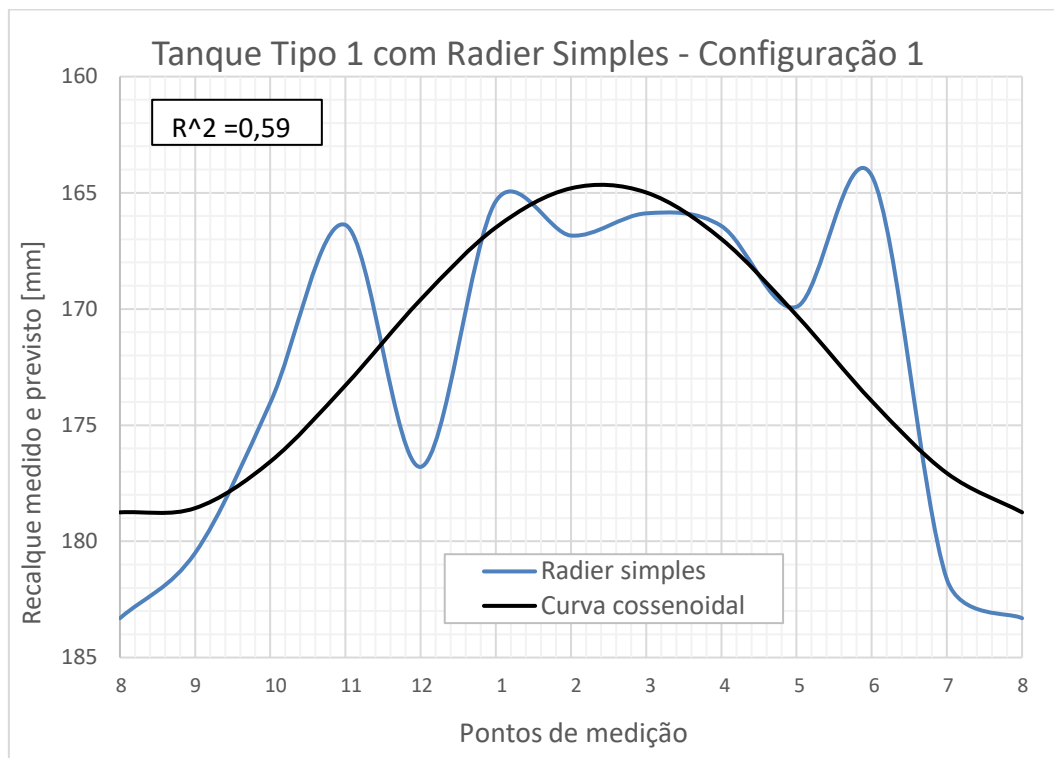


Figura 6.112 – Recalque fora do plano na configuração 1 de radier e a curva cossenoide.

Observa-se que na configuração 1 (radier simples), o coeficiente de determinação $R^2 = 0,59$, indicando que a curva cossenoide não se ajusta de forma adequada com a curva de recalques medidos no perímetro do radier. As distribuições de recalques para as configurações 2, 3, 4 e 5 (figuras mostradas no Apêndice II – Recalque fora do plano do radier estaqueado) são similares à distribuição determinada para a configuração 1 (Figura 6.112), com coeficientes de determinação do ajuste da curva cossenoide variando entre 0,58 a 0,64.

Entretanto, para a configuração 6 (radier + 25 estacas) tinha sido observado (Figura 6.111) que os recalques diminuíram ao longo do perímetro, o que poderia justificar o emprego da metodologia de Marr et al. (1982) neste caso. De fato, de acordo com os resultados da

Tabela 6.39 e os gráficos da Figura 6.114, os valores de recalque se ajustam adequadamente com uma curva cossenoide com coeficiente de determinação $R^2 = 0,91$.

Tabela 6.39 – Avaliação do recalque fora do plano configuração 6 (radier simples + 25 estacas).

Ponto	S_{adm} [mm]	U_i [mm]	S_i [mm]	Resultado
9	35,3	1,61	1,850	Atende
10	35,3	0,04	0,361	Atende
11	35,3	1,27	2,479	Atende
12	35,3	0,68	1,030	Atende
1	35,3	0,81	0,858	Atende
2	35,3	0,67	1,290	Atende
3	35,3	1,17	1,006	Atende
4	35,3	0,56	0,166	Atende
5	35,3	0,48	1,457	Atende
6	35,3	2,13	1,864	Atende
7	35,3	0,79	0,222	Atende
8	35,3	0,03	1,078	Atende

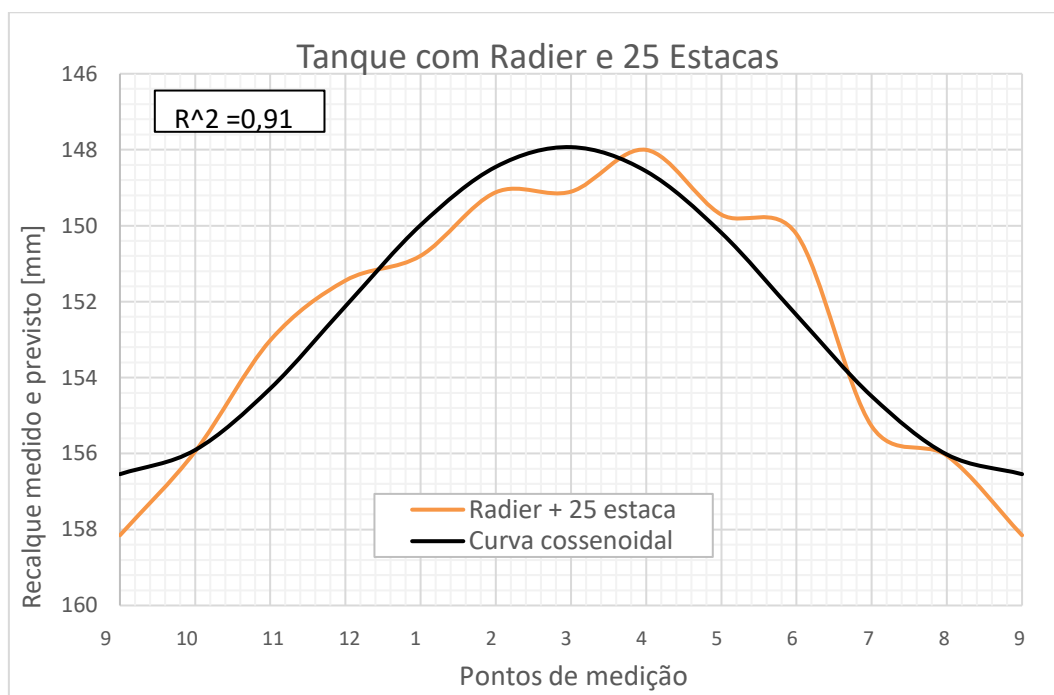


Figura 6.113 – Recalque fora do plano no radier da configuração 6 e a curva cossenoide ajustada.

Para as demais configurações, onde o método de Marr et al. (1982) foi considerado inadequado, o recalque fora do plano foi estimado pelo método de Andreani e Carr (2007). Com base na geometria e nas propriedades físico-mecânicas do tanque Tipo 1 (Tabela 6.40), a avaliação do recalque pelo método de Andreani e Carr (2007), para as 5 primeiras configurações de radier estaqueado, é apresentada na Tabela 6.41. A avaliação foi feita em cada intervalo onde foram observados recalques significativos.

Tabela 6.40 – Propriedades do Tanque TQ-34.

Geometria			
Diâmetro D	100	[ft] =	30,48 [m]
Altura H	63,32	[ft] =	19,30 [m]
Propriedades físico-mecânicas			
Resistencia ao escoamento f_y	58000	[psi] =	400 [MPa]
Modulo de elasticidade E	29000000	[psi] =	200000 [MPa]

Tabela 6.41 – Avaliação do recalque fora do plano pelo método de Andreani e Carr (2007).

Config.	Intervalo	S_{arc} [m]	K -	S_{adm} $\min[S_{calc}; 100]$ [mm]	$S_{computado}$ [mm]	Resultado
1 (radier simples)	9 - 12	16,768	3,9	[201 ; 100]	7,4 < 100	Atende
	11 - 1	10,380	3,9	[124 ; 100]	7,5 < 100	Atende
	5 - 7	13,574	3,9	[162 ; 100]	9,6 < 100	Atende
	7 - 9	22,358	3,9	[268 ; 100]	4,4 < 100	Atende
2 (radier + 1 estaca)	9 - 12	15,970	3,9	[191 ; 100]	9,6 < 100	Atende
	11 - 1	11,179	3,9	[134 ; 100]	11,1 < 100	Atende
	5 - 7	12,776	3,9	[153 ; 100]	12,5 < 100	Atende
	7 - 9	20,761	3,9	[249 ; 100]	7,1 < 100	Atende
3 (radier + 7 estacas)	9 - 12	14,373	3,9	[172 ; 100]	8,5 < 100	Atende
	11 - 1	10,380	3,9	[124 ; 100]	10,8 < 100	Atende
	5 - 7	11,977	3,9	[143 ; 100]	12,1 < 100	Atende
	7 - 9	19,164	3,9	[229 ; 100]	6,5 < 100	Atende
4 (radier + 13 estacas)	9 - 12	15,970	3,9	[191 ; 100]	7,4 < 100	Atende
	11 - 1	11,179	3,9	[134 ; 100]	9,5 < 100	Atende
	5 - 7	11,977	3,9	[143 ; 100]	11,1 < 100	Atende
	7 - 9	19,962	3,9	[239 ; 100]	5,2 < 100	Atende
5 (radier + 19 estacas)	9 - 12	14,373	3,9	[172 ; 100]	12,1 < 100	Atende
	11 - 1	11,179	3,9	[134 ; 100]	14,5 < 100	Atende
	5 - 7	11,179	3,9	[134 ; 100]	19,1 < 100	Atende
	7 - 9	21,559	3,9	[258 ; 100]	7,9 < 100	Atende

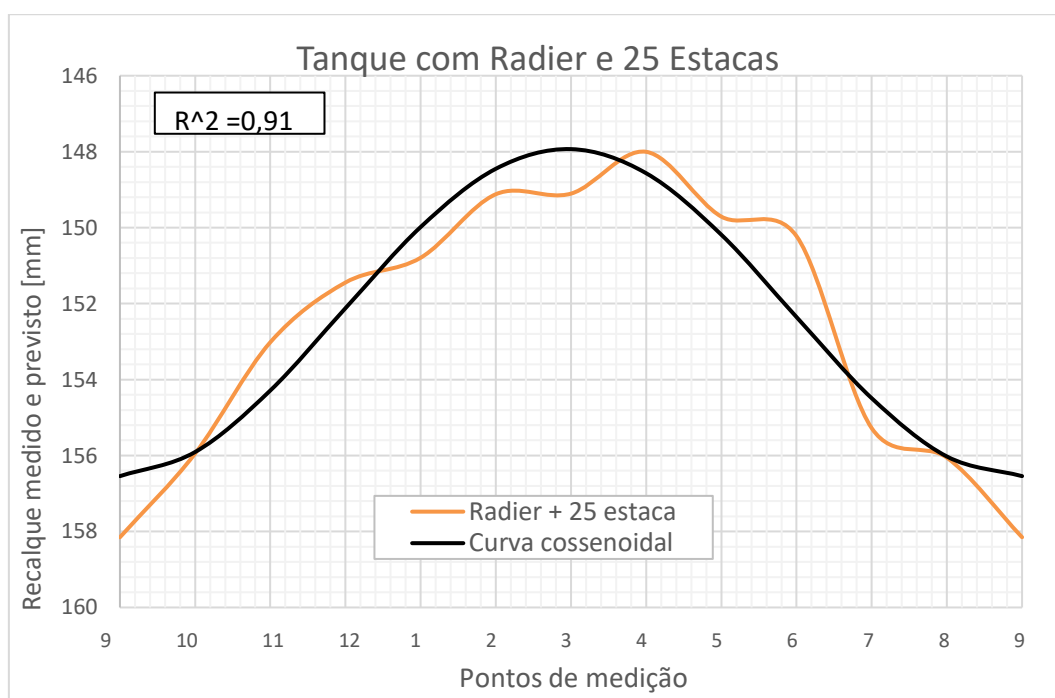


Figura 6.114 – Recalque fora do plano no radier da configuração 6 e a curva cossenóide ajustada.

Tabela 6.42 – Avaliação do recalque fora do plano configuração 6 (radier simples + 25 estacas).

Ponto	S_{adm}	U_i	S_i	Resultado
	[mm]	[mm]	[mm]	
9	35,3	1,61	1,850	Atende
10	35,3	0,04	0,361	Atende
11	35,3	1,27	2,479	Atende
12	35,3	0,68	1,030	Atende
1	35,3	0,81	0,858	Atende
2	35,3	0,67	1,290	Atende
3	35,3	1,17	1,006	Atende
4	35,3	0,56	0,166	Atende
5	35,3	0,48	1,457	Atende
6	35,3	2,13	1,864	Atende
7	35,3	0,79	0,222	Atende
8	35,3	0,03	1,078	Atende

Conclui-se que as 5 primeiras configurações de radier estaqueado investigadas pela modelagem numérica atendem ao critério de recalques admissíveis do critério de Andreani e Carr (2007), enquanto a configuração 6 atende ao critério de Marr et al. (1982), ambos recomendados pela norma API-653 (2018).

6.6.2.

Recalque fora do plano – Projeto de Fundação Superficial

A Tabela 6.43 e a Figura 6.115 apresentam os recalques medidos em campo ao longo do perímetro do radier durante o teste hidrostático dos tanques TQ-21, TQ-22, TQ-24 e TQ-25, totalmente preenchidos com água (planilhas de valores disponíveis no Anexo II – Registro teste hidrostático TQ-21 TQ-22 TQ-24 TQ-25).

Tabela 6.43 – Recalques medidos em campo nos 8 pontos de controle.

PONTO	Recalque medidos nos pontos de controle [mm]			
	TQ-21	TQ-22	TQ-24	TQ-25
1	80	150	150	60
2	70	110	150	100
3	70	120	170	80
4	90	110	120	70
5	180	90	120	30
6	140	80	120	100
7	70	130	140	30
8	110	230	140	10

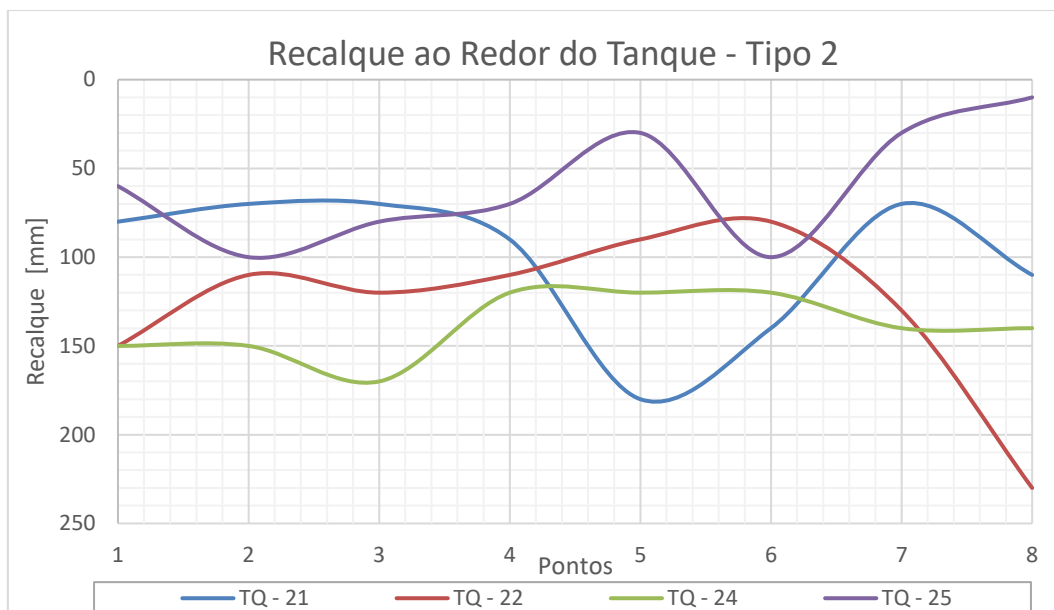


Figura 6.115 – Recalques ao longo do perímetro de 4 tanques.

A Figura 6.116 mostra a variação dos recalques fora do plano para o tanque TQ-21 ajustados pelo método de Marr et al. (1982), com coeficiente de determinação $R^2 = 0,27$. É interessante notar que este baixo coeficiente é decorrente dos valores medidos nos pontos de controle 7 e 5, o que sugere que os intervalos entre os pontos 6 – 8 e 4 – 6 precisam ser avaliados pelo critério do Andreani e Carr (2007) (ANEXO B, artigo B.2.2.5).

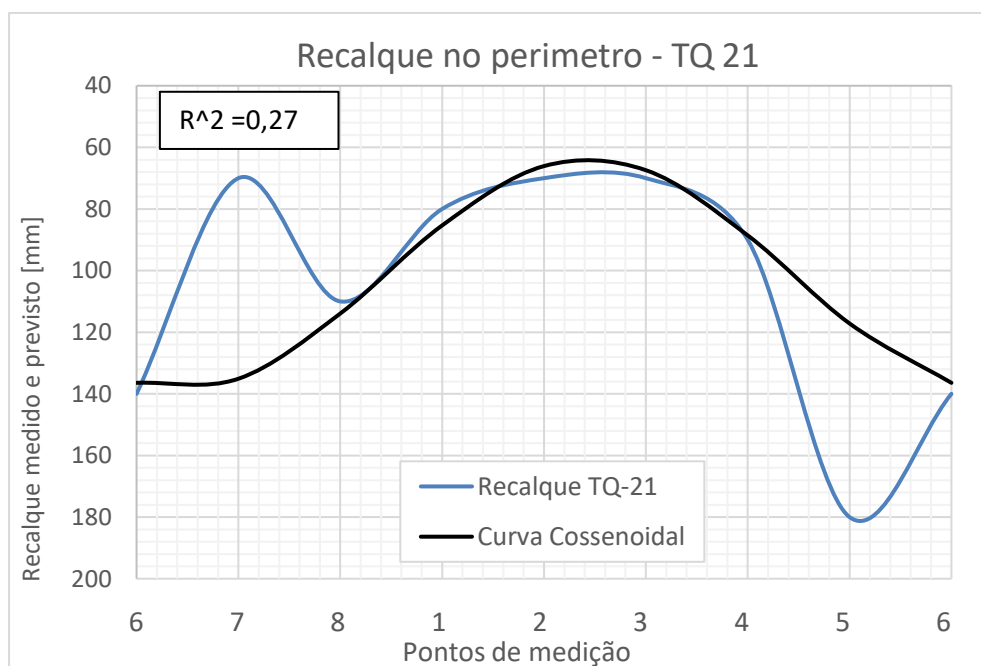


Figura 6.116 – Recalque fora do plano do tanque TQ-21 e a curva cossenoide.

Com base na geometria dos tanques e de suas propriedades (Tabela 6.44), a Tabela 6.45 mostra a avaliação do recalque pelo critério do Andreani e Carr (2007) conforme ANEXO B, artigo B.2.2.5.

Tabela 6.44 – Geometria e propriedades dos 4 tanques.

Geometria		
Diâmetro D	93 [ft] =	28,366 [m]
Altura H	63,32 [ft] =	19,30 [m]
Propriedades físico-mecânicas		
Resistencia ao escoamento f_y	58000 [psi] =	400 [MPa]
Modulo de elasticidade E	29000000 [psi] =	200000 [MPa]

Tabela 6.45 – Avaliação do recalque fora do plano do tanque TQ-21.

Tanque	Intervalo	S_{-arc}	K	S_{adm} $\min[S_{calc}; 100]$	S_{medido}	Resultado
		[m]	-	[mm]	[mm]	
21	6 – 8	23,393	3,9	[351 ; 100]	48 < 100	Atende
	4 - 6	24,506	3,9	[368 ; 100]	48 < 100	Atende

Resultados similares foram obtidos para o tanque TQ-22, com a Figura 6.117 mostrando o ajuste da cossenoide ($R^2 = 0,54$), pelo método de Marr et al. (1982), e a Tabela 6.46 apresentando os resultados de avaliação de recalques fora do plano pelo método de Andreani e Carr (2007).

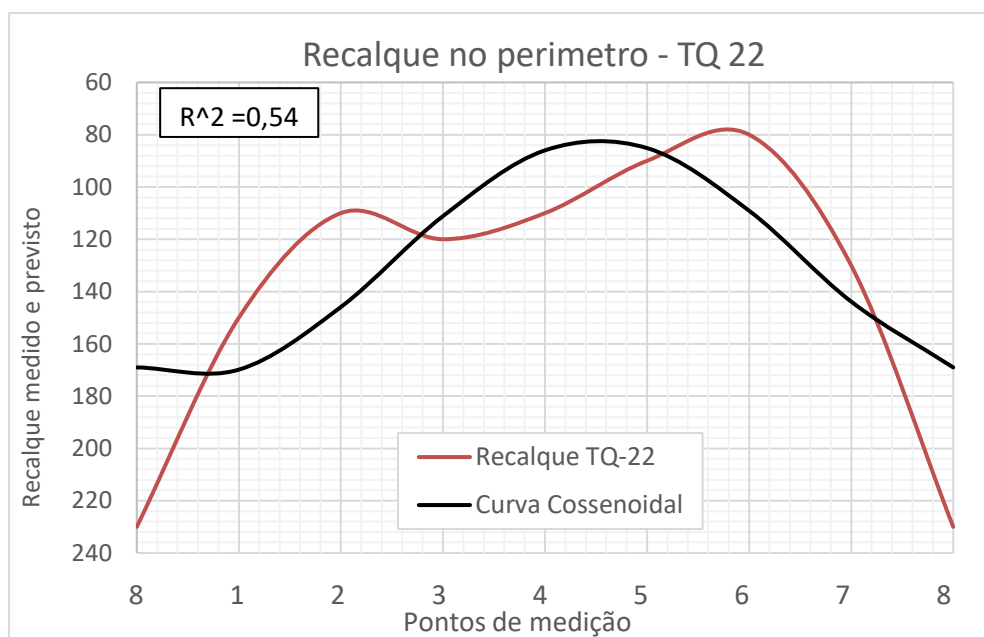


Figura 6.117 – Recalque fora do plano do tanque TQ-22 e a curva cossenoide.

Tabela 6.46 – Avaliação do recalque fora do plano do tanque TQ-22.

Tanque	Intervalo	S_{-arc}	K	S_{adm} $\min[S_{calc}; 100]$	S_{medido}	Resultado
		[m]	-	[mm]	[mm]	
22	1 -3	23,393	3,9	[351 ; 100]	32 < 100	Atende
	3 - 5	26,734	3,9	[401 ; 100]	28 < 100	Atende
	5 - 7	22,279	3,9	[334 ; 100]	28 < 100	Atende
	7 -16	16,709	3,9	[250 ; 100]	60 < 100	Atende

As mesmas análises foram executadas para o tanque TQ-24 (Figura 6.118, Tabela 6.47) e para o tanque TQ-25 (Figura 6.120, Tabela 6.48).

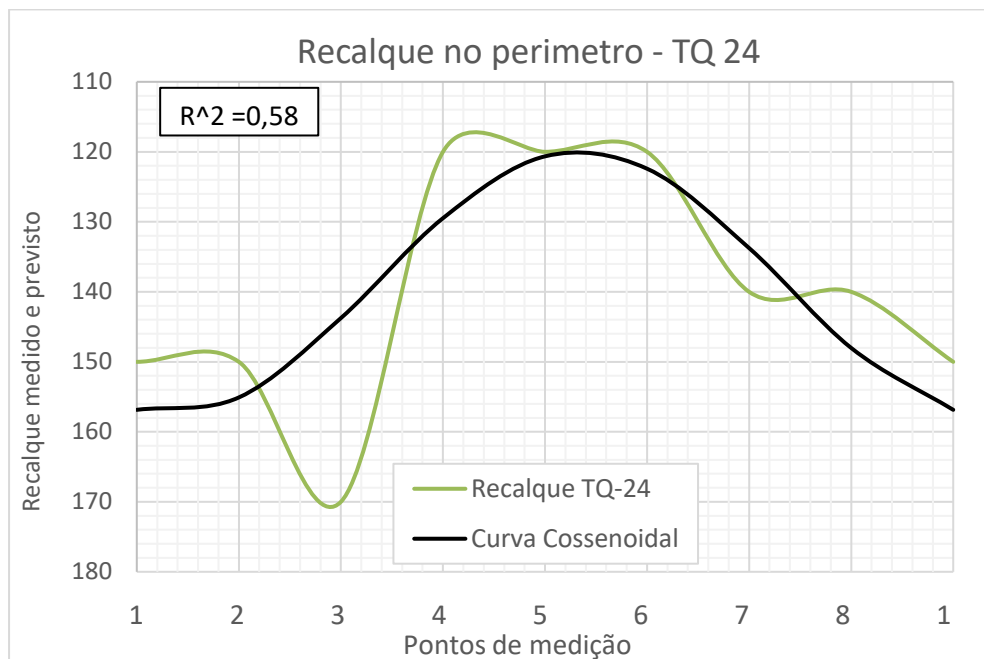


Figura 6.118 – Recalque fora do plano do TQ-24 e a curva cossenoidal.

Tabela 6.47 – Avaliação do recalque fora do plano do tanque TQ-24.

Tanque	Intervalo	S_{arc} [m]	K -	S_{adm} $\min[S_{calc}; 100]$ [mm]	S_{medido} [mm]	Resultado
24	2 -4	17,823	3,9	[267 ; 100]	$28 < 100$	Atende

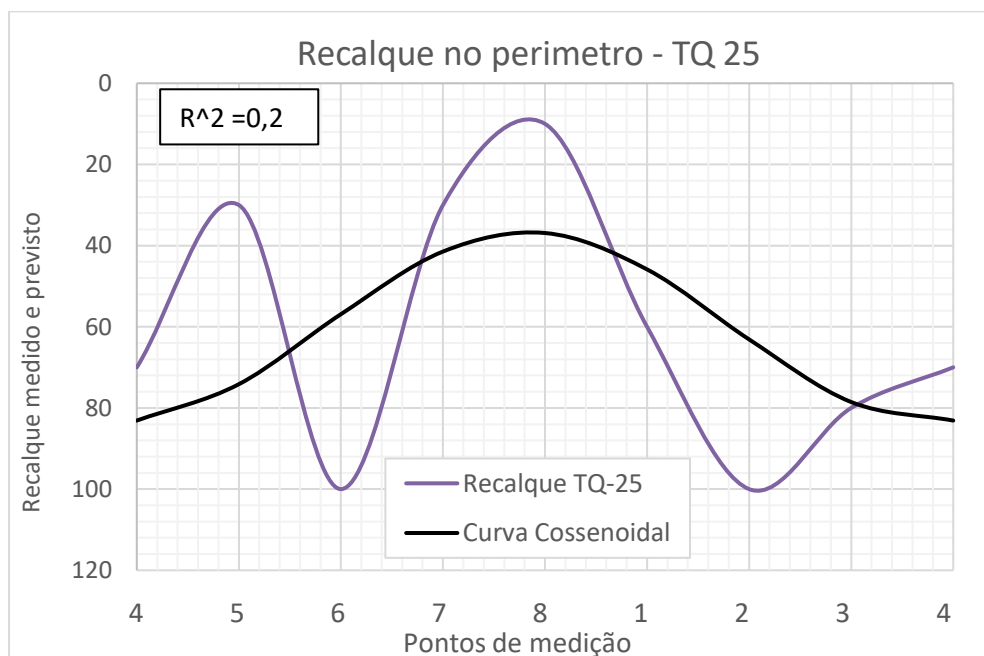


Figura 6.119 – Recalque fora do plano do TQ-25 e a curva cossenoidal.

Tabela 6.48 – Avaliação do recalque fora do plano do tanque TQ-25.

Tanque	Intervalo	S_{arc}	K	S_{adm} $\min[S_{calc}; 100]$	S_{medido}	Resultado
		[m]	-	[mm]	[mm]	
25	3 -5,5	26,734	3,9	[401 ; 100]	76 < 100	Atende
	5,5 - 7	8,911	3,9	[133 ; 100]	45 < 100	Atende
	7 - 1	25,620	3,9	[384 ; 100]	26 < 100	Atende
	1 -3	27,848	3,9	[418 ; 100]	36 < 100	Atende

Conclui-se que 6 dos 8 pontos de controle, no teste hidrostático no tanque TQ-21 investigado pela medição dos recalques em campo atendem ao critério de recalque admissíveis de Marr et al. (1982), porém apresentam dois intervalos entre os pontos 6-8 e 4-6 (dos pontos de controle 7 e 5 respectivamente) que foram avaliados pelo critério de Andreani e Carr (2007), ambos os dois critérios recomendados pela norma API-653 (2018).

Em relação aos outros três tanques (TQ-22, TQ-24 e TQ-25) investigados pela prova de hidrostática atendem ao critério de recalques admissíveis do critério de Andreani e Carr (2007).

7

Conclusões e Recomendações

7.1.

Conclusões

Na previsão do comportamento da fundação de uma obra de engenharia civil é importante avaliar o carregamento final ao qual a estrutura estará submetida. No caso de tanques de armazenamento de combustíveis, a carga de operação (tanque totalmente cheio) corresponde à parcela mais significativa, em torno de 97% do carregamento final aplicado. O enchimento do tanque é relativamente rápido, ocorrendo em um período de dois a três dias, podendo provocar o desenvolvimento de excessos de poropressão em camadas de solo coesivo, o que exigirá cuidados especiais quanto à ocorrência de recalques de adensamento primário e de compressão secundária.

Para facilitar a logística de armazenamento e distribuição de combustíveis por meio de navios, estes tanques são geralmente construídos ao longo da costa brasileira. Por outro lado, esta região é caracterizada por depósitos sedimentares, com a formação de perfis geológicos-geotécnicos constituídos por altos contrastes estratigráficos, com camadas irregulares de solos granulares e coesivos intercaladas.

Para execução de um estudo detalhado do comportamento de tanques, a estratigrafia do subsolo e as propriedades de compressibilidade e resistência ao cisalhamento das diversas camadas de solo devem ser avaliadas por meio da execução de ensaios geotécnicos de campo e laboratório.

Nesta tese, o estudo do comportamento da fundação de tanques de armazenamento de combustíveis localizados na região do Terminal de Suape, no Complexo Industrial Portuário de Suape – Pernambuco, foi feito numericamente pelo método dos elementos finitos por meio de uma análise 3D com o programa computacional Plaxis 3D. A composição do modelo geológico – geotécnico foi feita

com os resultados de 29 ensaios de simples reconhecimento (SPT) executados localmente e uso de correlações empíricas, publicadas na literatura, para estimativa das propriedades de rigidez e resistência das camadas de solo. Dados disponíveis em outros locais próximos ao da instalação dos tanques, em formação geológica similar, foram também considerados com o objetivo de aperfeiçoar a descrição do modelo.

Com base na comparação dos resultados previstos pelo modelo numérico e valores de recalque medidos em campo, as seguintes conclusões podem ser apresentadas:

- a) Após análise de vários sistemas de fundação, optou-se pela execução de um radier estaqueado, com parte do carregamento aplicado pelo radier diretamente no solo de fundação e parte transmitido pelo conjunto de estacas, sendo estas distribuídas de acordo com uma disposição otimizada. As provas de carga em estaca realizadas no projeto não atingiram o valor recomendado pela norma NBR 12131, de no mínimo duas vezes o valor da carga de projeto, mas é importante destacar que essa orientação se aplica ao caso de estacas isoladas. Não há nas normas técnicas brasileiras diretrizes específicas para radiers estaqueados, mas a presença do radier é benéfica para o desempenho das estacas por aumentar as tensões horizontais geradas pelo carregamento do radier;
- b) Neste tipo de obra a campanha de instrumentação deve ser expandida para dar melhores condições de monitoramento em campo, incluindo instalação de piezômetros para medição de excessos de poropressão gerados nas camadas argilosas por carregamentos rápidos, como na realização dos testes hidrostáticos de tanques. Os pontos de medição de recalque também devem ser aumentados, pois atualmente estão limitados aos pontos de controle localizados ao redor da base do tanque. Por estas razões, os resultados dos testes hidrostáticos não foram claros e conclusivos, porque para uma melhor interpretação deveriam estar acompanhados da medição de outras grandezas como excessos de poropressão nas camadas argilosas e recalques em pontos de subsuperfície.

- c) A análise dos recalques computados pelo método dos elementos finitos, bem como dos valores medidos em campo, é importante para verificação da possibilidade de ocorrência de recalques diferenciais na fundação do tanque, o que pode causar sérios efeitos de flexão e cisalhamento nas uniões (soldas) do costado com a base do tanque e nas próprias placas da base;
- d) O recalque fora do plano é um componente fundamental do processo de avaliação, uma vez que possibilita quantificar o impacto da deflexão ao longo do perímetro da base do tanque na ocorrência de elevados valores de tensão em pontos específicos da estrutura. Essa análise é essencial para antecipar e mitigar possíveis problemas estruturais, contribuindo assim para a segurança e eficácia do projeto. Nesta pesquisa, foram utilizadas as metodologias recomendadas pela API 653 (2018) que englobam o critério de Marr et al. (1982), com ajuste de curva cossenoide, e o critério de Andreani e Carr (2007), baseado em resultados de simulações numéricas. Ambos as metodologias foram aplicadas considerando tanto os resultados de recalque previstos nas simulações numéricas quanto os valores medidos durante a execução de testes hidrostáticos em campo;
- e) É importante realizar uma avaliação do desempenho de tanques de armazenamento com base nos recalques produzidos por teste hidráulico, considerando as recomendações das normas N-270 (2020) e complementadas pelas diretrizes da norma API-653 (2018).

7.2. Recomendações

Tendo em vista os resultados obtidos no presente trabalho, sugere-se como temas futuros nesta linha de pesquisa:

- a) É importante realizar uma campanha de instrumentação do projeto incluindo medição de recalques na base do tanque e nas camadas sob a fundação, além da medição da geração de excessos de poropressão nas camadas argilosas. Estas informações são essenciais para o objetivo final do projeto que é determinar limites de deformação a partir dos

quais podem ocorrer efeitos mecânicos prejudiciais ao comportamento do tanque (placas e soldas) e assim evitar problemas de natureza estrutural, tanto em tanques de teto fixo quanto em tanques de teto flutuante;

- b) Investigar os potenciais efeitos de recalques de adensamento primário e compressão secundária no desempenho do tanque durante a sua vida útil.

Bibliografia

A.B.N.T. NBR 6122 (2022), “Projeto e execução de fundações”, Associação brasileira de normas técnicas, Rio de Janeiro, Brasil.

A.B.N.T. N.B.R. 7821 (1983), “Tanques soldados para armazenamento de petróleo e derivados”, Associação brasileira de normas técnicas, Rio de Janeiro, Brasil.

A.B.N.T. NBR 12131 (2006), “Estacas prova de carga”, Associação brasileira de normas técnicas, Rio de Janeiro, Brasil.

A.B.N.T. NBR16903 (2020), “Prova de carga estática em fundação profunda”, Associação brasileira de normas técnicas, Rio de Janeiro, Brasil.

AKHAVAN-ZANJANI, ALI (2009). “Settlement Criteria for Steel Oil Storage Tanks. Electronic Journal of Geotechnical Engineering”, University of Tehran, Iran:. Vol. 13, Bund. B.

AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE (2007), “Welded Tanks For Oil Storage (Annex B)”, API STANDARD 650. Twelfth edition. Washington D. C.: API Publishing Services.

AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE (2018). “Tank Inspection, Repair, Alteration And Reconstruction (Annex B)”. API STANDARD 653. Third edition. Washington D. C.: API Publishing Services.

ANDREANI J. L.; CARR N.A. (2007), “Final Report On The Study Of Out-Of-Plane Tank Settlement”, API, Washington, D.C., United States of America.

BACELAR, C.J. R. (2003). “Análises de Recalque em Radiers Estaqueados”, 193p. Tese de Doutorado – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Brasil.

BARROS, S. M. (2014), “Tanques de armazenamento”, Petrobras, Rio de Janeiro, Brasil.

BITTENCOURT, E. C. (2018), “Comportamento de radiers estaqueados assentes em solos arenosos”, Dissertação de mestrado, Universidade de Rio Grande do Norte, Natal, Rio Grande do Norte, Brasil.

BJERRUM, L. (1963), “Allowable settlement of structures. Proc. European Conf. on Soil Mech. and Found. Eng”. Wiesbaden, Alemanha.

BROWN, P. T. (1969), “Numerical analyses of uniformly loaded circular rafts on elastic layers of finite depth. Géotechnique”.

BOUSSINESQ, J. (1885). Équilibre d'élasticité d'un solide isotrope sans pesanteur, supportant différents poids. *Compte Rendus à l'Académie des Sciences*, v. 86, 1260-1263.

BOWLES, J.E. (2001). *Foundation Analysis and Design*, Mc Graw Hill.

BUNGENSTAB, F. C.; Beim, J. W. (2014) “Ensaio de integridade (PIT) – Interpretação de resultados obtidos para os casos de estacas dos tipos hélice contínua monitorada e raiz. *Fundações e Obras Geotécnicas*”. Ano 4. Nº 46. p. 60 – 68. Editora Rudder, julho, 2014.

BURLAND, J. B.; BROMS, B. B.; MELLO, V. F. B. (1977), “Behaviour of foundations and structures”, *Proc. 9th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.*, Tóquio, v. 2, 495-546.

BURLAND, J.B. (1995), “Piles as Settlement Reducers”. Keynote Address, 18th Italian Congress on Soil Mechanics, Pavia, Italy.

CINTRA, J. C. A. (2013); AOKI, N.; TSUHA, C. H. C.; GIACHETI, H. L. “Fundações: ensaios estáticos e dinâmicos”. São Paulo.

COSTA, O. (2011) “Tanques de Armazenamento. Apostila de tanques”. Disponível em: <https://pt.slideshare.net/assemilmontagens/apostila-de-tanques-2011>. Acesso em: 20 agosto 2022.

COOKE, R. W. (1986), “Piled raft foundations on stiff clays – a contribution to design philosophy”. *Géotechnique*, v. 36, n. 2, 169-203.

COOKE, R. W. et al. (1981), “Some observations of the foundation loading and settlement of a multi-storey building on a piled raft foundation”.

COUTINHO, R. Q ; BELLO, M. I. M. C., (2008), “Caracterização Geotécnica do solo mole do acesso à Ilha de Tatuoca - Porto de Suape / PE”. In: XIV Congresso Brasileiro de Mecânica de Solos e Engenharia Geotécnica, COBRAMSEG 2008, Búzios, RJ, Brasil, ABMS, 2008. v. 02. p. 265-269.

COUTINHO, R. Q, (2006).” Prospecção Geotécnica - Acesso à Ilha de Tatuoca - Suape - Ipojuca/PE. Relatório técnico.

COUTINHO, R. Q. e Bello, M. I. M. C. V. (2005). *Geotecnia do Nordeste*. Capítulo: Aterros sobre solos Moles, Livro ABMS – Núcleo Nordeste. Ed. Universitária – UFPE, cap. 3, pp. 111 - 153.

COUTINHO, R. Q. (2008). *Investigação Geotécnica de Campo e Avanços para a Prática*. In: XIV Congresso Brasileiro de Mecânica de Solos e engenharia Geotécnica, Búzios. COBRAMSEG'2008, ABMS, v. 01. p. 201-230.

COUTINHO, R.Q., (2007), “Characterization and Engineering Properties of Recife Soft Clays – Brazi”. Tan, Phoon, Hight and Leroueil (eds) *The Second International Workshop on Characterization e Engineering Properties of Natural Soils*”, Singapore, p. 2049-2100.

COUTINHO, R.Q., BELLO, M. I. M. C (2014). Geotechnical Characterization of Suape Soft Clays, Brazil – Solos e Rochas, Vol. 37, No. 3, September-december 2014: 257-276.

COUTINHO, R. Q.; OLIVEIRA, J. T. R. e OLIVEIRA, A. T. J. (1998a). "Estudo Quantitativo da Qualidade de Amostras de Argilas Moles Brasileiras - Recife e Rio de Janeiro". In: XI COBRAMSEG - Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS. Brasília, v. 02. p.927-936.

DÉCOURT, L. (1996) "A ruptura de fundações avaliada com base no conceito da rigidez". Vol. 1. São Paulo: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – SEFE III, Anais ABEF e ABMS.

DANZIGER, B. R.; LOPES, F. R. (2021) Fundações em Estacas. 1ª Ed. Reio de Janeiro: LTC, Brasil.

DEBEER, E.E., (1969), "Foundation Problems of Petroleum Tanks", Annals de L'Institut Belge du Petrole, pp 25- 04.

DENVER, H. (1982) Modulus of elasticity for sand determined by SPT and CPT. In: EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 2, 1982, Amsterdã, Holanda. Proceedings. Amsterdã, Holanda.

FALCONIO, G., MANDOLINI, A., (2003), "Influence of Residual Stresses for non-Displacement Cast in situ Piles". 4th Inter. Geotec. Sem. Deep Foundations on Bored and Auger Piles. pp. 145-152.

FLEMING, W.G.K., Weltman, A.J., Randolph, M.F. e Elson, W.K. (1992). Piling Engineering. New Jersey: John Wiley e Sons, Inc.

FREIRE, F. C. (2016), "Análise das propriedades geotécnicas do solo mole do Cluster/Suape-PE", Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Brasil.

FREITAS, A. P. S., (2018), "Comportamento de radiers estaqueados como fundações de aerogeradores de energia eólica", Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, Brasil.

GARCIA, J. P. (2015). "Análise Experimental e Numérica de Radiers estaqueados executados em solo da região de Campinas/SP" - Tese de Doutorado apresentada à Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Unicamp.

GIULIANI F, NICOLL FL, (1982), "New Analytical Correlations Between SPT", Overburden Pressure and Relative Density, Proc 2th. Europ. Symp on Penetration Testing, Amsterdam, Netherlands.

HERTLEIN, B.H.; DAVIS, A.G. (2006) "Nondestructive Testing of Deep Foundation". Chinchester ,Inglaterra.

Gandhi, S. R. e Maharaj, D. H. (1995). Behaviour of Piled under Uniform Loading. INDIAN GEOTECHNICAL CONFERENCE (IGC-95), Bangalore. Proc. Indian Geotechnical Conference, v.1, December.

GIFFITHS, D. V.; CLANCY, P.; RANDOLPH, M. F. (1991). "Piled raft foundation analysis by finite elements. Computer Methods and Advances in Geomechanics", Balkema, Rotterdam, 1153-1157.

HAIN, S. J. (1977). A rational analysis of raft foundation. PhD Thesis University of New South Wales. (apud Hain e Lee, 1978).

HAIN, S. J.; LEE, I. K. (1978). The analysis of flexible raft-pile systems. *Géotechnique*, v. 28, n. 1, 65-83.

HORIKOSHI, K.; RANDOLPH, M. F. (1998), "A contribution to optimum design of piled rafts". *Géotechnique*, v. 48, n. 3, 301-317.

KATZENBACH, R.; ARSLAN, U.; GUTWALD, J. (1994), "A numerical study on pile foundation of the 300m high Commerzbank tower in Frankfurt Main. Numerical Methods in Geotechnical Engineering", Balkema, Rotterdam, 271- 277.

KIM, K. N. et al. (2001), "Optimal pile arrangement for minimizing differential settlements in piled raft foundations", *Computers and Geotechnics*, v. 28, 235- 253.

KITIYODOM, P. e MATSUMOTO, T. (2003). A simplified analysis method for piled raft foundations in non-homogeneous soils. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, n. 27, p. 85–109.

KUWABARA, F. (1989), "An elastic analysis for piled raft foundations in a homogeneous soil", *Soils and Foundations*, v. 29, n. 1, 82-92.

MANDOLINI, A.; DI LAORA, R.; IODICE, C. (2017). Simple Approach to Static and Seismic Design of Piled Rafts. 3rd Bolivian International Conference on Deep Foundations, pp. 107-124.

MALIK, Z., MORTON, J., AND RUIZ, C., (1977), "Ovalization of Cylindrical Tanks as a Result of Foundation Settlement", *Journal of Strain Analysis*, Vol 12, No. 4 pp. 339-348.

MARR, W A., ASCE, M., RAMOS, J.A., WILLIAM LAMBE, T. and ASCE, F, (1982), "Criteria for Settlement of Tanks", *Journal of the Geotechnical Engineering Division. American Society of Civil Engineers. US*.

MARTIN LOPEZ, I. M. (2017) "Optimización de cimentaciones para depósitos de gran diámetro", *Dissertação de mestrado, Universidade de Sevilla, Espanha*.

MILOVIC, D. M. (1970), "Contraintes et déplacement dan une couche élastique d'épaisseur limitée produite par une fondation circulaire", *La Génie Civil*, v. 147, n.5, 281-285.

MINDLIN, R. D. (1936). Force at a point in the interior of a semi-infinite solid. *Physics*, n. 7, 195-202. NAJJAR, Y. M. (1994).

NETO, O. F. (2013). "Avaliação Experimental e Numérica de Radiers Estaqueados com Estacas Defeituosas em Solo Tropical do Brasil". *Tese de Doutorado, Publicação G.TD-088/2003. Universidade de Brasília – DF*.

- PADFIELD, C. J.; SHARROCK, M. J. (1983). Settlement of structures on clay soils. CIRIA 27. (apud Fleming et al., 1992).
- PANIAGUA, W.; MARTINEZ, A.; IBARRA, E.; GONZÁLEZ, J.; RANGLE, J.; (2011), “Discontinuidades e irregularidades en pilas, detectadas con pruebas de integridade”, Azcapotzalco, México.
- PENMAN, A. D. M, (1977), “Soil-Structure Interaction and Deformation Problems with Large Oil Tanks”, Proceedings of the International Symposium on Soil-Structure Interaction University of Roorkee, Rookhee, India, Vol. 1, pp 521-526.
- PETROBRAS, N 270 (2020), “Projeto de Tanque de Armazenamento Atmosférico”, Brasil.
- PETROBRAS, N 1807 (2011), “Medição de Recalque de Fundações no Teste Hidrostático de Equipamentos”, Brasil.
- POULOS, H. G. (1968). Analysis of the settlement of pile groups. *Géotechnique*, v. 18, n. 4, 449-471.
- POULOS, H. G. (1972). Load settlement prediction for piles and piers. *J. Soil Mech. Fdns. Div., ASCE*, v. 98, SM9, 379-397.
- POULOS, H. G. (1979). Settlement of single piles in nonhomogeneous soil. *J. Geot. Eng. Div., ASCE*, v. 105, n.5, 627-641.
- POULOS, H. G. (1991). Analysis of piled strip foundations. *Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Balkema, Rotterdam, 183-191.
- POULOS, H. G. (1994). An approximate numerical analysis of pile-raft interaction. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, v. 18, 73-92.
- POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. (1980). *Pile Foundation Analysis and Design*. New York: John Wiley and Sons, 397 p.
- POULOS, H.G. (1998). “The pile-enhanced raft - an economical foundation system”. Keynote Lecture. *Anais do XI COBRAMSEG*, Brasília, novembro.
- POULOS, H.G. (2000). “Practical design procedures for piled raft foundations”. In *Design applications of raft foundations*. Edited by J.A. Hemsley. Thomas Telford. pp. 425–467. ISBN 0727725947.
- POULOS, H. G. (2001). “Methods of Analysis of Piled Raft Foundations”. A Report Prepared on Behalf of Technical Committee TC18 on Piled Foundations. Chairman: Prof. Dr. Ir W.F. Van Impe. International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.
- RANDOLPH, M. F. (1983). Design of piled raft foundations. *Proc. Int. Symp. On Recent Developments in Laboratory and Field Tests and Analysis of Geotechnical Problems*, Bangkok, 525-537. (apud Randolph, 1994).

RANDOLPH, M. F. (1994). Design methods for pile groups and piled rafts. XIII ICSMFE, New Delhi, Índia, 61-82.

RANDOLPH, M. F.; CLANCY, P. (1993). Efficient design of piled rafts. Proc. of 2nd Int. Geot. Sem. on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Ghent, 119-130. RANDOLPH, M. F.

SALES, M.M. (2000). “Análise do comportamento de sapatas estaqueadas”. Tese de doutorado, Publicação GTD/002^a. Universidade de Brasília – DF.

SERVIÇO GEOLOGICO DO BRASIL, (1999), “Carta geotécnica e de suscetibilidade a processos geológicos do município de Ipojuca/Pernambuco” PROJETO SINGRE, Pernambuco, Brasil.

SHRESTHA, S., RAVICHANDRAN, N., E RAHBARI, P., (2017). Geotechnical Design and Design Optimization of a Pile-Raft Foundation for Tall Onshore Wind Turbines in Multilayered Clay”, ASCE - American Society of Civil Engineers.

SMALL, J. C.; POULOS, H. G. (1998). User’s manual of GARP6. Centre for Geotechnical Researches, University of Sydney, Australia. (apud Sales et al., 2000).

SULLIVAN, R.A., and NOWICKI, J., F., (1974), “Differential Settlement of Cylindrical Oil Tank”, Proceedings of Conference on Settlement os Structures, Cambridge University, John Willey and Sons, Inc., pp 420-424.

SOARES, W. C. (2011). “Radier Estaqueado com Estacas Hollow Auger em Solo Arenoso”. Universidade Federal de Pernambuco. Tese. 340 Pag.

SOARES, W. C., Coutinho, R. Q e Cunha, R. P. (2014). “Piled raft with hollow auger piles founded in a Brazilian granular deposit”. Canadian Geotechnical Journal, 2014, Vol.52(8), pp.1005-1022.

RANDOLPH, M. F.; WROTH, C. P. (1979). Analysis of deformation of vertically loaded pile groups. Géotechnique, v. 29, n. 4, 423-439.

ROWE, R. K. (1982). The determination of rock mass modulus variation with depth for weathered or jointed rock. Canadian Geotechnical Journal, v. 19, 29- 43.

RUSSO, G. (1998). Numerical analysis of piled rafts. Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech., v. 22, 477-493.

TERZAGHI, K. (1943). “Theoretical Soil Mechanics”. New York: Jonh Wiley and Sons, 503p.

TERZAGHI, K. e Peck, R. B. (1948). “Soil mechanics in engineering practice”. New York, Jonh Wiley and Sons.

TEIXEIRA, A. H., (1996). “Projeto e Execução de Fundações”. In: III Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. São Paulo, SP. Anais. v. 1.

TEIXEIRA, A.H. e GODOY, N.S (1996). “Análise, projeto e execução de fundações rasas”. In: Fundações: teoria e prática. São Paulo: PINI, 1996. p. 227-264.

TOMONO, M.; KAKURAI, M.; YAMASHITA, K. (1987). Analysis of settlement behavior of piled raft foundations.

VELLOSO, D. C.; LOPES, F. R. (2010) “Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas”. São Paulo.

WIESNER, T. J. (1991). Various applications of piled raft analysis. Computer Methods and Advances in Geomechanics, Balkema, Rotterdam, 1035-1039.

WROTH, C. P. (1978). Analysis of deformation of vertically loaded piles. J. Geot. Eng. Div., ASCE, v. 104, n. 12, 1465-1488.

YAMASHITA, K.; KAKURAI, M. (1991). Settlement behaviour of a raft foundation with friction piles. 4th International DFI Conference, Balkema, Rotterdam, 461-466.

YAMASHITA, K.; TOMONO, M.; KAKURAI, M. (1987). A method for estimating immediate settlement of piles and pile groups. Soils and Foundations, v. 27, n. 1, 61-76.

ZHANG, H. H.; SMALL, J. C. (2000). Analysis of capped pile groups subjected to horizontal and vertical loads. Computers and Geotechnics, v. 26, 1-21.

Apêndice I - Perfis longitudinais e seções transversais

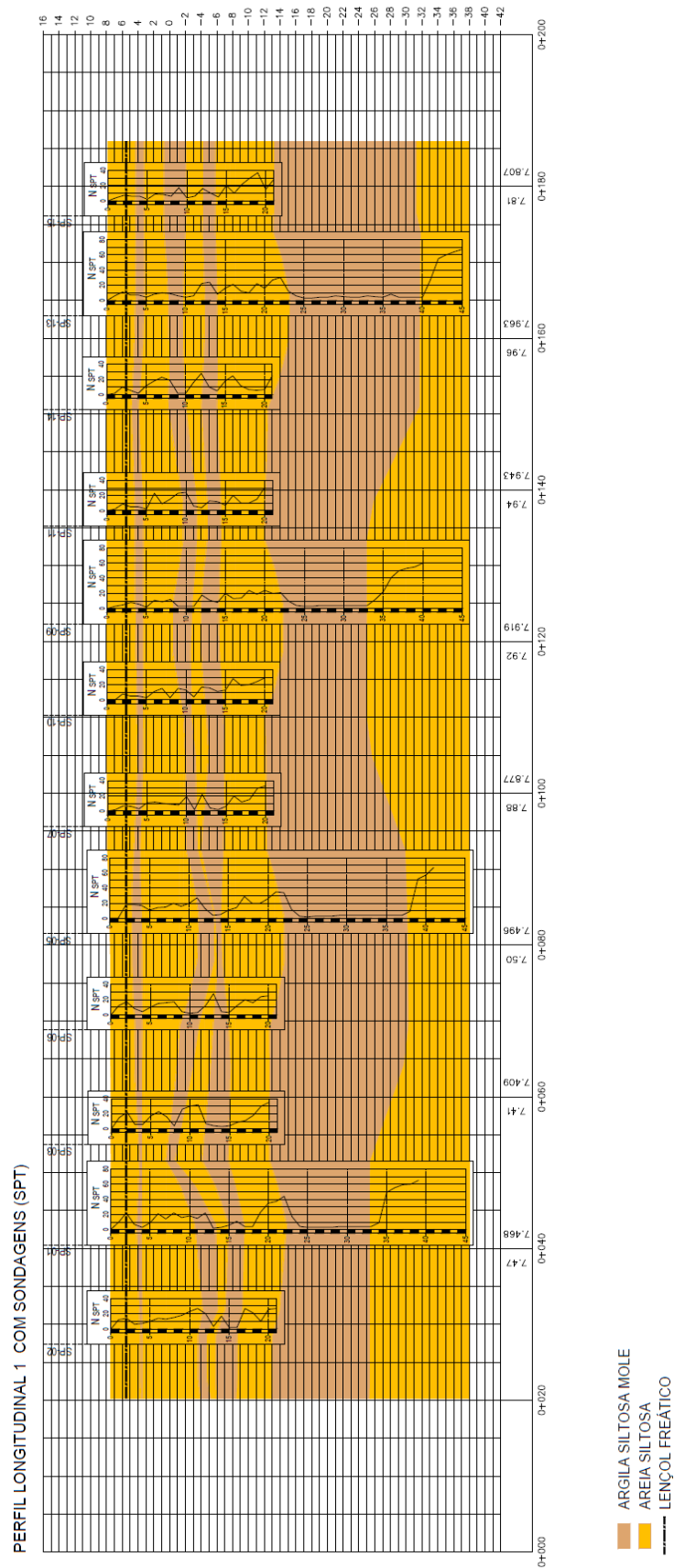


Figura APE.I 1 – Perfil longitudinal 1
Projeto de Fundação de Radier Estaqueado

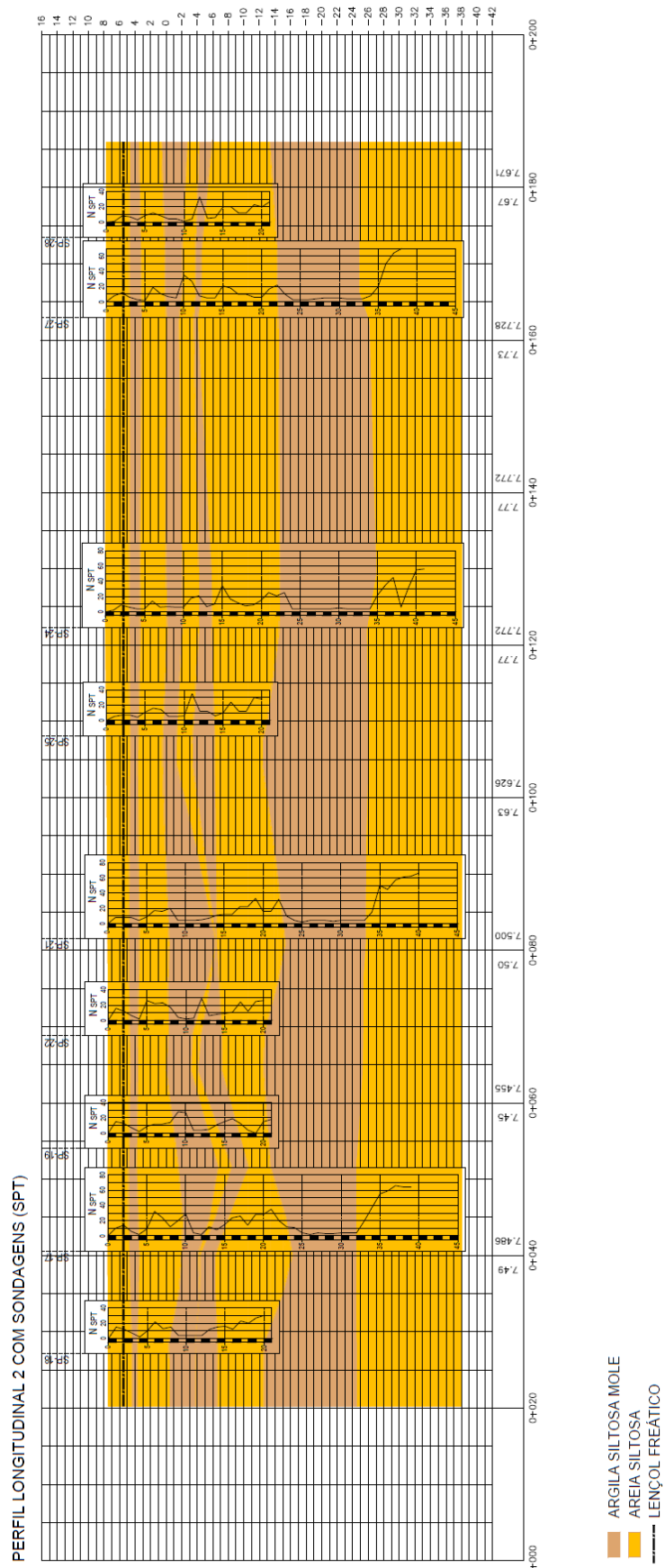


Figura APE.I 2 – Perfil longitudinal 2
Projeto de Fundação de Radier Estaqueado

SEÇÃO TRANSVERSAL 1 COM SONDAGENS (SPT)

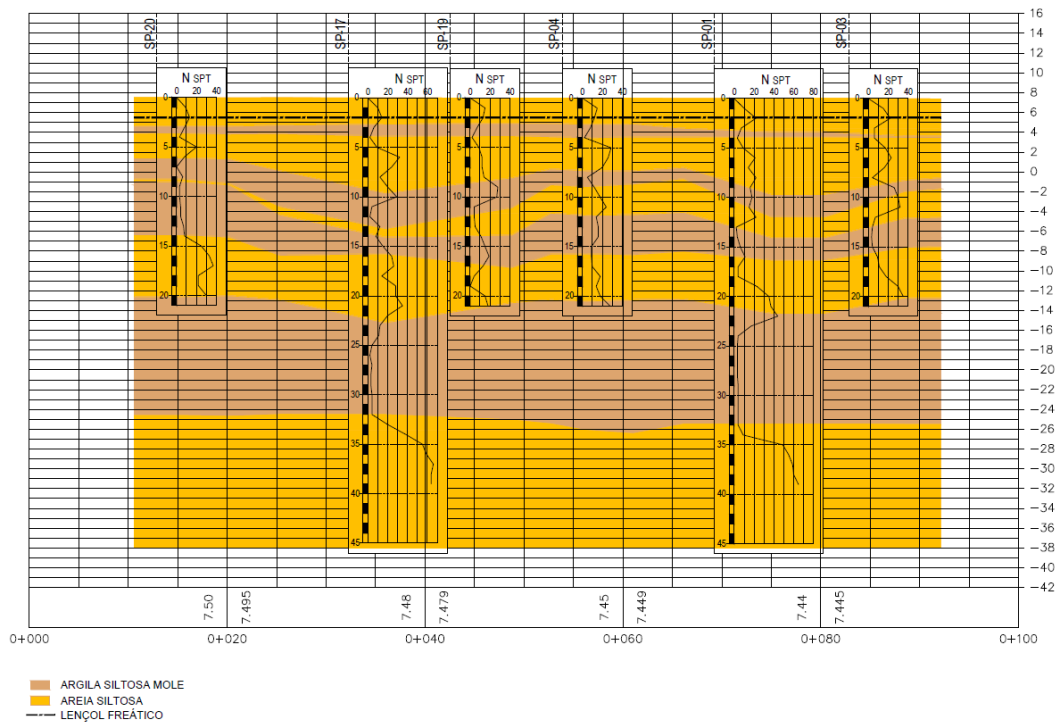


Figura APE.I 3 – Seção transversal 1
Projeto de Fundação de Radier Estaqueado

SEÇÃO TRANSVERSAL 2 COM SONDAGENS (SPT)

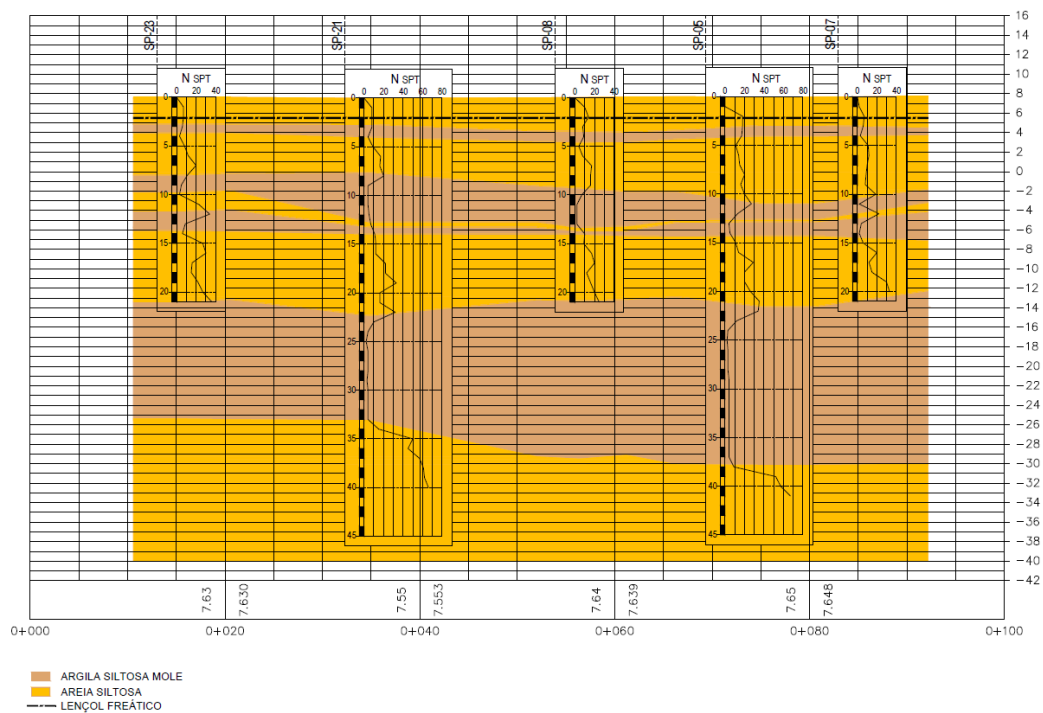


Figura APE.I 4 – Seção transversal 2
Projeto de Fundação de Radier Estaqueado

SEÇÃO TRANSVERSAL 3 COM SONDAGENS (SPT)

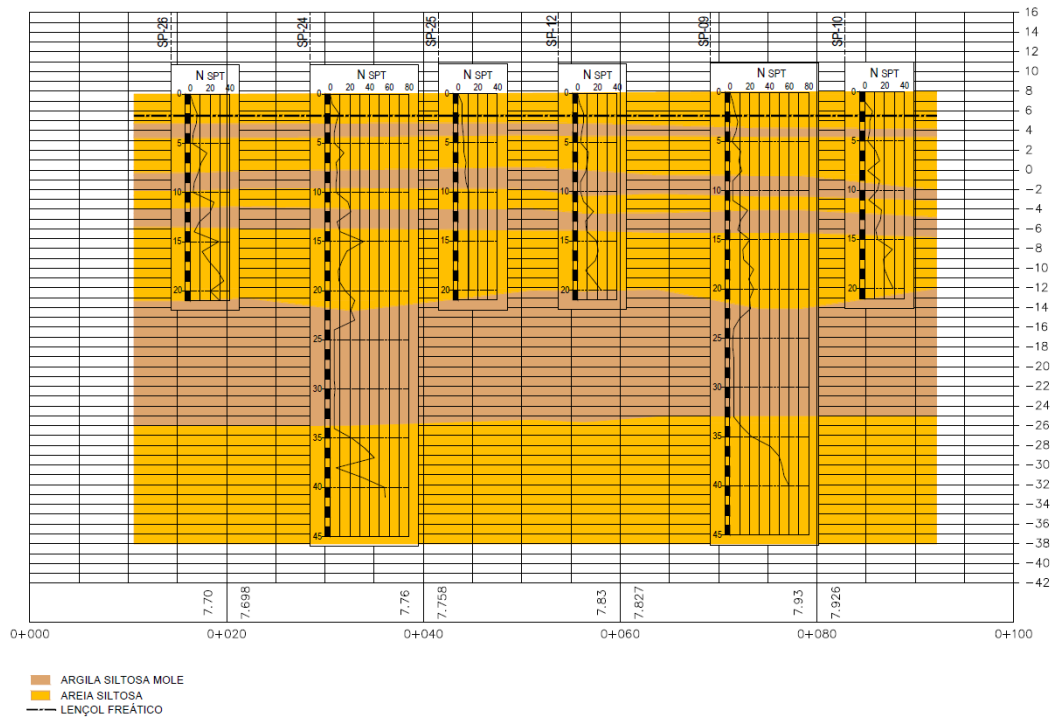


Figura APE.I 5 – Seção transversal 3
Projeto de Fundação de Radier Estaqueado

SEÇÃO TRANSVERSAL 4 COM SONDAGENS (SPT)

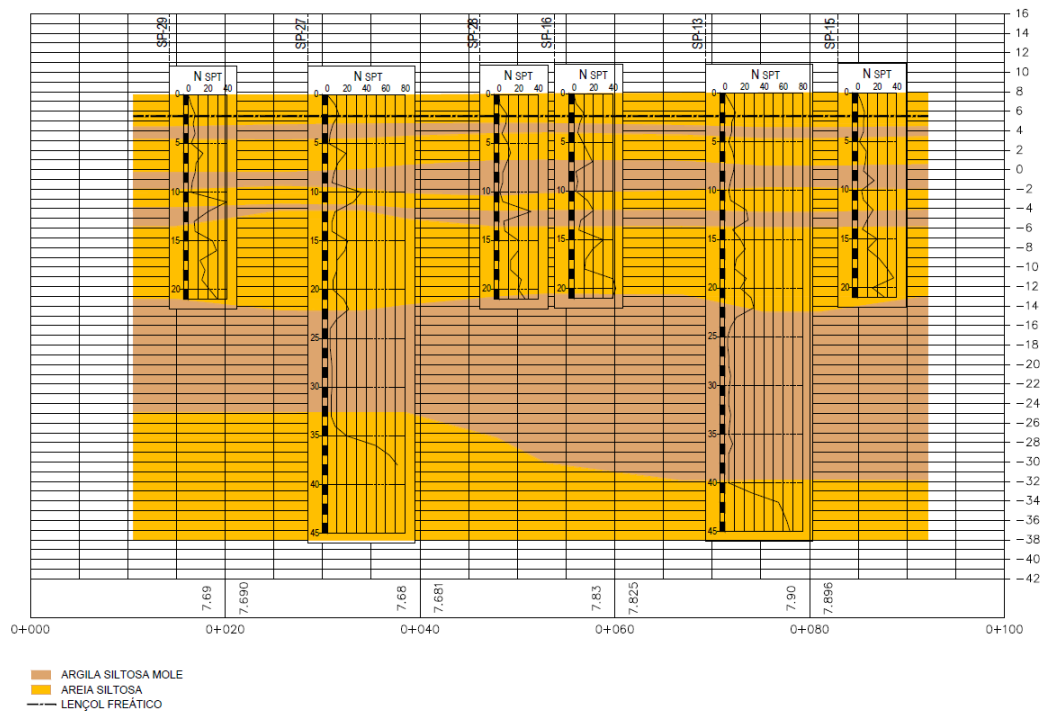


Figura APE.I 6 – Seção transversal 4
Projeto de Fundação de Radier Estaqueado

Apêndice II – Recalque fora do plano do radier estaqueado

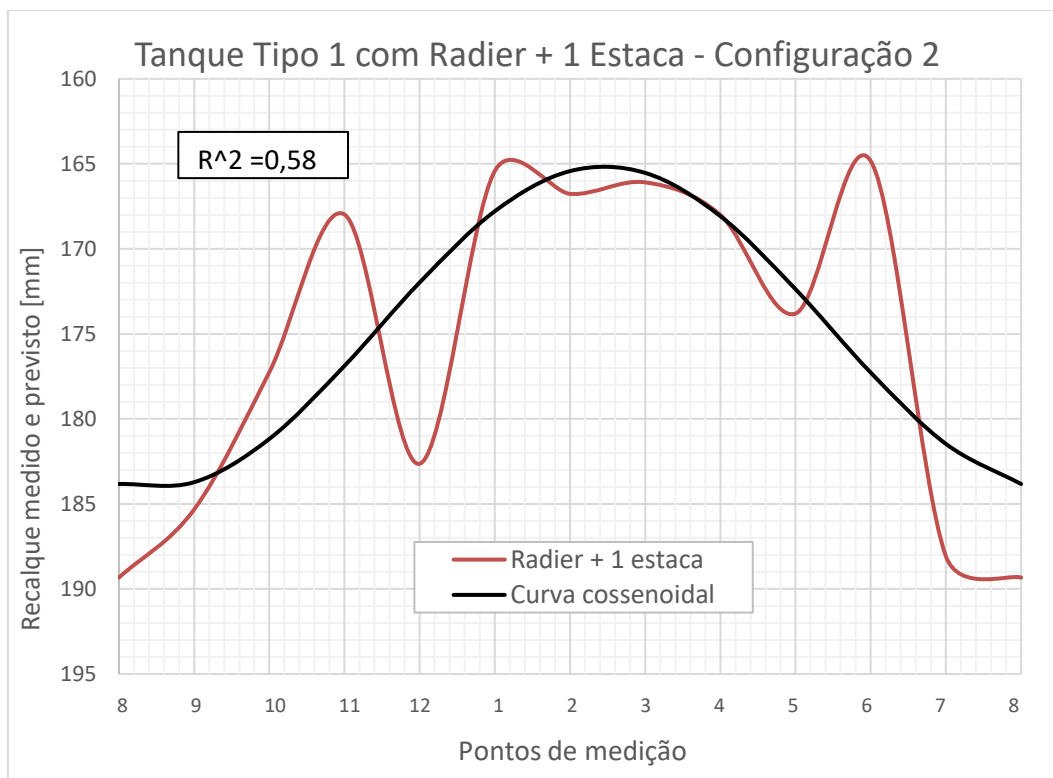


Figura APE.II 1 – Recalque fora do plano do radier e a curva cossenoidal
Configuração 2 (radier + 1 estaca)
Projeto de Fundação de Radier Estaqueado

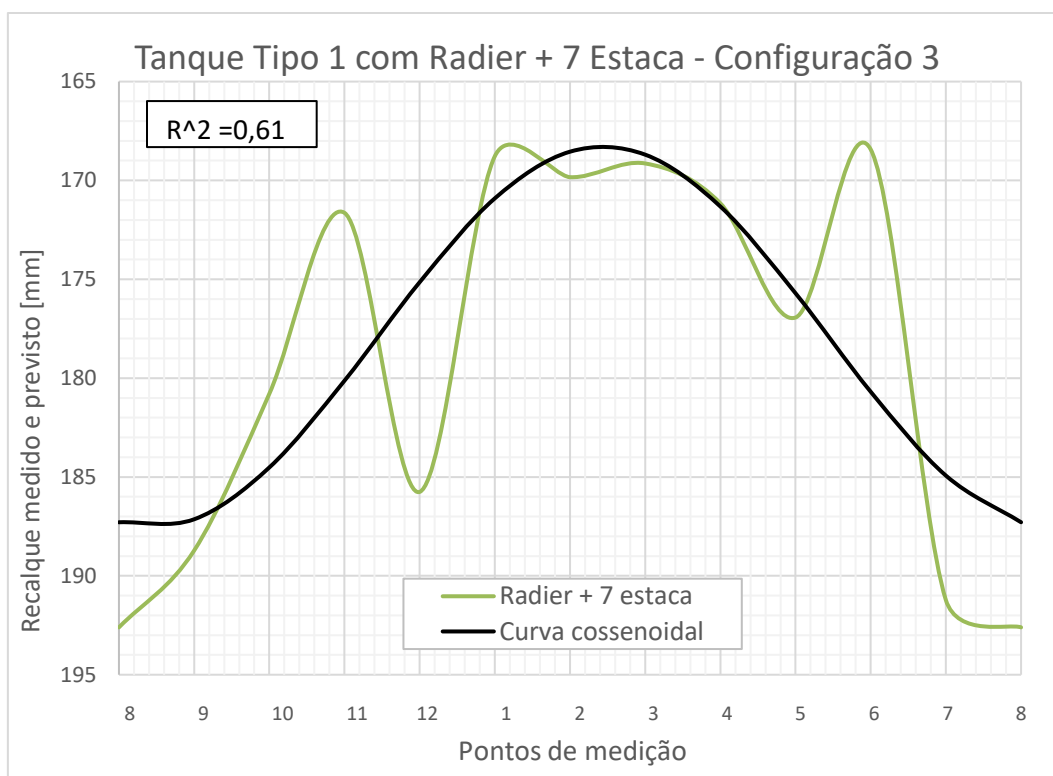


Figura APE.II 2 – Recalque fora do plano do radier e a curva cossenoidal
Configuração 3 (radier + 7 estacas)
Projeto de Fundação de Radier Estaqueado

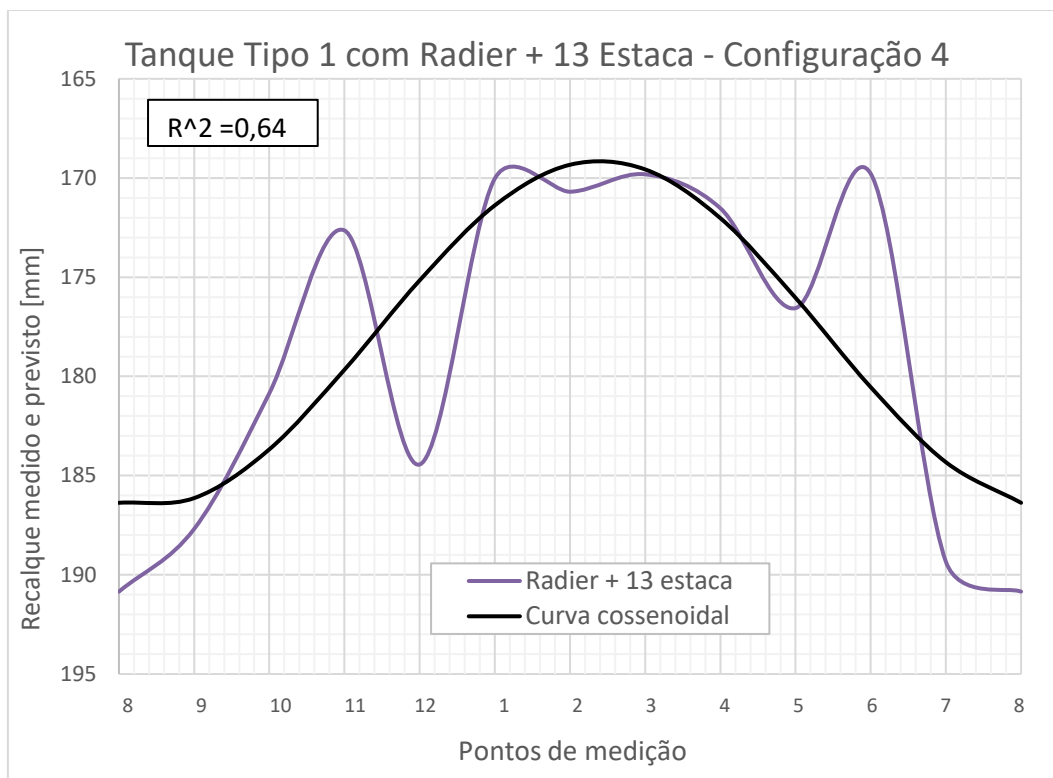


Figura APE.II 3 – Recalque fora do plano do radier e a curva cossenoidal
Configuração 4 (radier + 13 estacas)
Projeto de Fundação de Radier Estaqueado

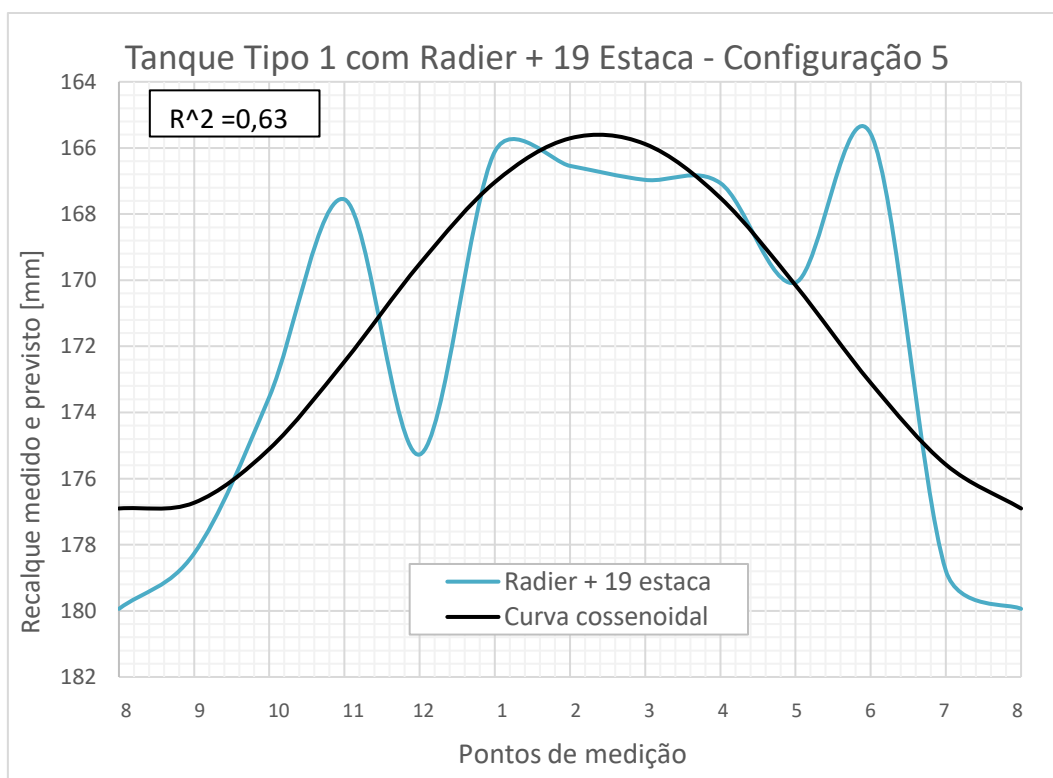


Figura APE.II 4 – Recalque fora do plano do radier e a curva cossenoidal
Configuração 5 (radier + 19 estacas)
Projeto de Fundação de Radier Estaqueado

Anexo I – Detalhe instrumentação de estacas para Prova de carga

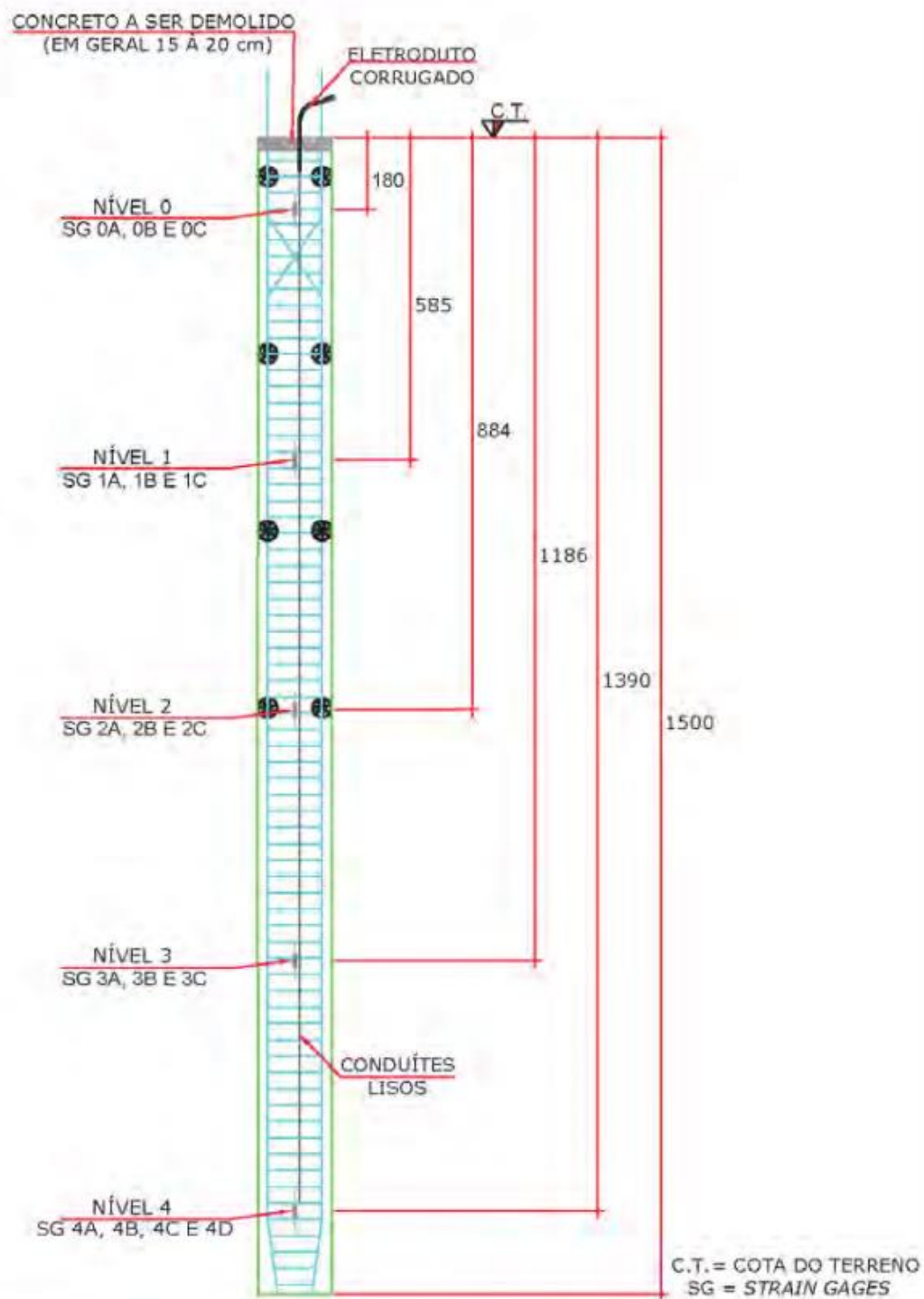


Figura ANE.I 1 – Instrumentação da Estaca na PCP-02 (modificado de EXE22202-PCE-REL-001-R00, Geoprova, 2023).

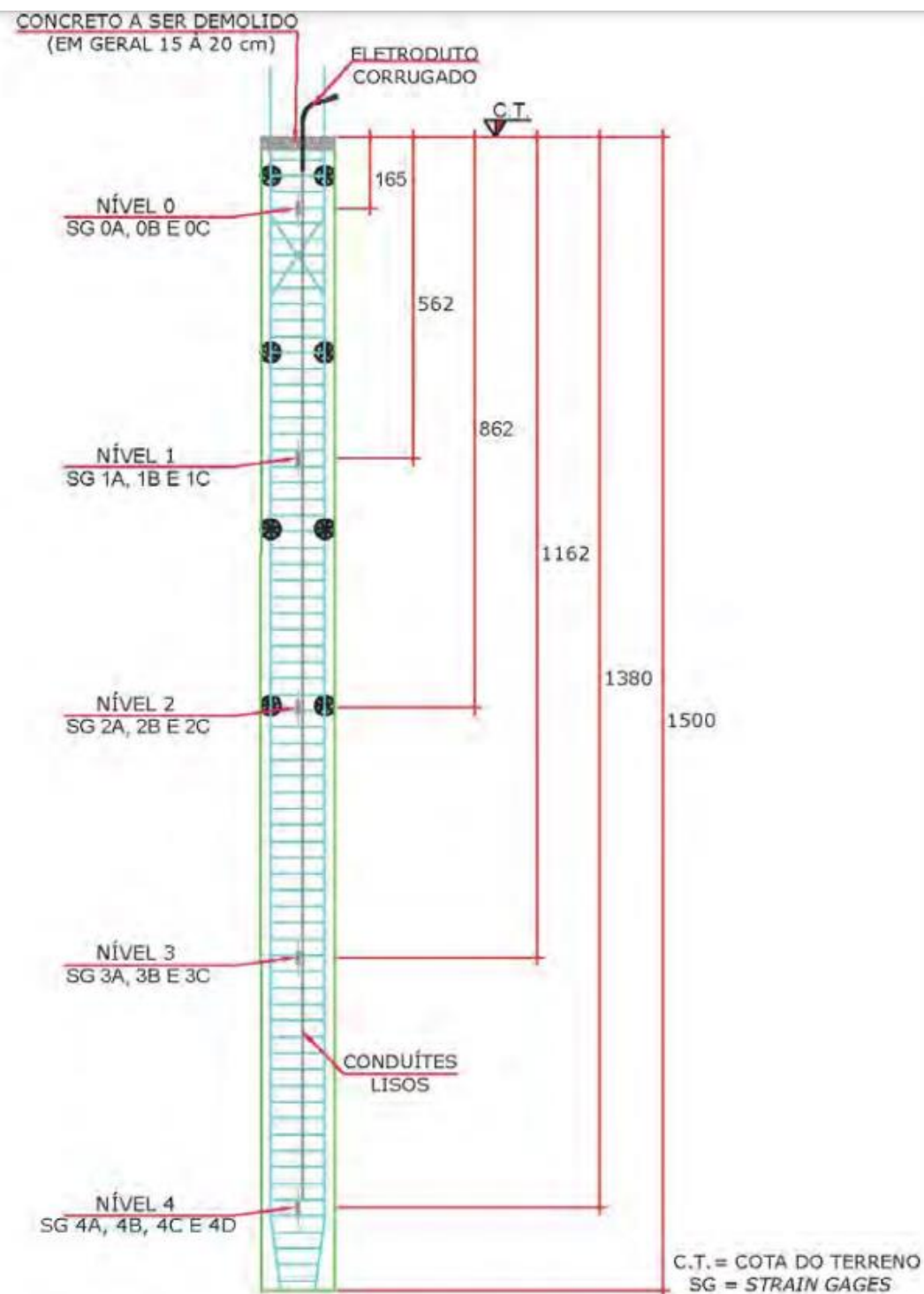


Figura ANE.I 2 – Instrumentação da Estaca na PCP- (modificado de EXE22202-PCE-REL-001-R00, Geoprova, 2023).

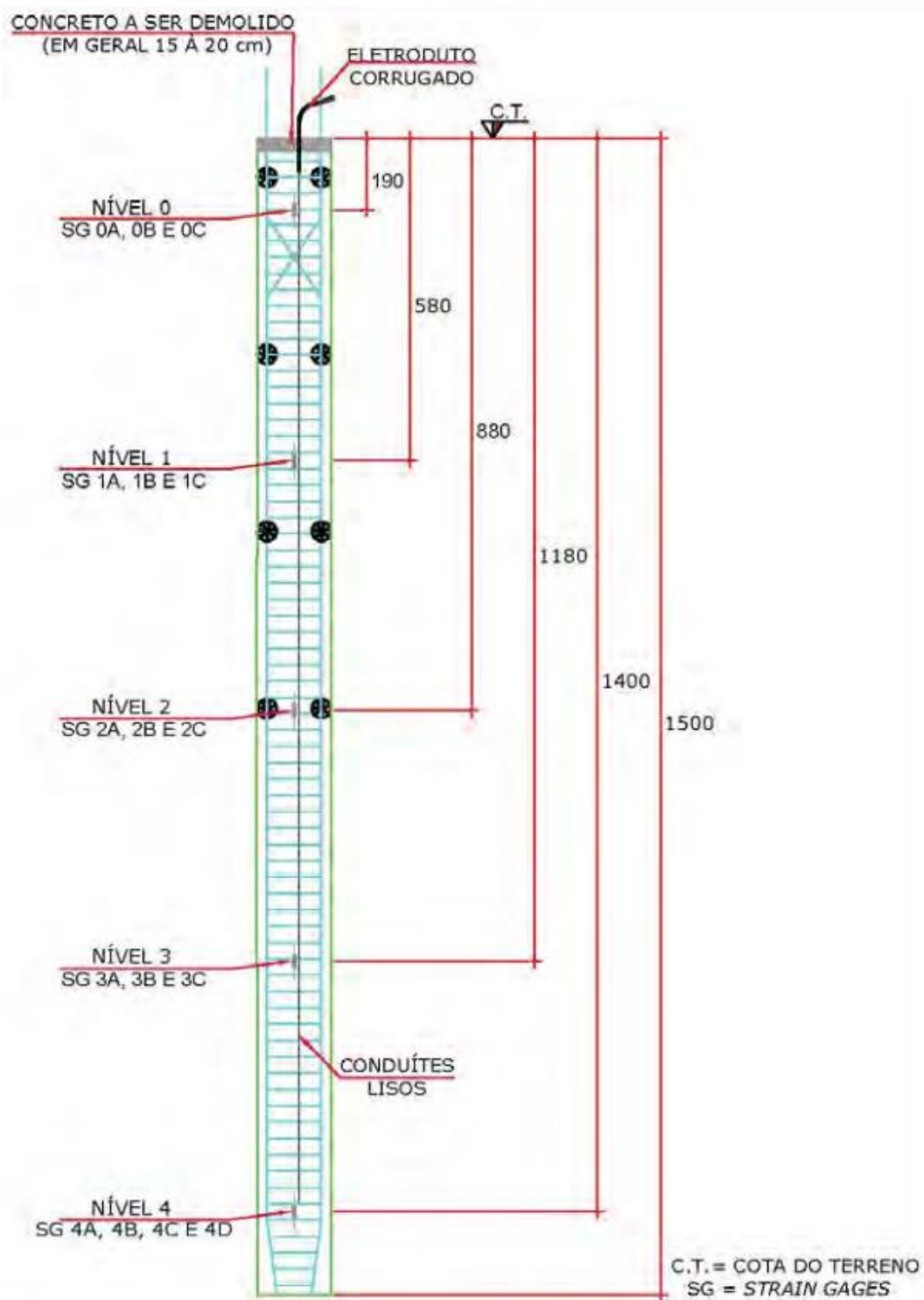


Figura ANE.I 3 – Instrumentação da Estaca na PCP-04 (modificado de EXE22202-PCE-REL-001-R00, Geoprova, 2023).

**Anexo II – Registro teste hidrostático TQ-21 TQ-22 TQ-24
TQ-25**

Figura ANE.II 1 – Prova hidrostática – TQ – 21
Medição destacada com vermelho para sua avaliação
(modificado de Itiza, 2020).

Figura ANE.II 2 – Prova hidrostática – TQ – 22
Medição destacada com vermelho para sua avaliação
(modificado de Itiza, 2020).

Figura ANE.II 4 – Prova hidrostática – TQ – 25
Medição destacada com vermelho para sua avaliação
(modificado de Itiza, 2020).

Anexo III – Boletins de sondagem SPT do Projeto de Fundação com Radier Estaqueado

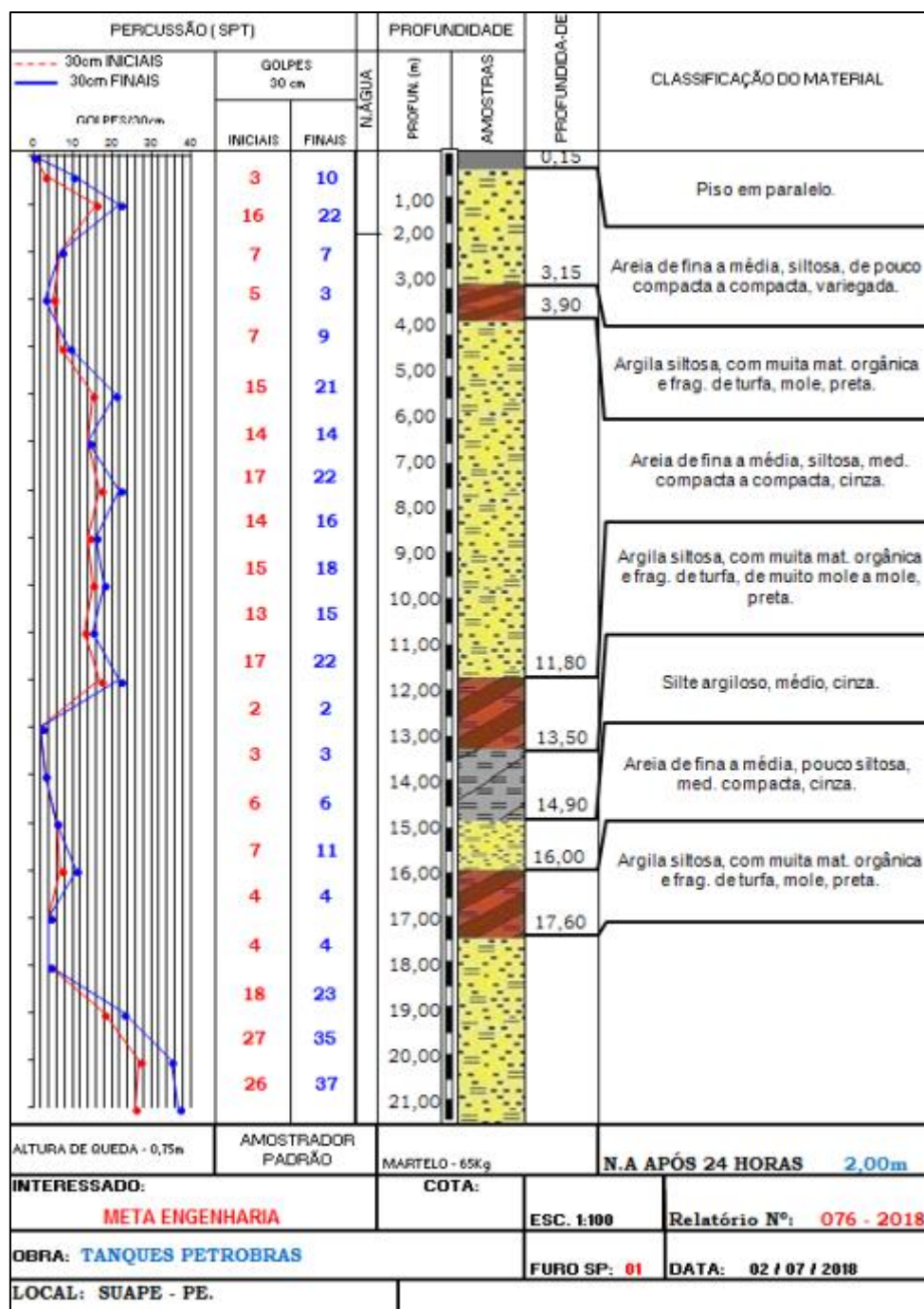


Figura ANE.III 1 – Sondagem SP-01 de 0 [m] a 21 [m]
 Projeto de Fundação de Radier Estaqueado
 (modificado de BEAPE-F-0011, Meta Engenharia, 2018).

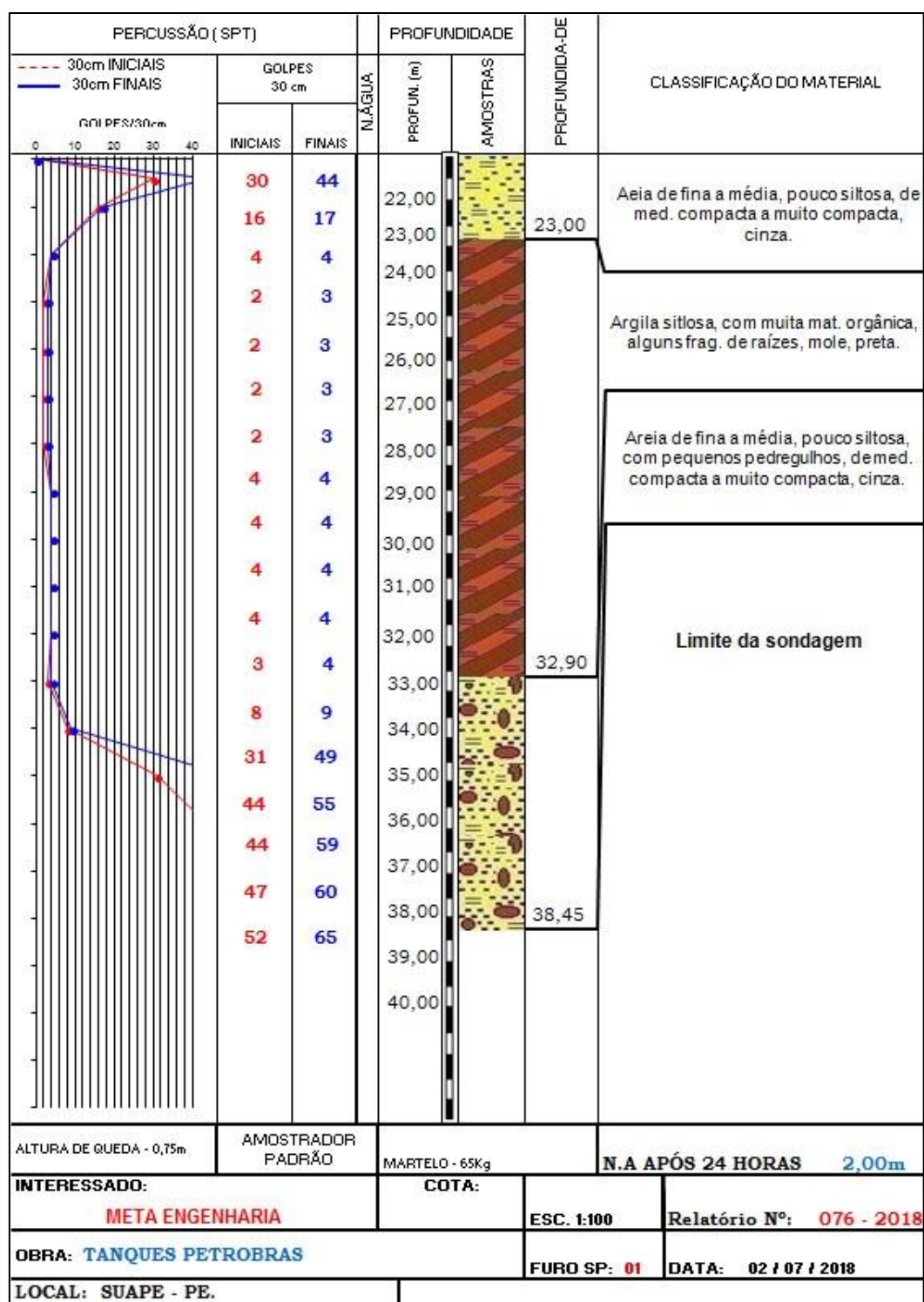


Figura ANE.III 2 – Sondagem SP-01 de 21 [m] a 38,45 [m]
 Projeto de Fundação de Radier Estaqueado
 (modificado de BEAPE-F-0011, Meta Engenharia, 2018).

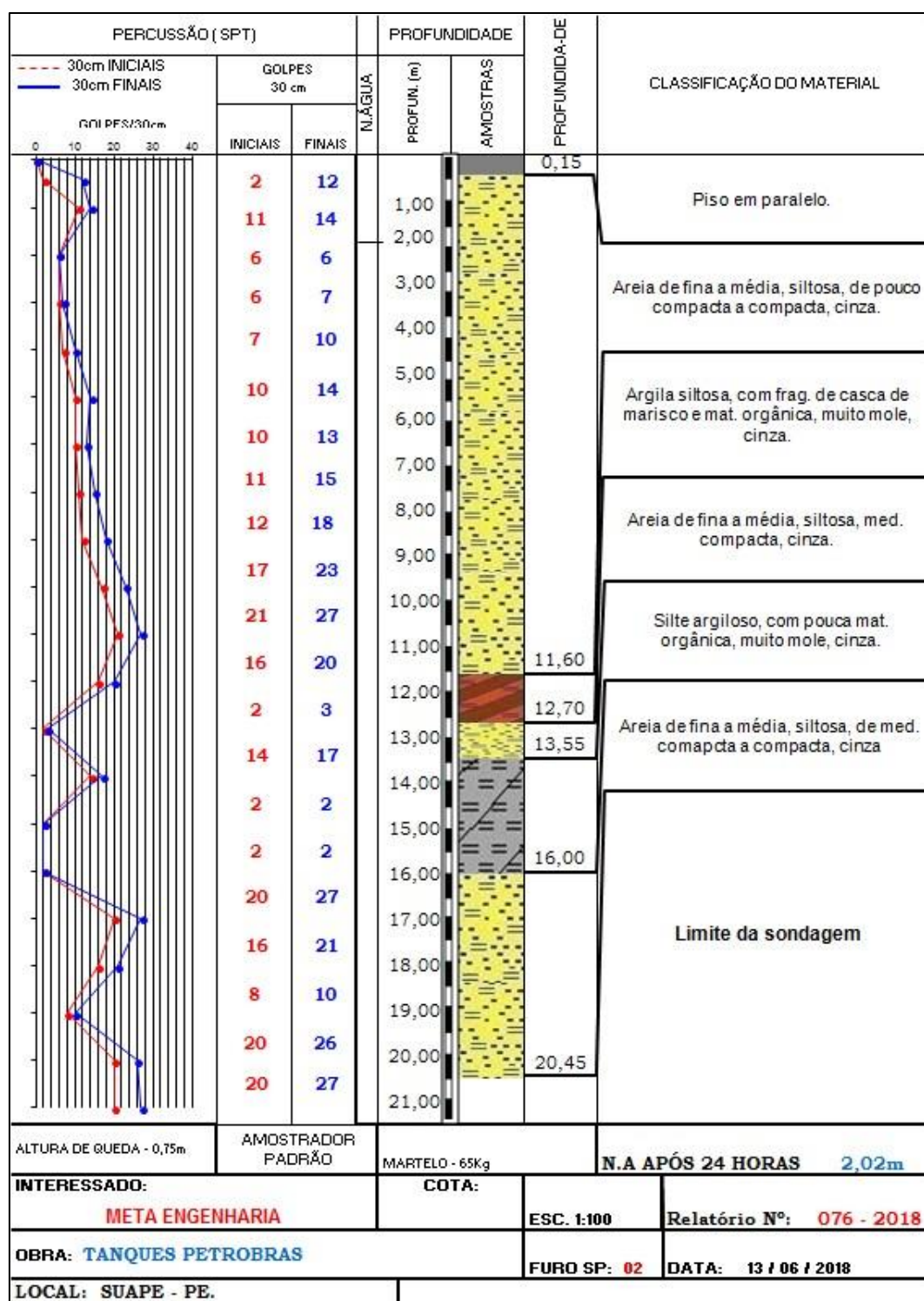


Figura ANE.III 3 – Sondagem SP-02 de 0 [m] a 20,45 [m]
 Projeto de Fundação de Radier Estaqueado
 (modificado de BEAPE-F-0011, Meta Engenharia, 2018).

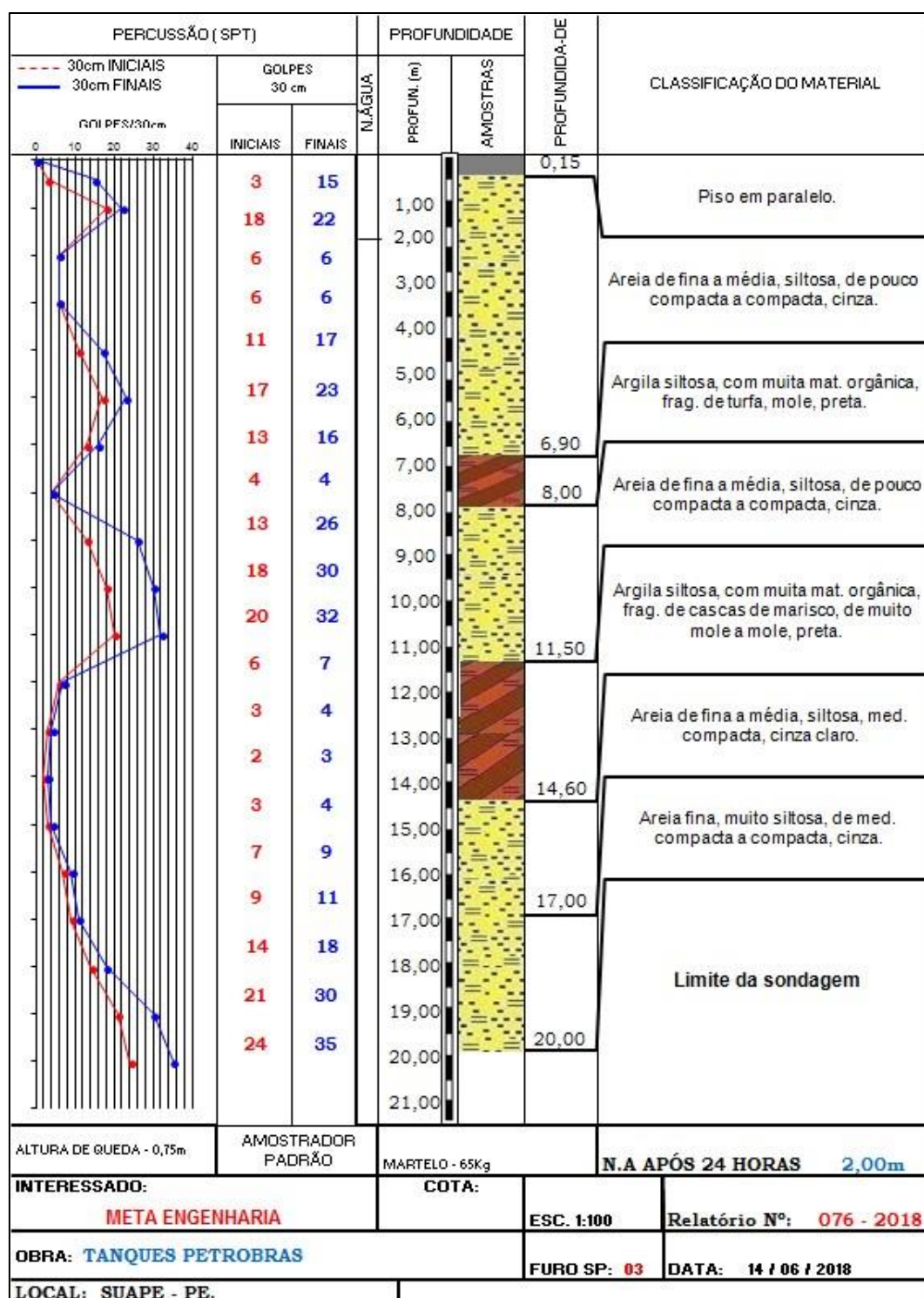


Figura ANE.III 4 – Sondagem SP-03 de 0 [m] a 20 [m]
 Projeto de Fundação de Radier Estaqueado
 (modificado de BEAPE-F-0011, Meta Engenharia, 2018).

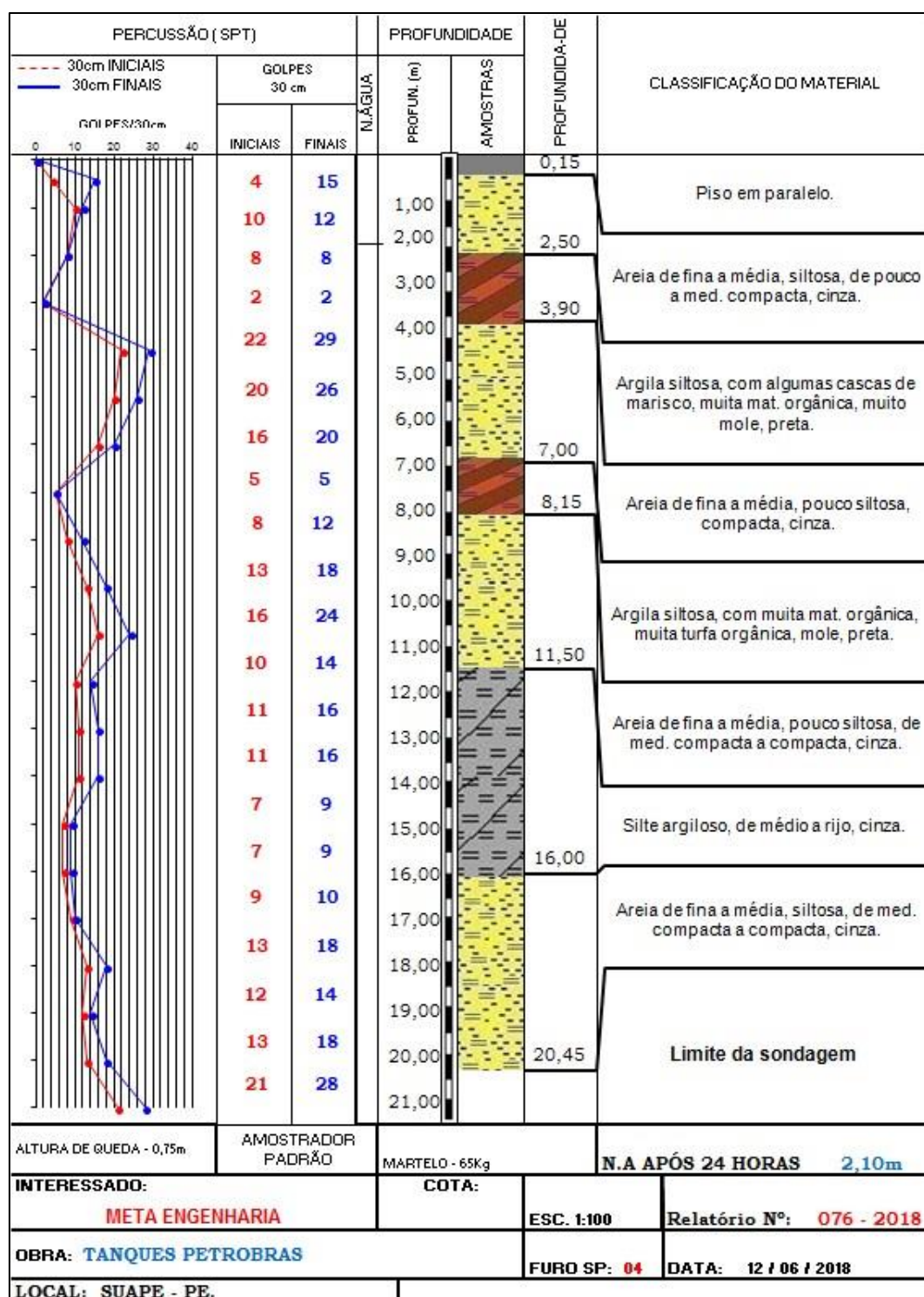


Figura ANE.III 5 – Sondagem SP-04 de 0 [m] a 20,45 [m]
 Projeto de Fundação de Radier Estaqueado
 (modificado de BEAPE-F-0011, Meta Engenharia, 2018).

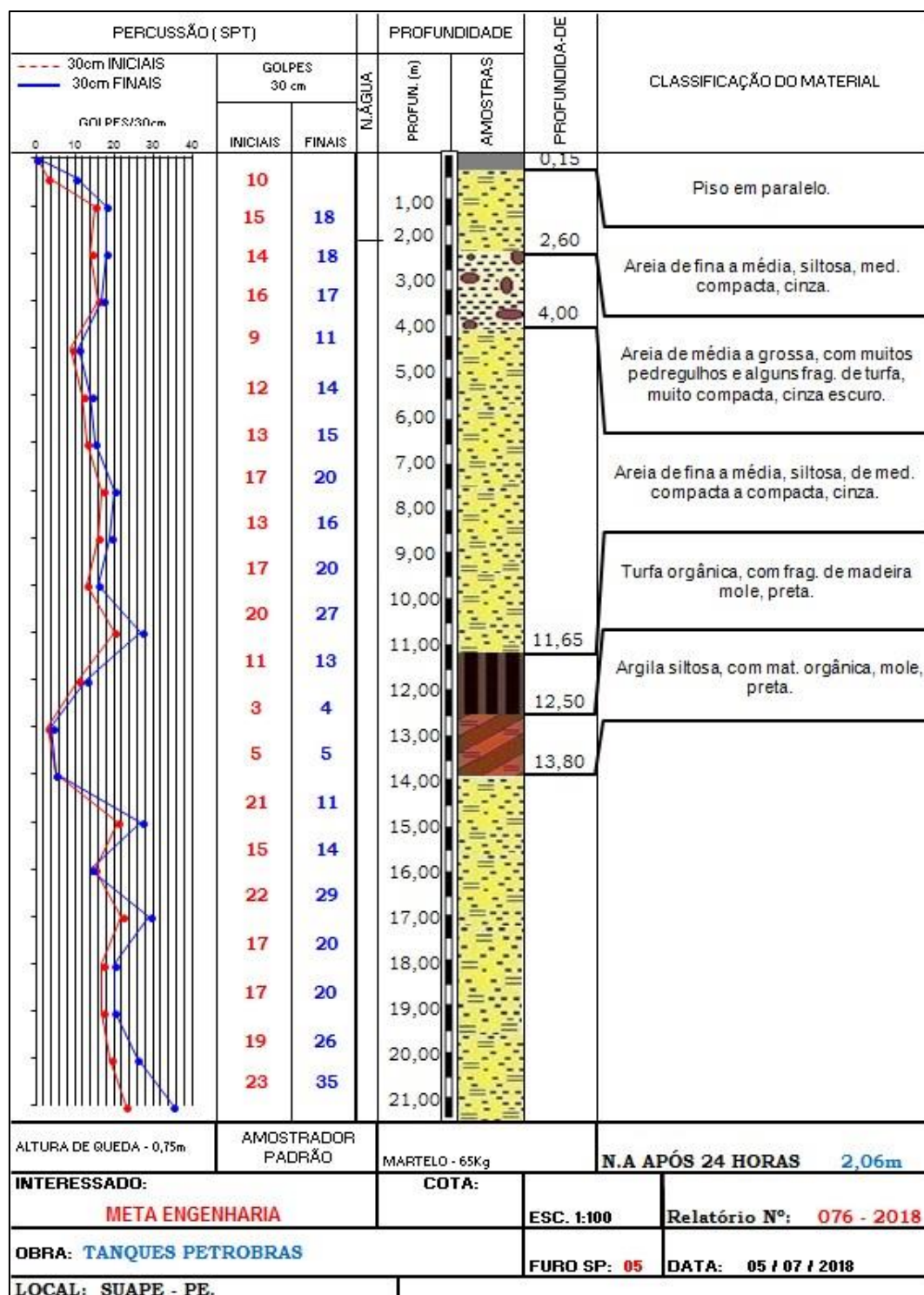


Figura ANE.III 6 – Sondagem SP-05 de 0 [m] a 21 [m]
 Projeto de Fundação de Radier Estaqueado
 (modificado de BEAPE-F-0011, Meta Engenharia, 2018).

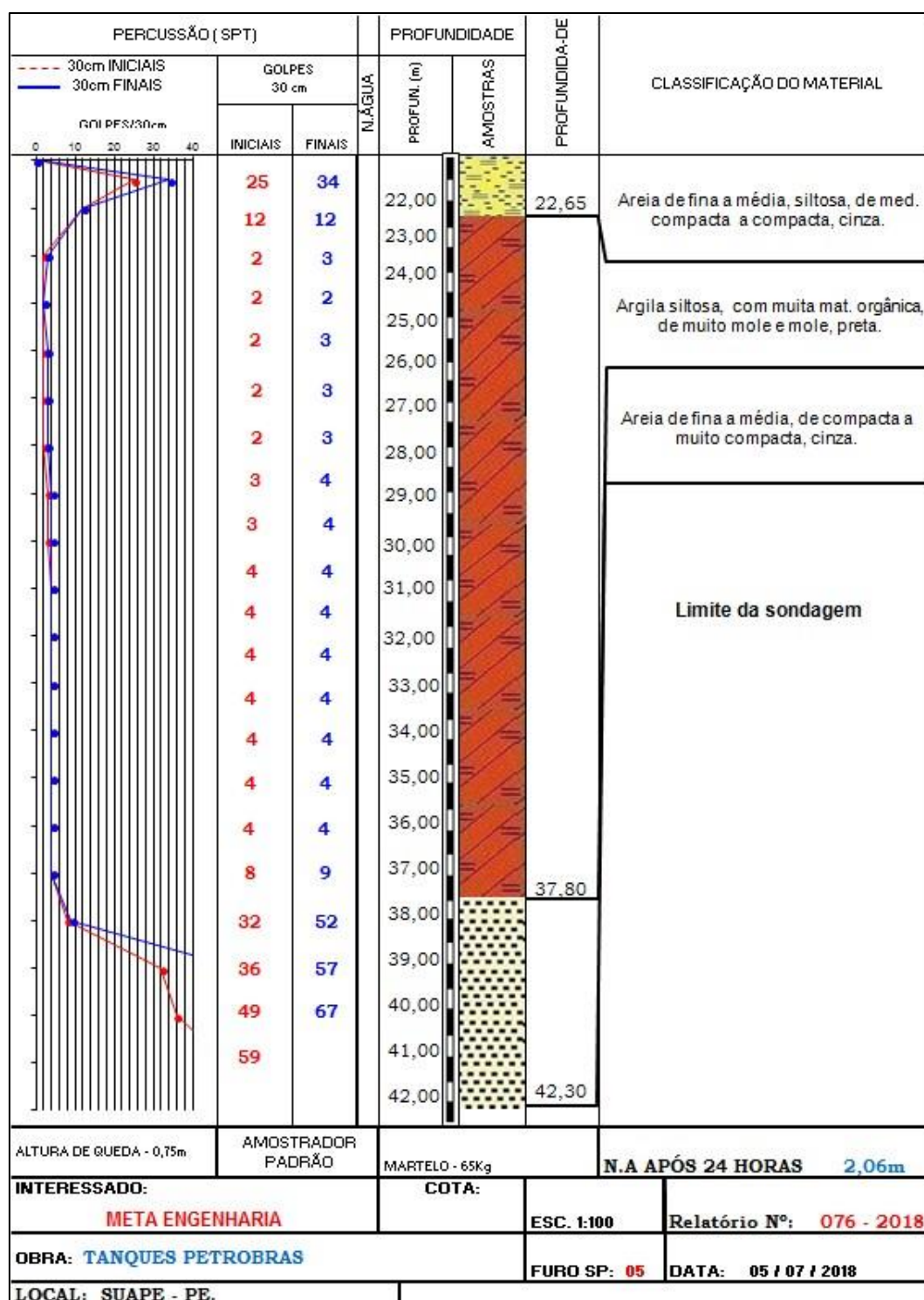


Figura ANE.III 7 – Sondagem SP-05 de 21 [m] a 42,30 [m]
 Projeto de Fundação de Radier Estaqueado
 (modificado de BEAPE-F-0011, Meta Engenharia, 2018).

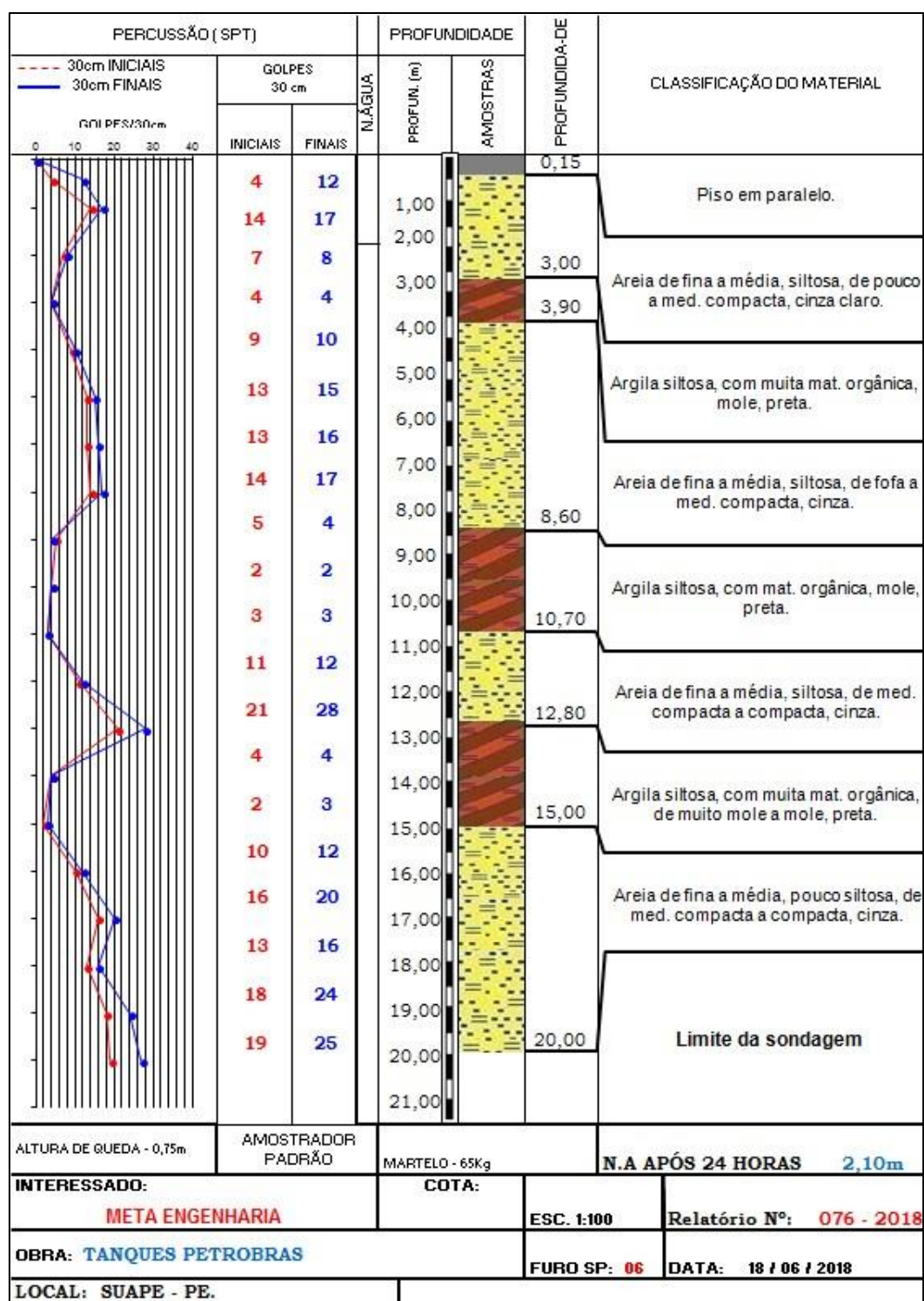


Figura ANE.III 8 – Sondagem SP-06 de 0 [m] a 20 [m]
 Projeto de Fundação de Radier Estaqueado
 (modificado de BEAPE-F-0011, Meta Engenharia, 2018).

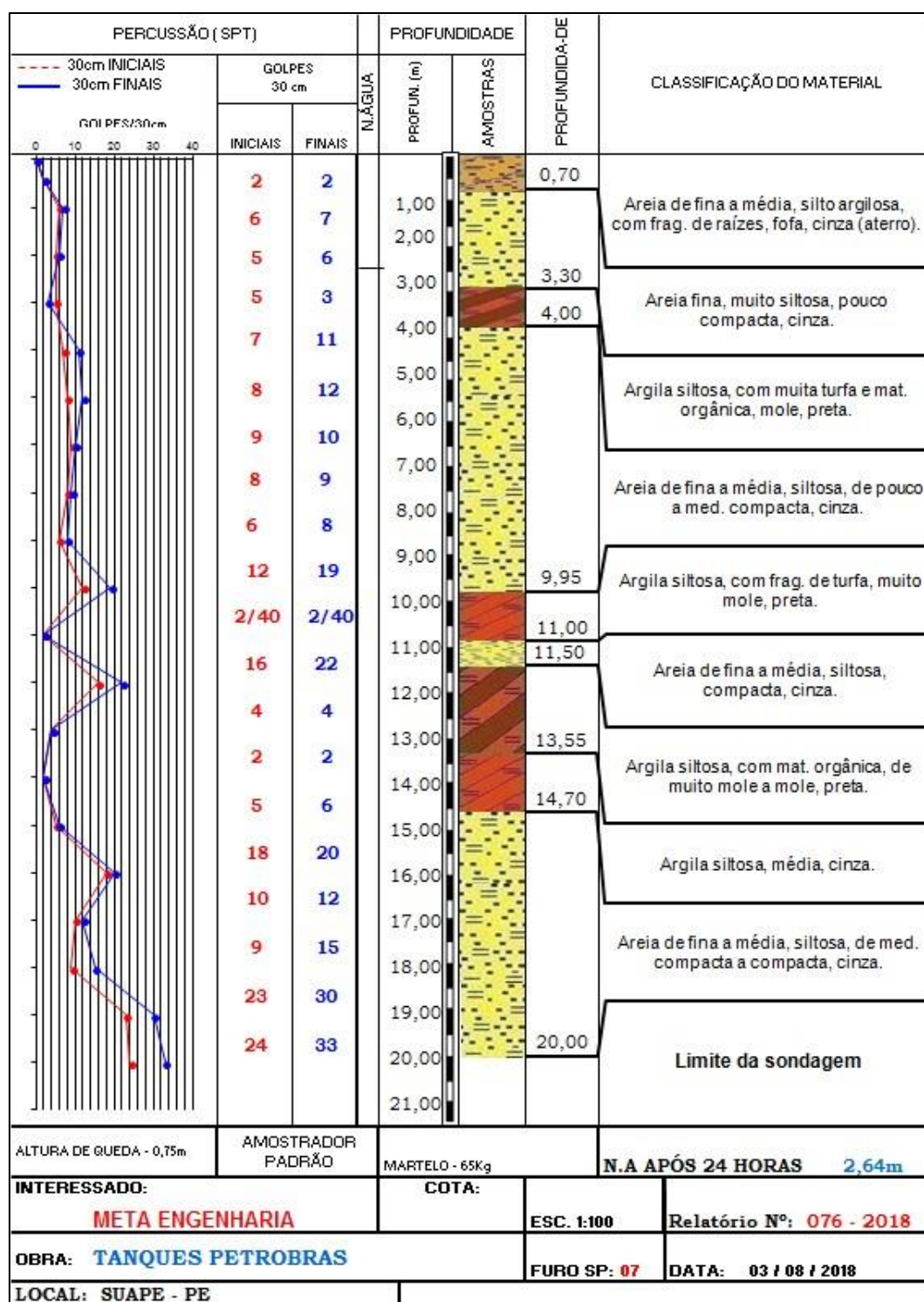


Figura ANE.III 9 – Sondagem SP-07 de 0 [m] a 20 [m]
 Projeto de Fundação de Radier Estaqueado
 (modificado de BEAPE-F-0011, Meta Engenharia, 2018).

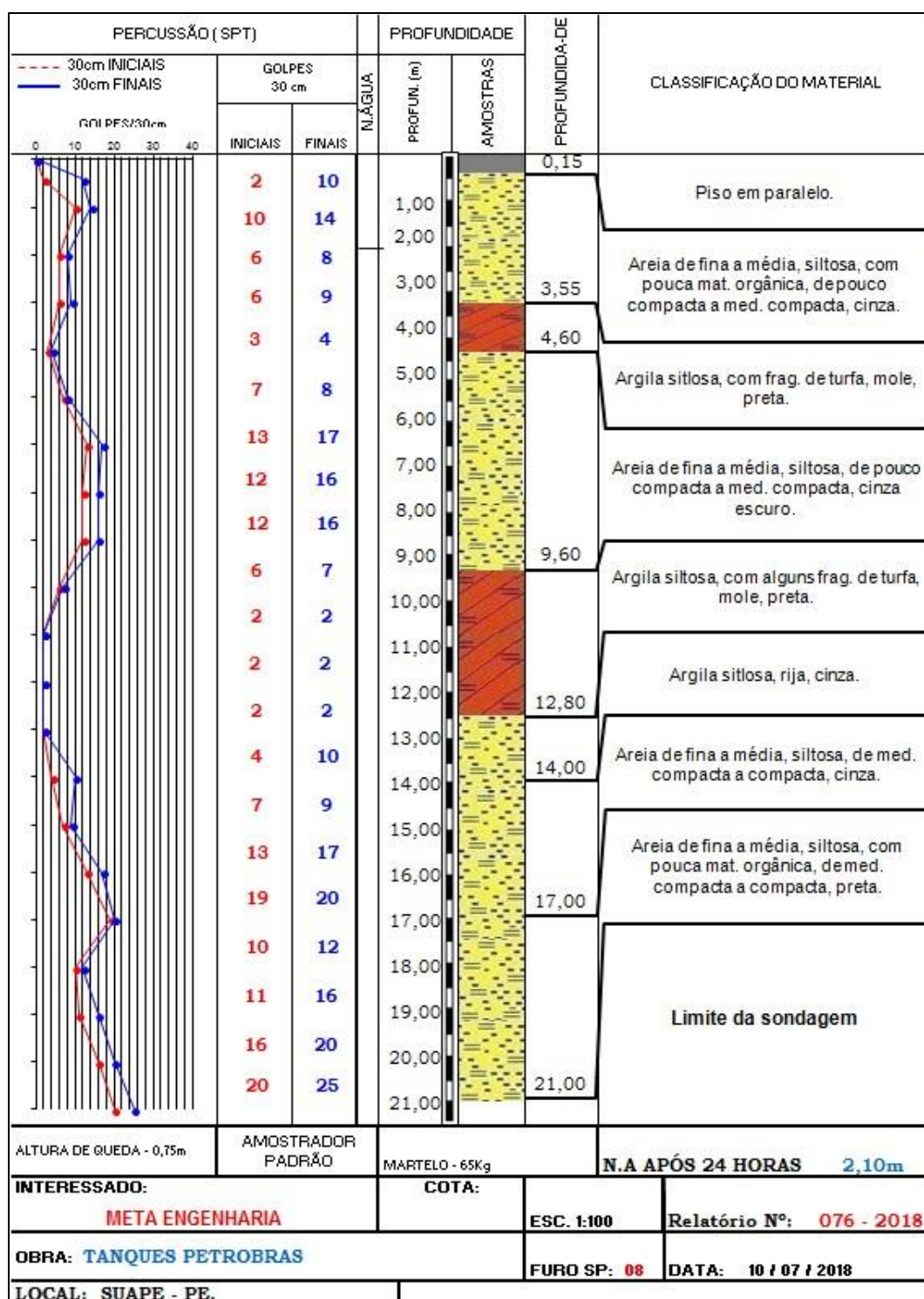


Figura ANE.III 10 – Sondagem SP-08 de 0 [m] a 21 [m]

Projeto de Fundação de Radier Estaqueado
(modificado de BEAPE-F-0011, Meta Engenharia, 2018).

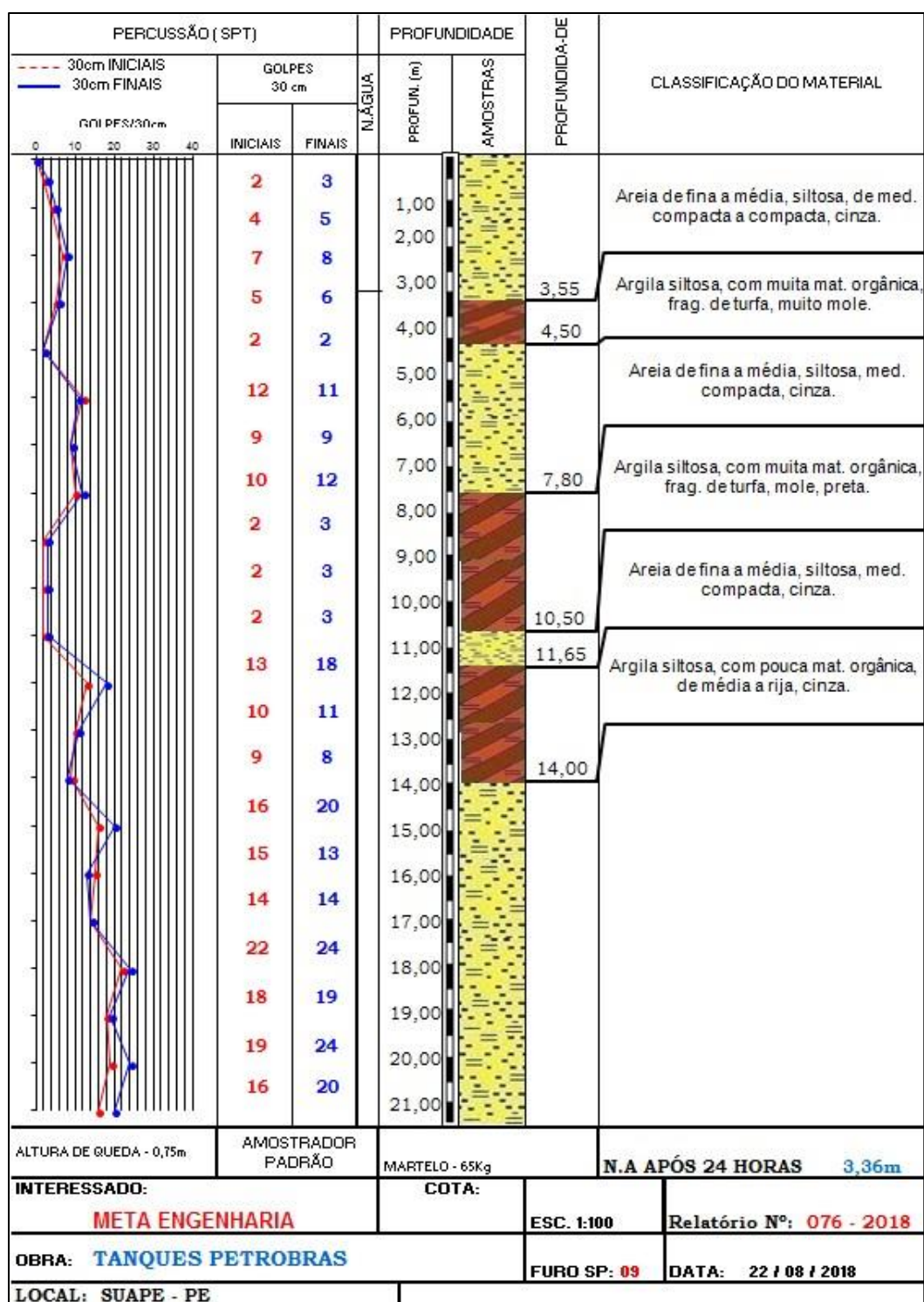


Figura ANE.III 11 – Sondagem SP-09 de 0 [m] a 21 [m]

Projeto de Fundação de Radier Estaqueado

(modificado de BEAPE-F-0011, Meta Engenharia, 2018).

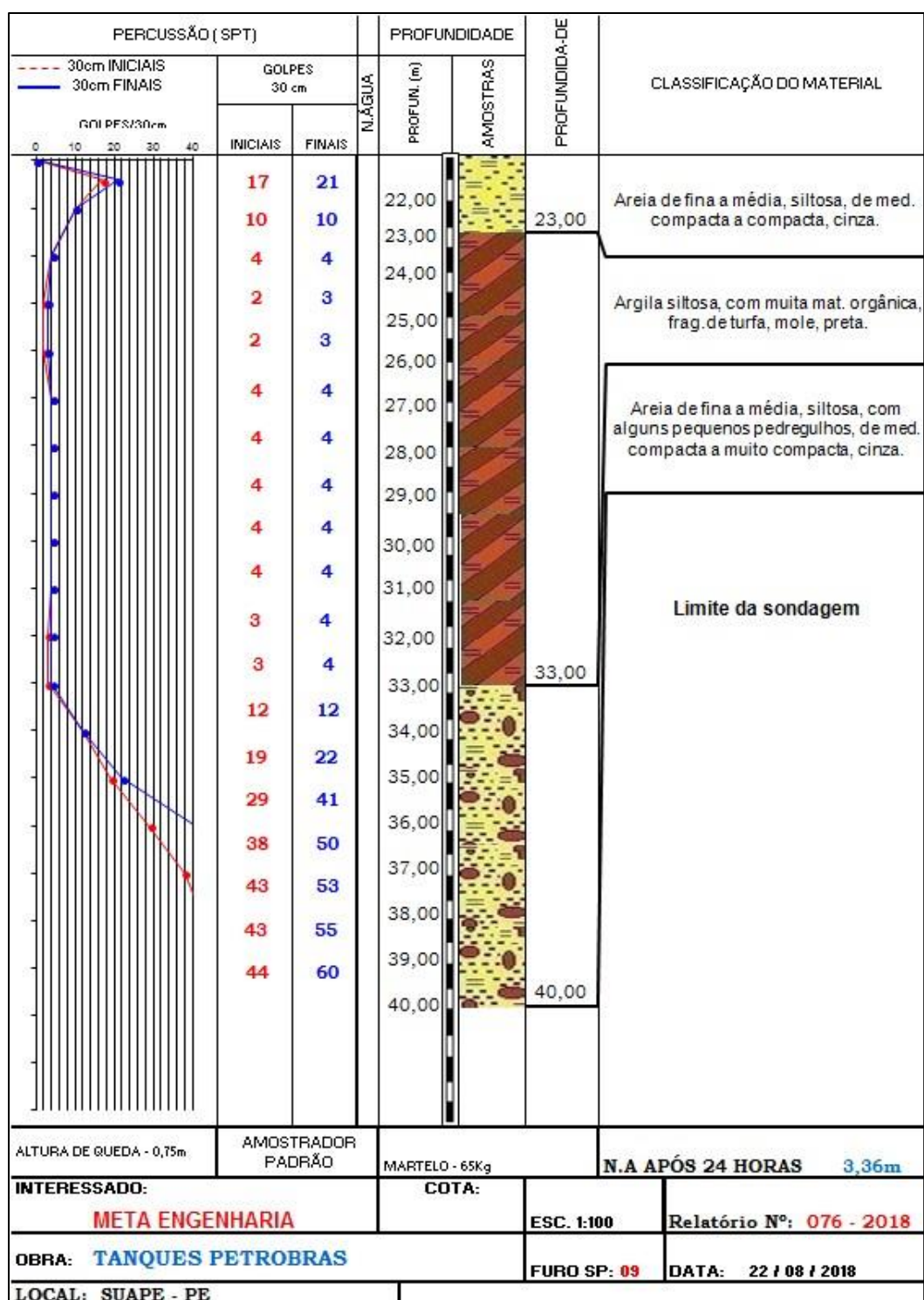


Figura ANE.III 12 – Sondagem SP-09 de 21 [m] a 40 [m]

Projeto de Fundação de Radier Estaqueado
(modificado de BEAPE-F-0011, Meta Engenharia, 2018).

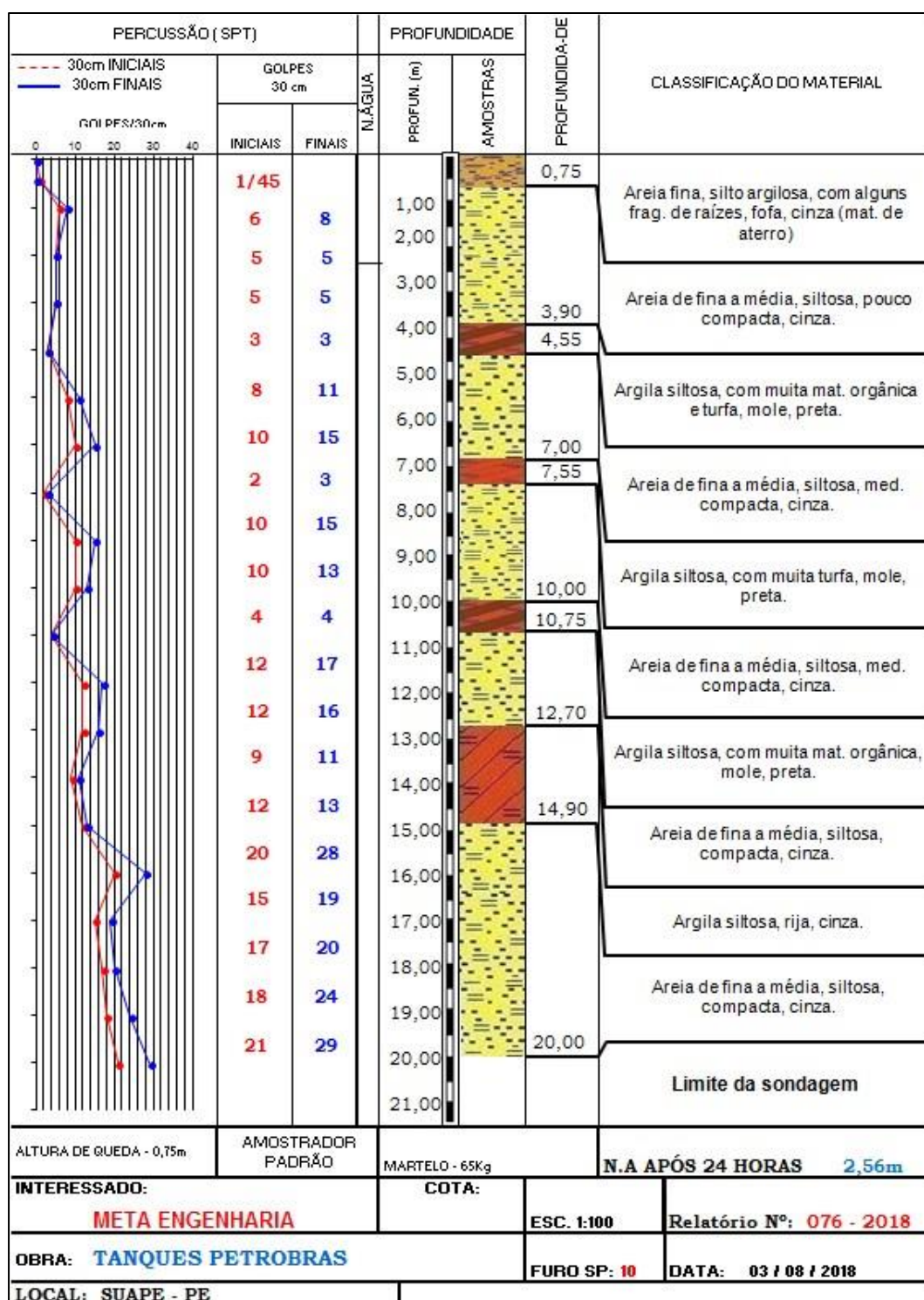


Figura ANE.III 13 – Sondagem SP-10 de 0 [m] a 20 [m]

Projeto de Fundação de Radier Estaqueado
(modificado de BEAPE-F-0011, Meta Engenharia, 2018).

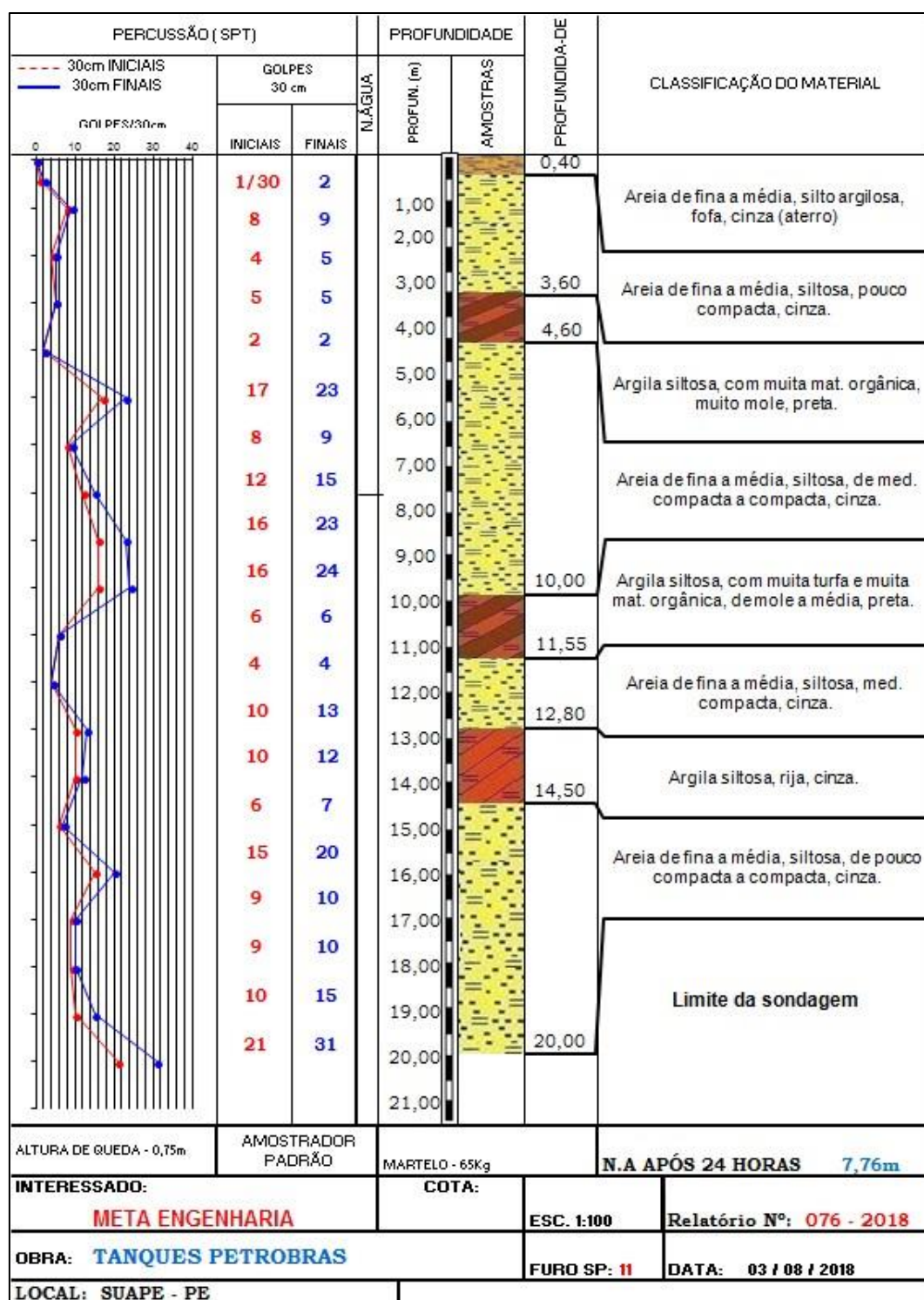


Figura ANE.III 14 – Sondagem SP-11 de 0 [m] a 20 [m]

Projeto de Fundação de Radier Estaqueado
(modificado de BEAPE-F-0011, Meta Engenharia, 2018).

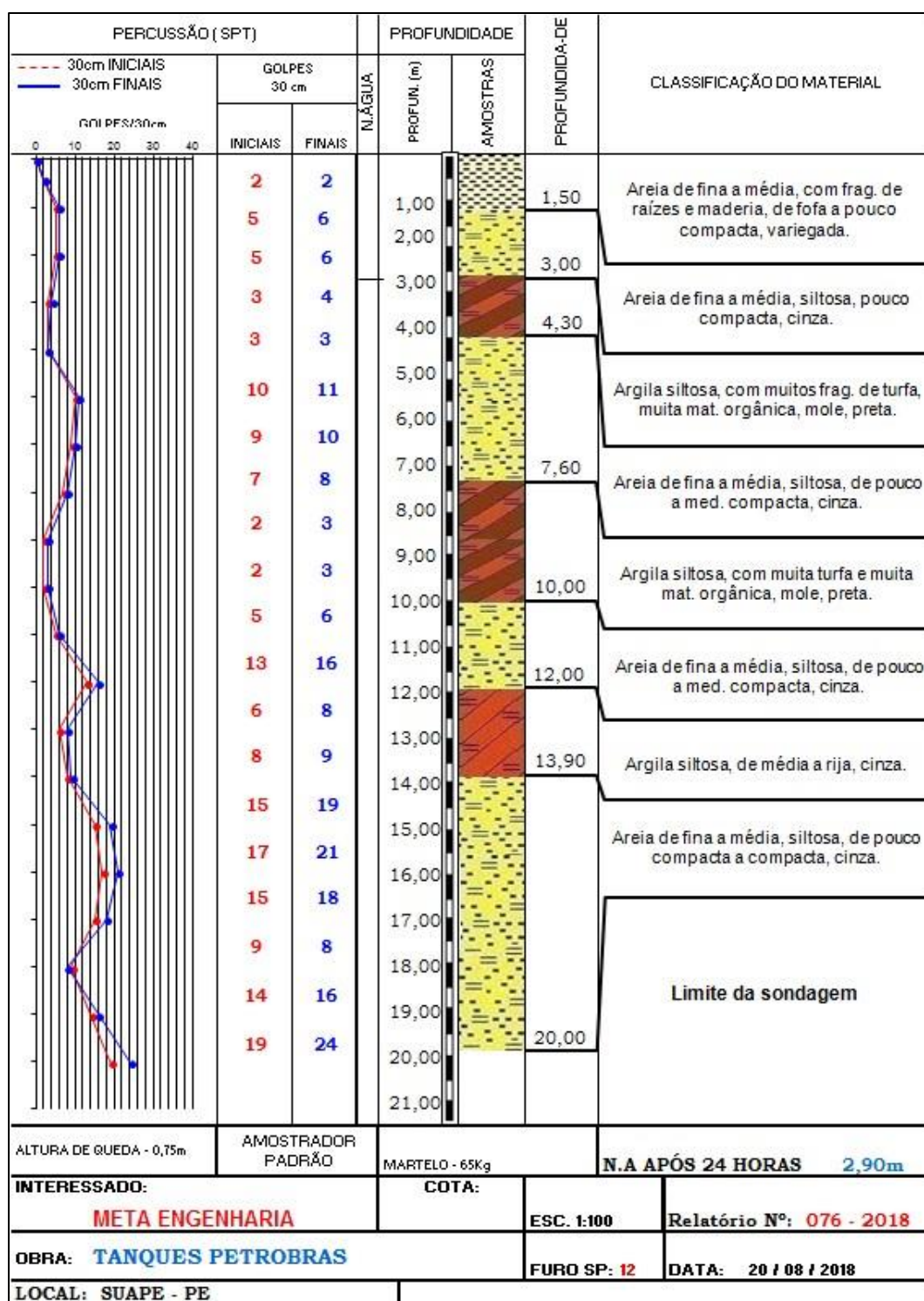


Figura ANE.III 15 – Sondagem SP-12 de 0 [m] a 20 [m]
 Projeto de Fundação de Radier Estaqueado
 (modificado de BEAPE-F-0011, Meta Engenharia, 2018).

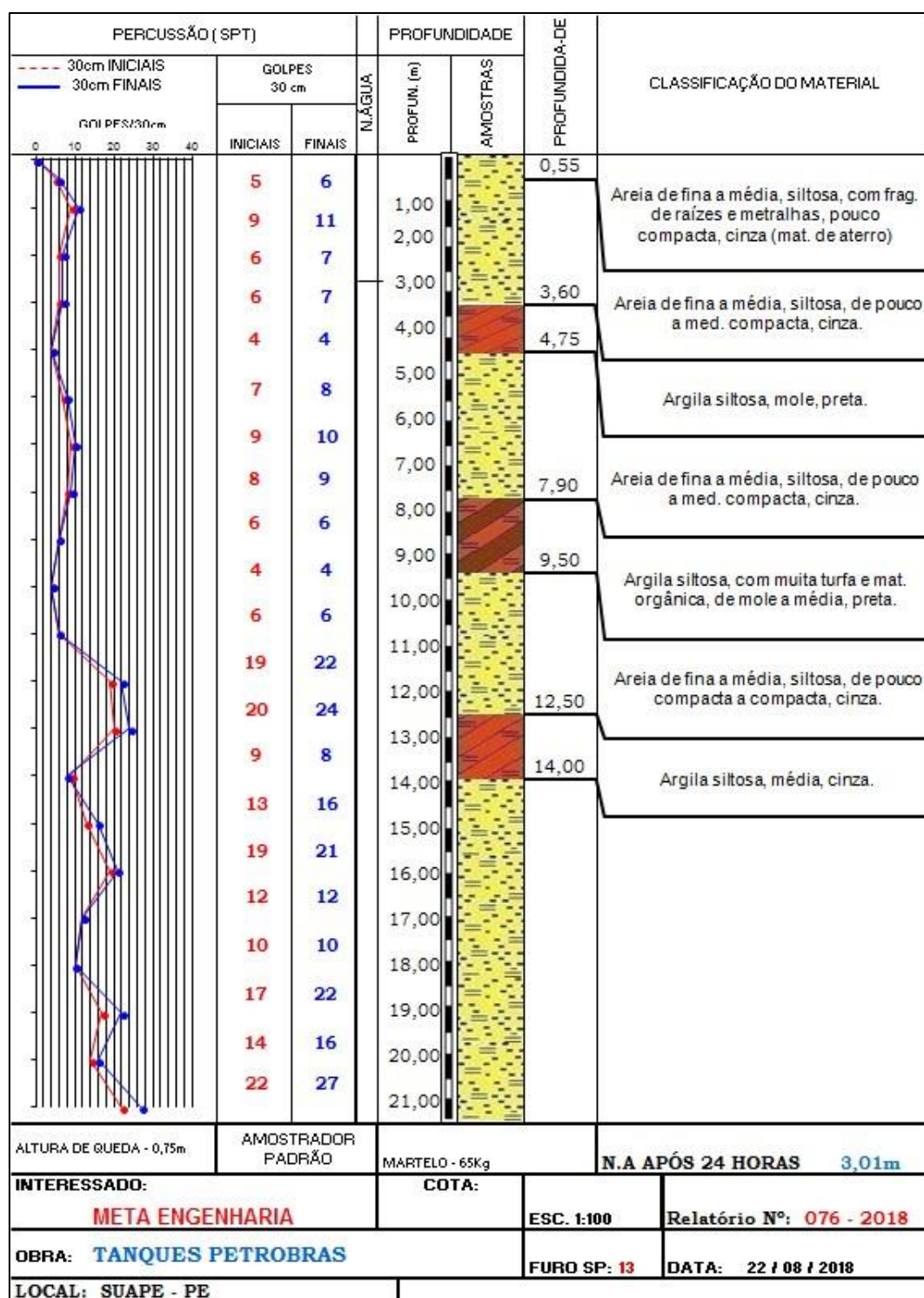


Figura ANE.III 16 – Sondagem SP-13 de 0 [m] a 21 [m]

Projeto de Fundação de Radier Estaqueado
(modificado de BEAPE-F-0011, Meta Engenharia, 2018).

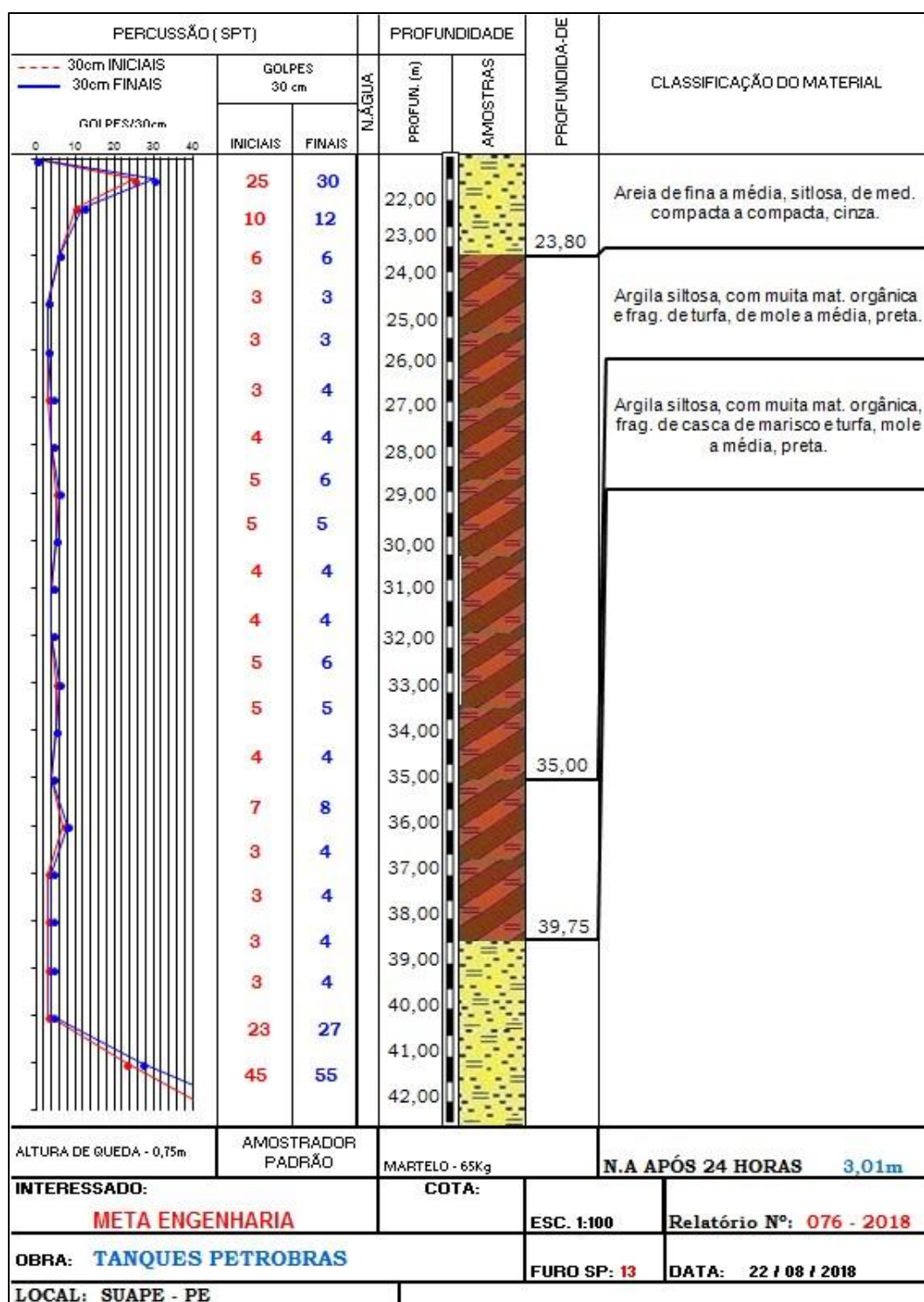


Figura ANE.III 17 – Sondagem SP-13 de 21 [m] a 42 [m]

Projeto de Fundação de Radier Estaqueado
(modificado de BEAPE-F-0011, Meta Engenharia, 2018).

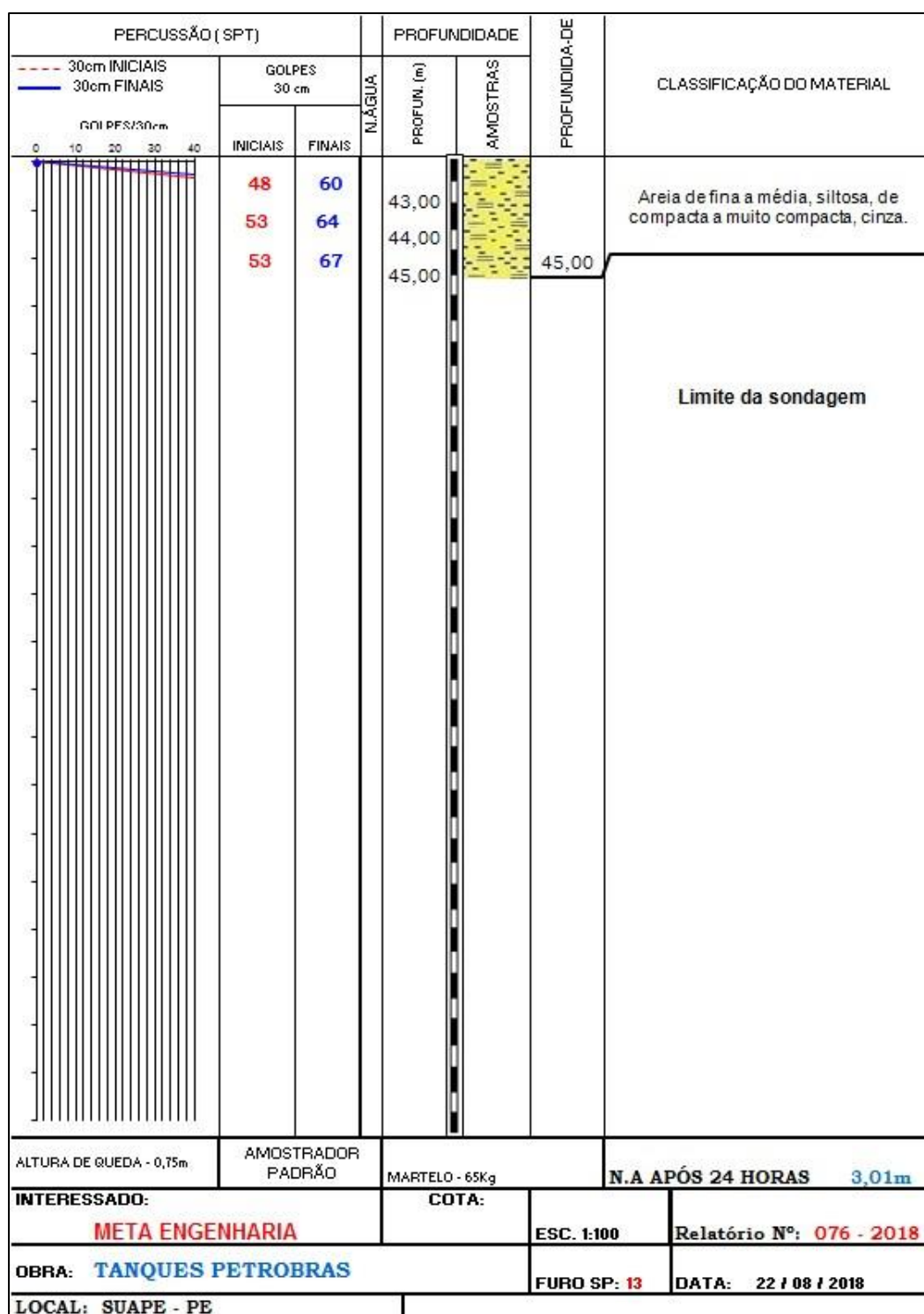


Figura ANE.III 18 – Sondagem SP-13 de 42 [m] a 45 [m]

Projeto de Fundação de Radier Estaqueado
(modificado de BEAPE-F-0011, Meta Engenharia, 2018).

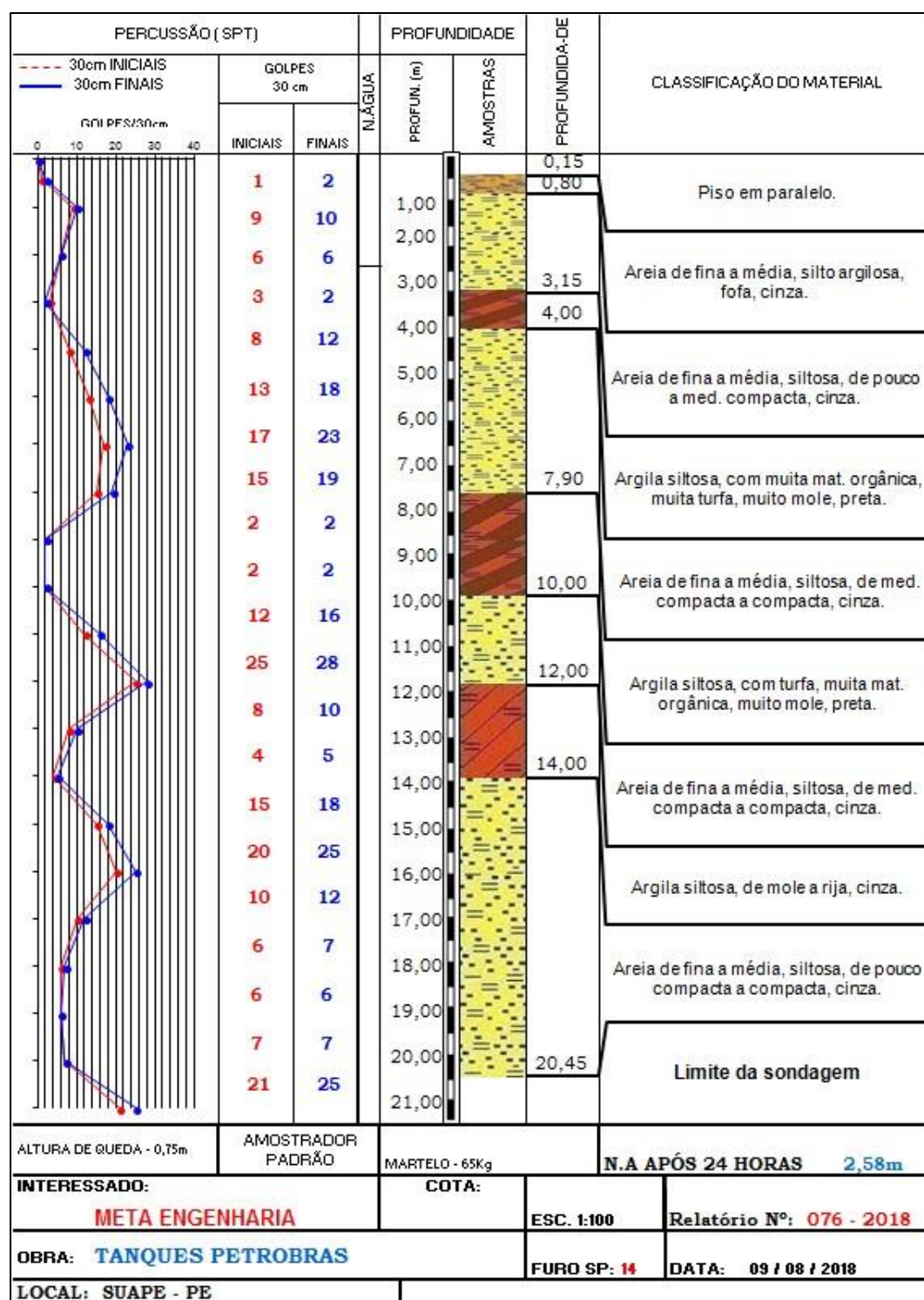


Figura ANE.III 19 – Sondagem SP-14 de 0 [m] a 20,45 [m]
 Projeto de Fundação de Radier Estaqueado
 (modificado de BEAPE-F-0011, Meta Engenharia, 2018).

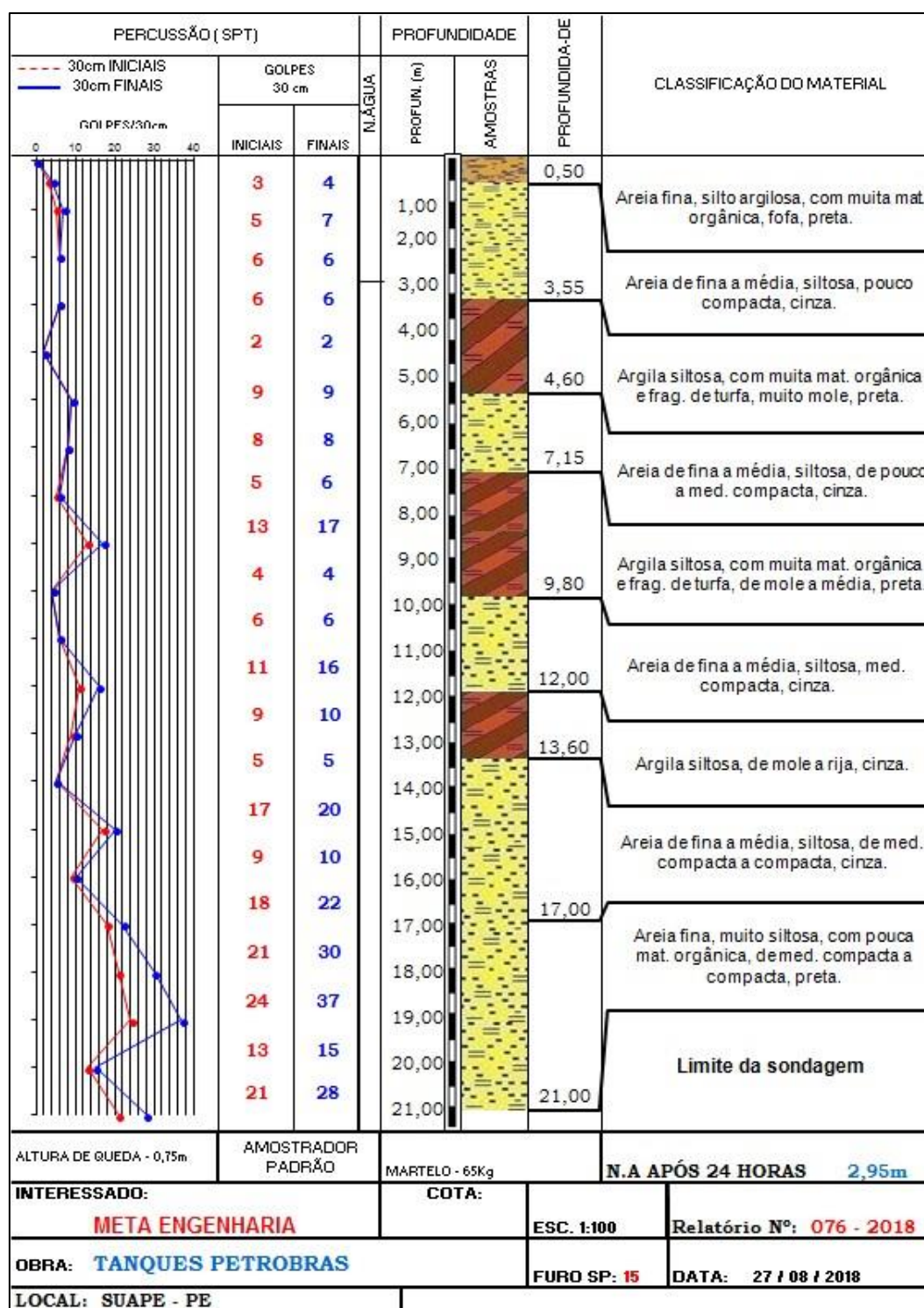


Figura ANE.III 20 – Sondagem SP-15 de 0 [m] a 21 [m]

Projeto de Fundação de Radier Estaqueado

(modificado de BEAPE-F-0011, Meta Engenharia, 2018).

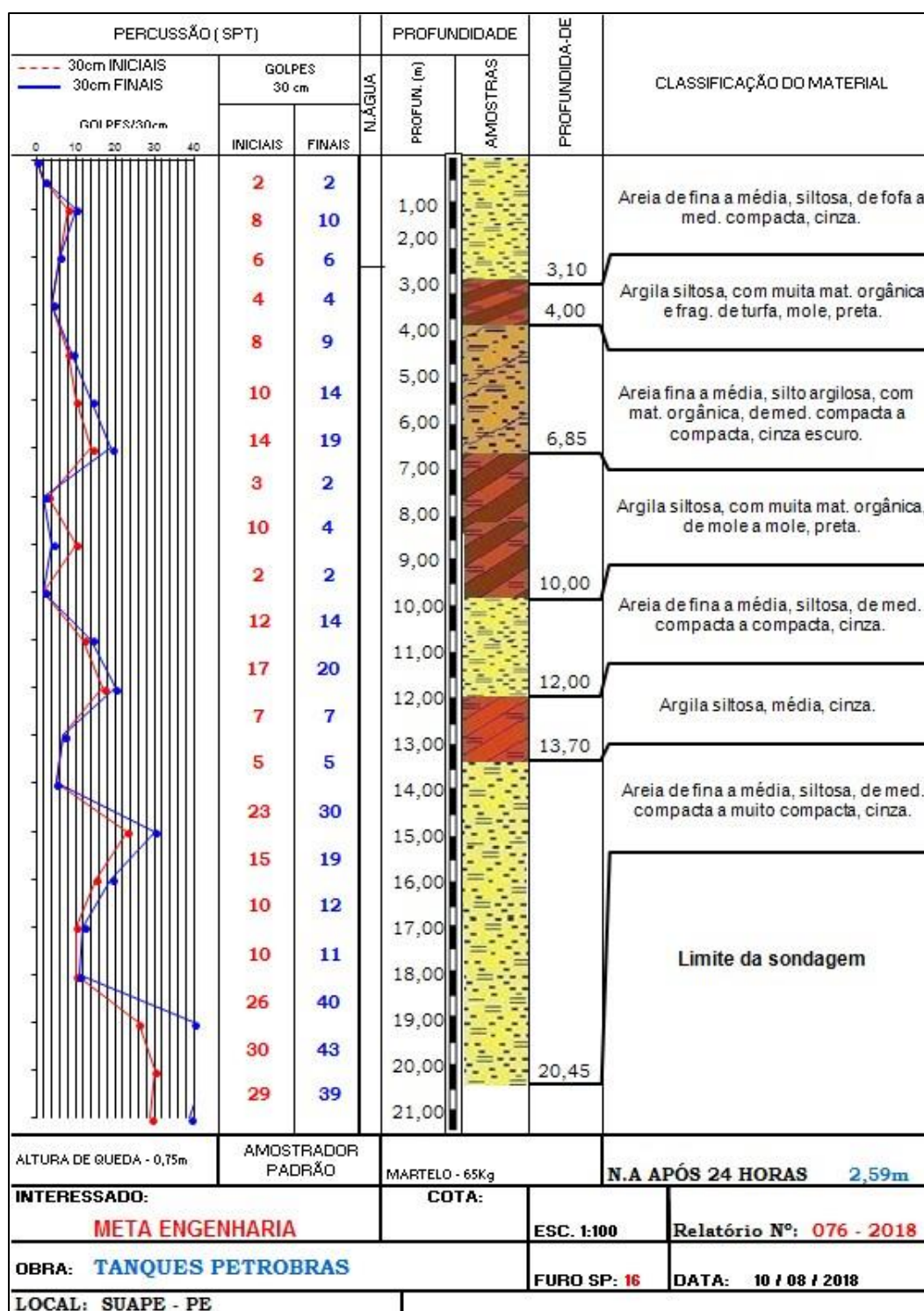


Figura ANE.III 21 – Sondagem SP-16 de 0 [m] a 20,45 [m]
 Projeto de Fundação de Radier Estaqueado
 (modificado de BEAPE-F-0011, Meta Engenharia, 2018).

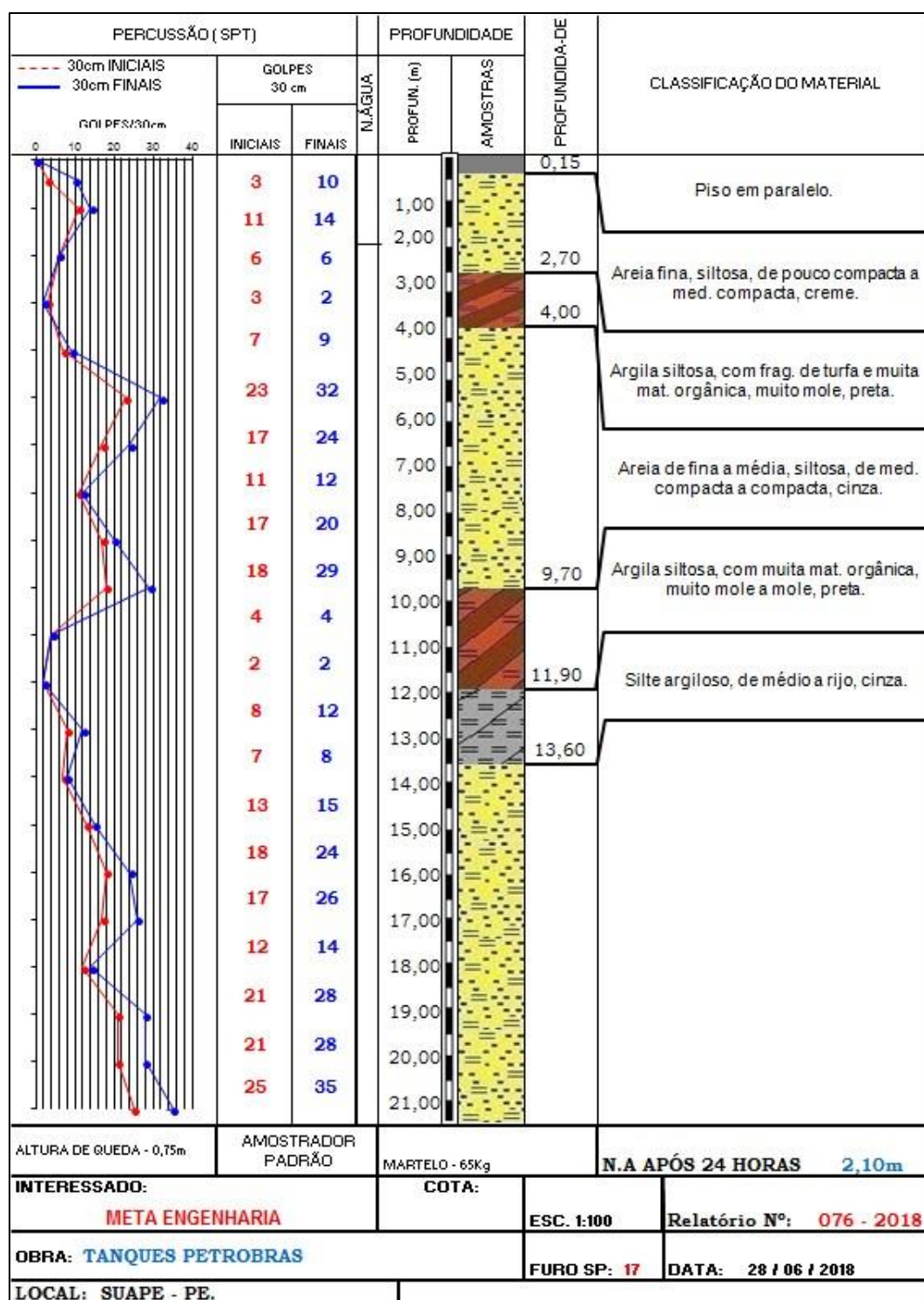


Figura ANE.III 22 – Sondagem SP-17 de 0 [m] a 21 [m]

Projeto de Fundação de Radier Estaqueado

(modificado de BEAPE-F-0011, Meta Engenharia, 2018).

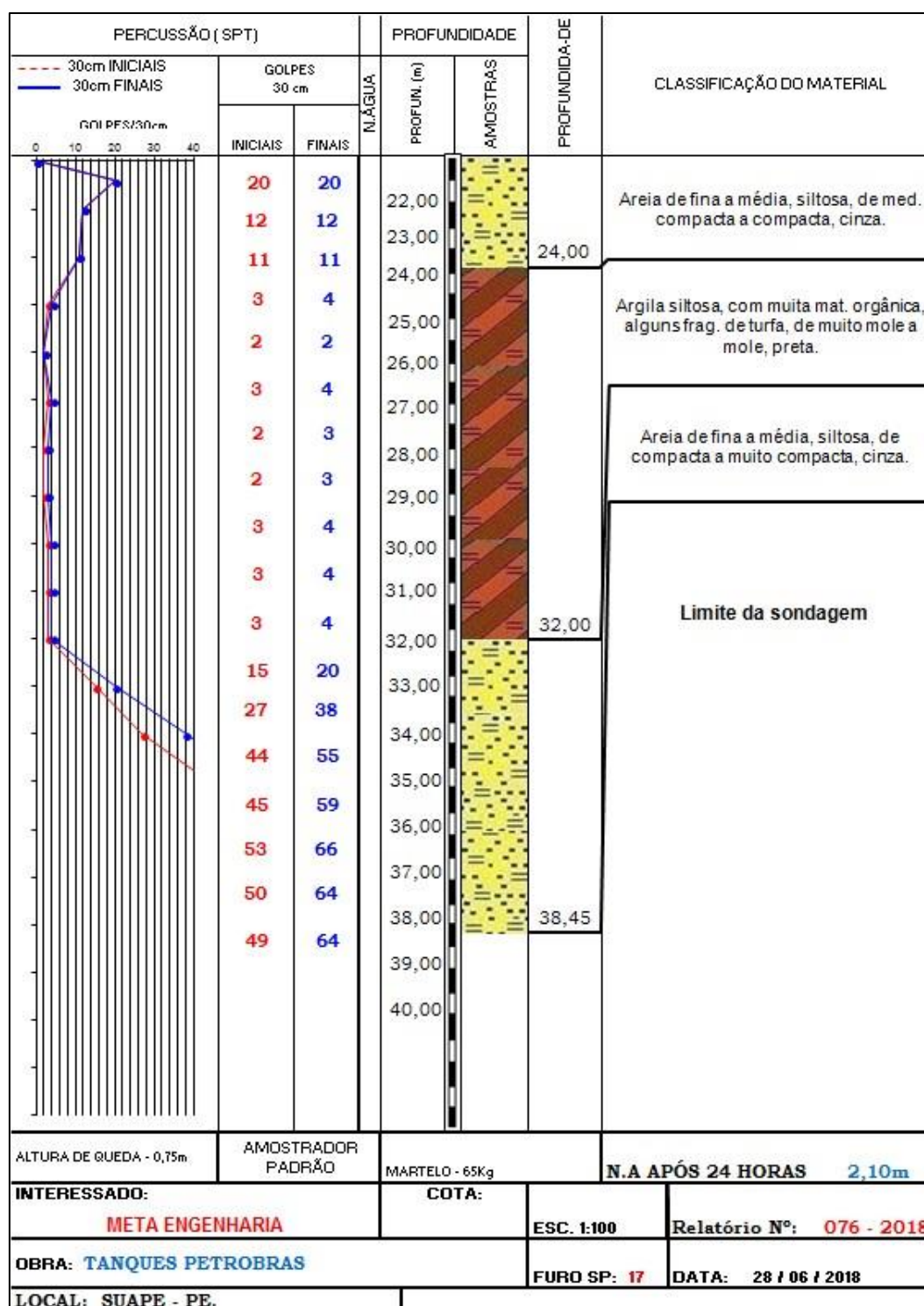


Figura ANE.III 23 – Sondagem SP-17 de 21 [m] a 38,45 [m]

Projeto de Fundação de Radier Estaqueado
(modificado de BEAPE-F-0011, Meta Engenharia, 2018).

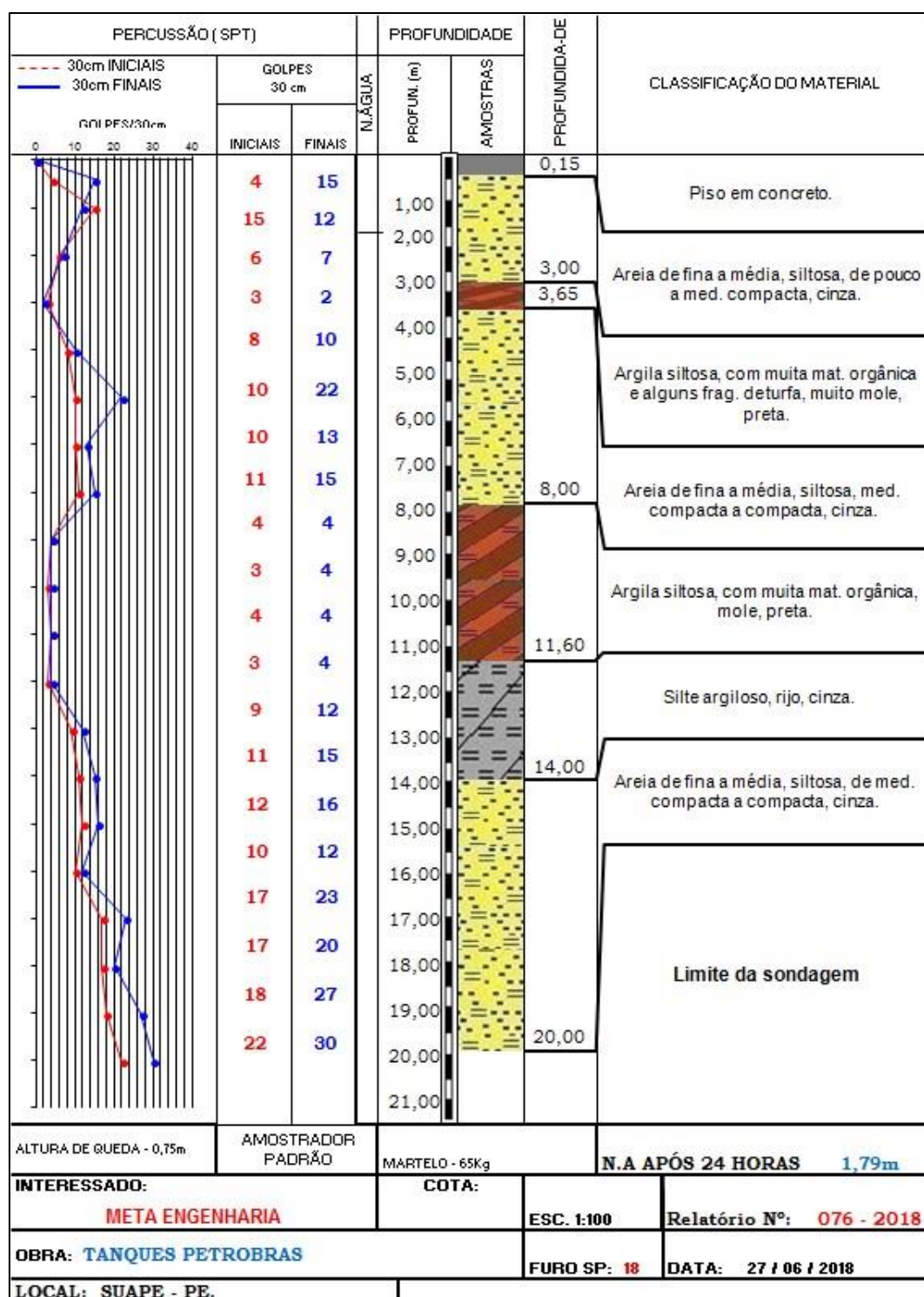


Figura ANE.III 24 – Sondagem SP-18 de 0 [m] a 20 [m]
 Projeto de Fundação de Radier Estaqueado
 (modificado de BEAPE-F-0011, Meta Engenharia, 2018).

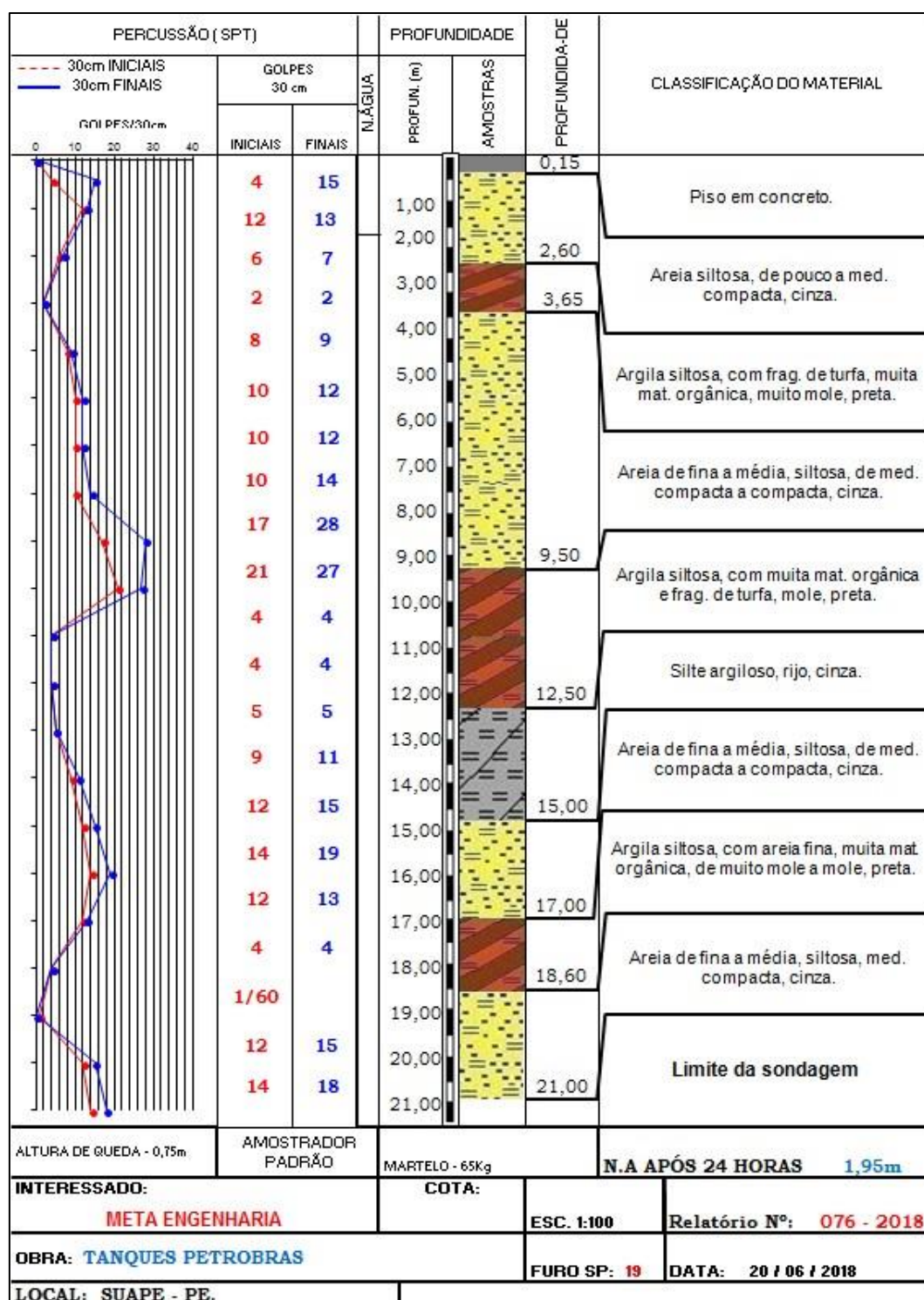


Figura ANE.III 25 – Sondagem SP-19 de 0 [m] a 21 [m]

Projeto de Fundação de Radier Estaqueado
(modificado de BEAPE-F-0011, Meta Engenharia, 2018).

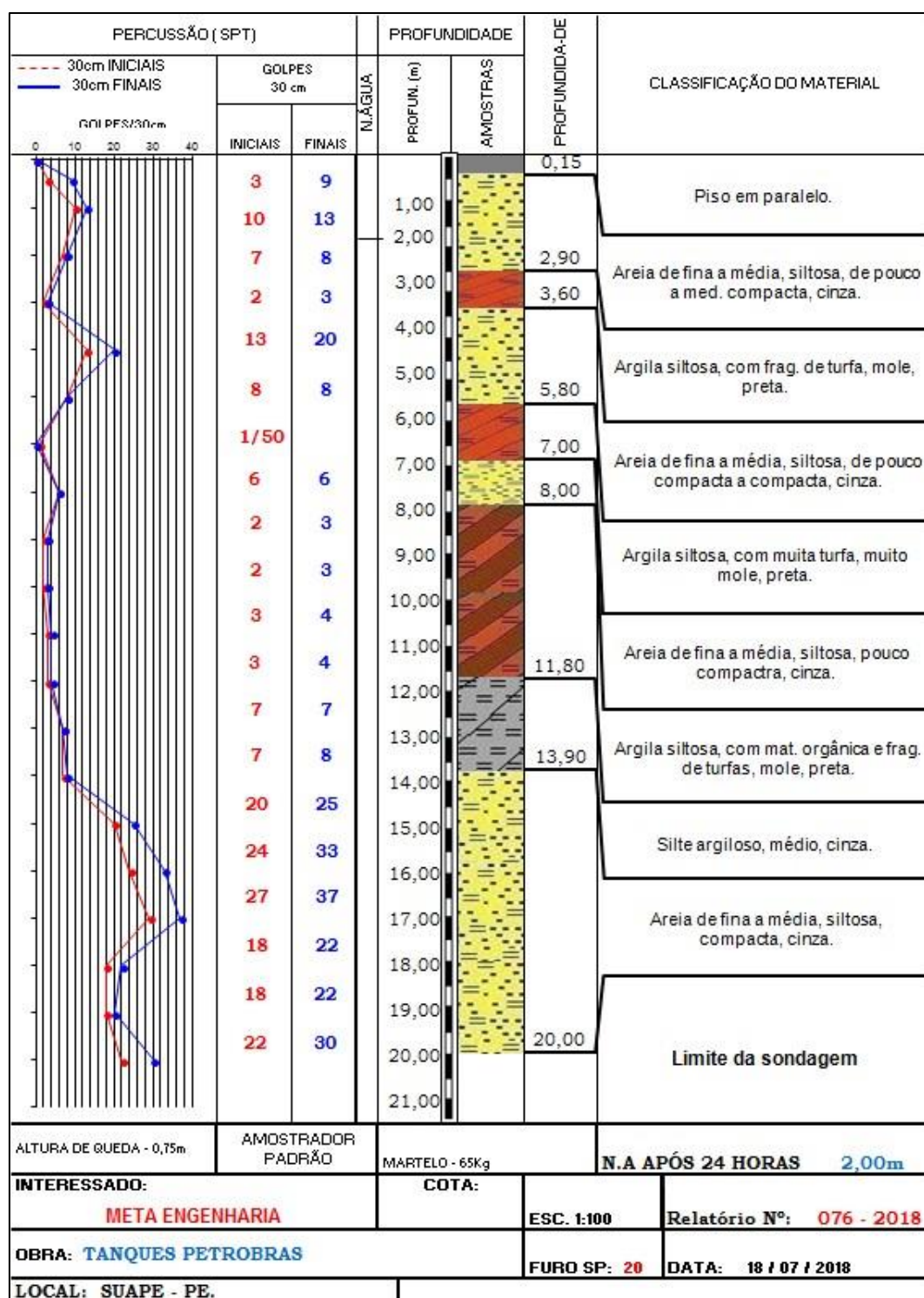


Figura ANE.III 26 – Sondagem SP-20 de 0 [m] a 20 [m]

Projeto de Fundação de Radier Estaqueado
(modificado de BEAPE-F-0011, Meta Engenharia, 2018).

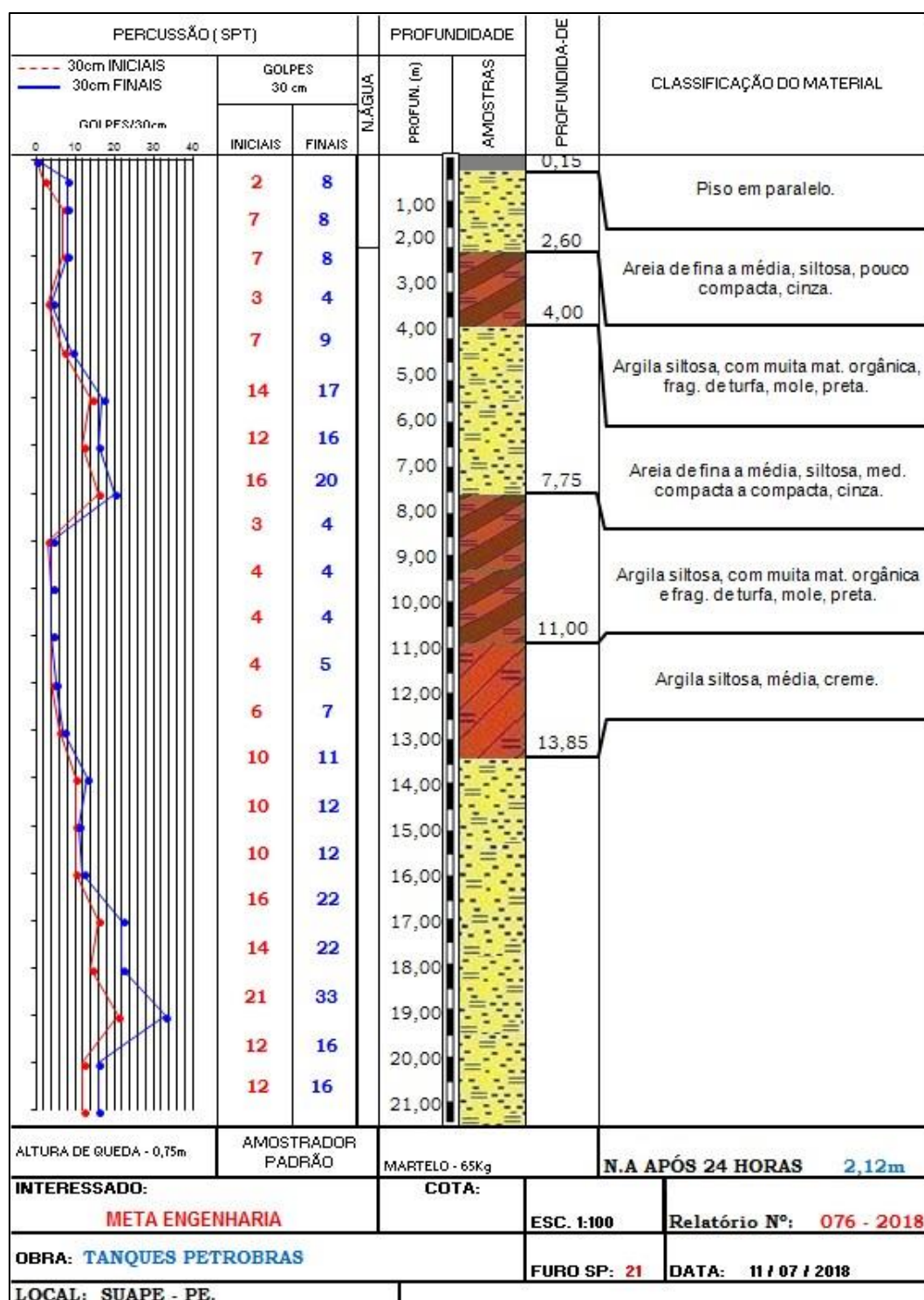


Figura ANE.III 27 – Sondagem SP-21 de 0 [m] a 21 [m]
 Projeto de Fundação de Radier Estaqueado
 (modificado de BEAPE-F-0011, Meta Engenharia, 2018).

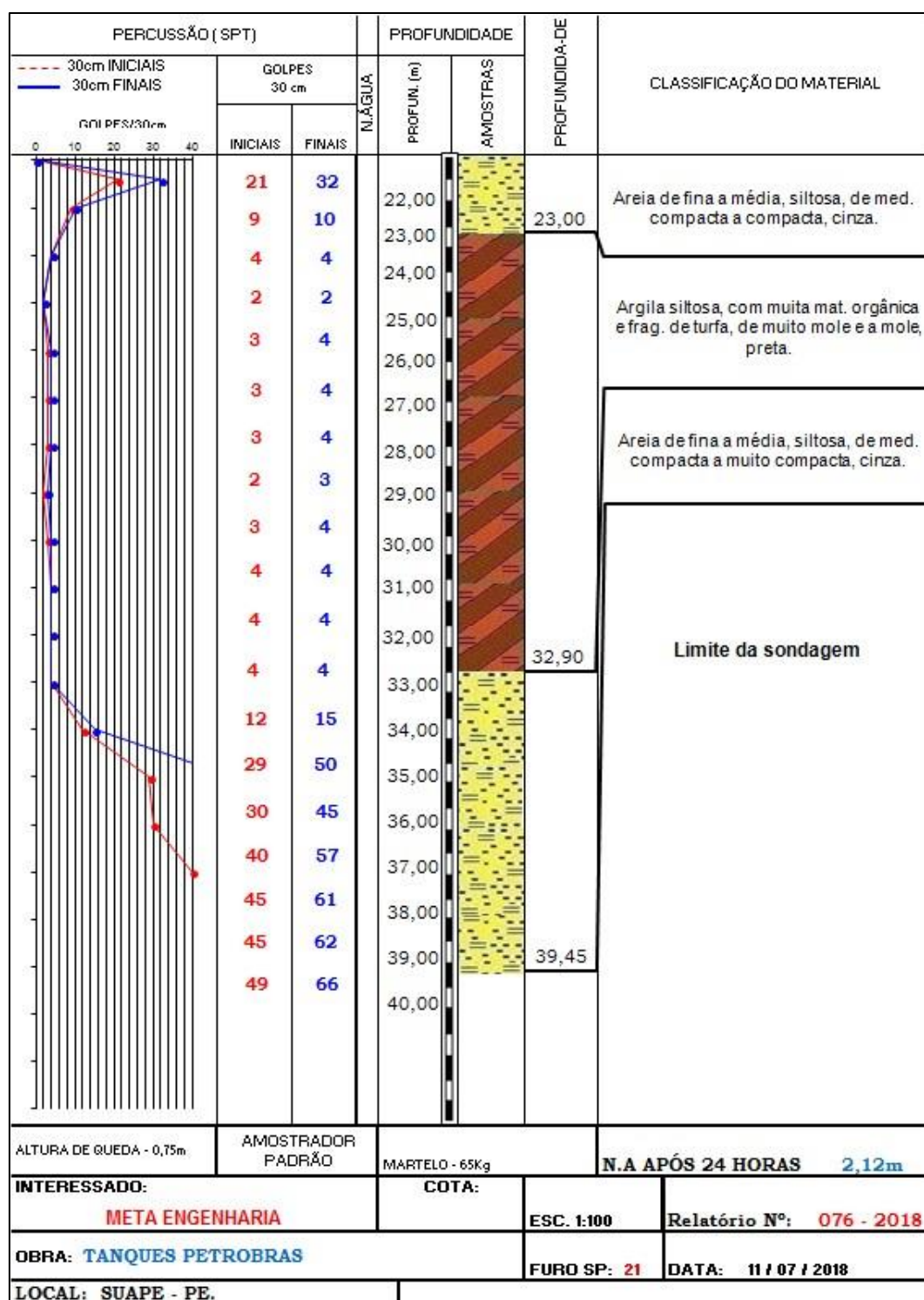


Figura ANE.III 28 – Sondagem SP-21 de 21 [m] a 39,45 [m]

Projeto de Fundação de Radier Estaqueado
(modificado de BEAPE-F-0011, Meta Engenharia, 2018).

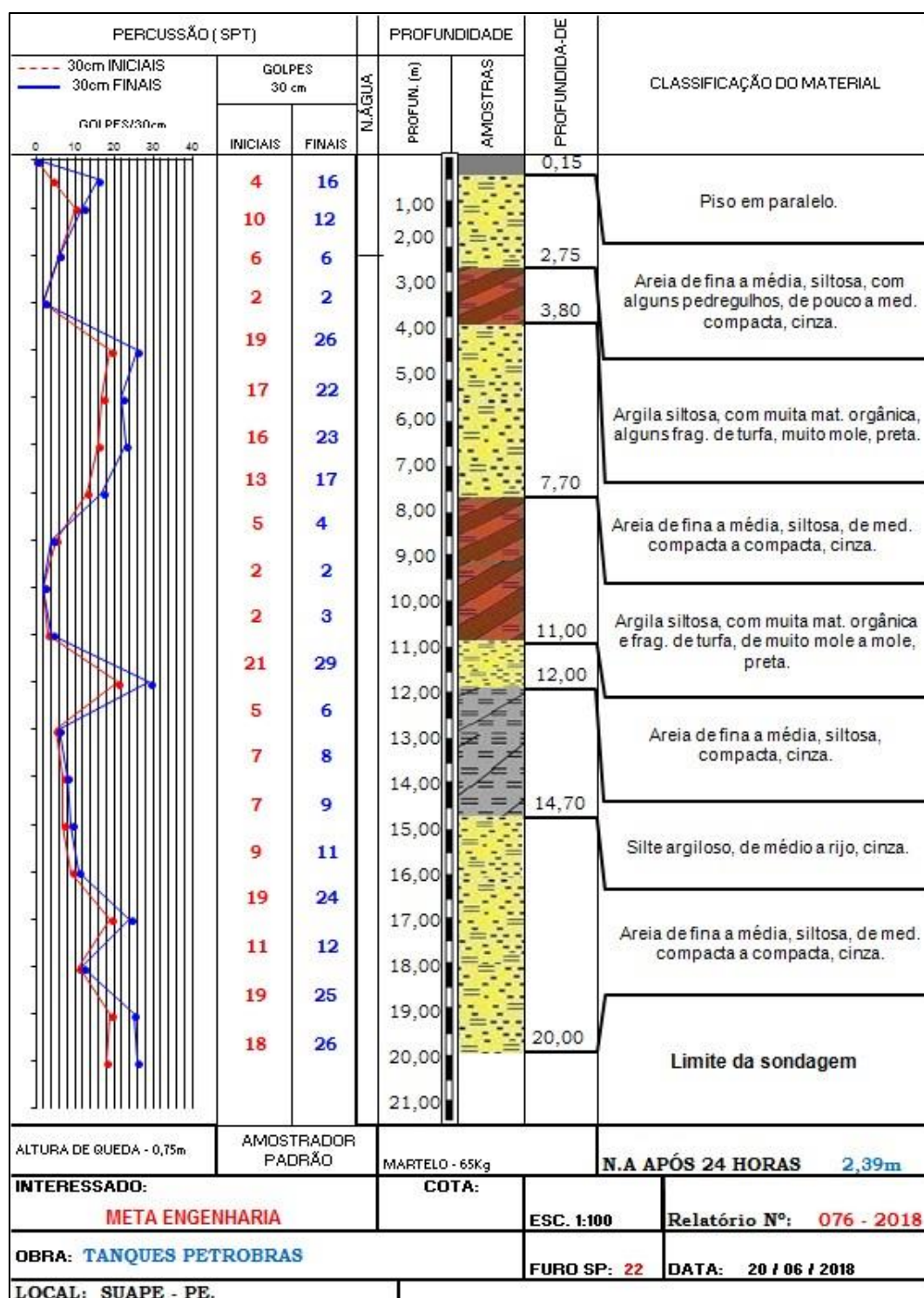


Figura ANE.III 29 – Sondagem SP-22 de 0 [m] a 20 [m]

Projeto de Fundação de Radier Estaqueado
(modificado de BEAPE-F-0011, Meta Engenharia, 2018).

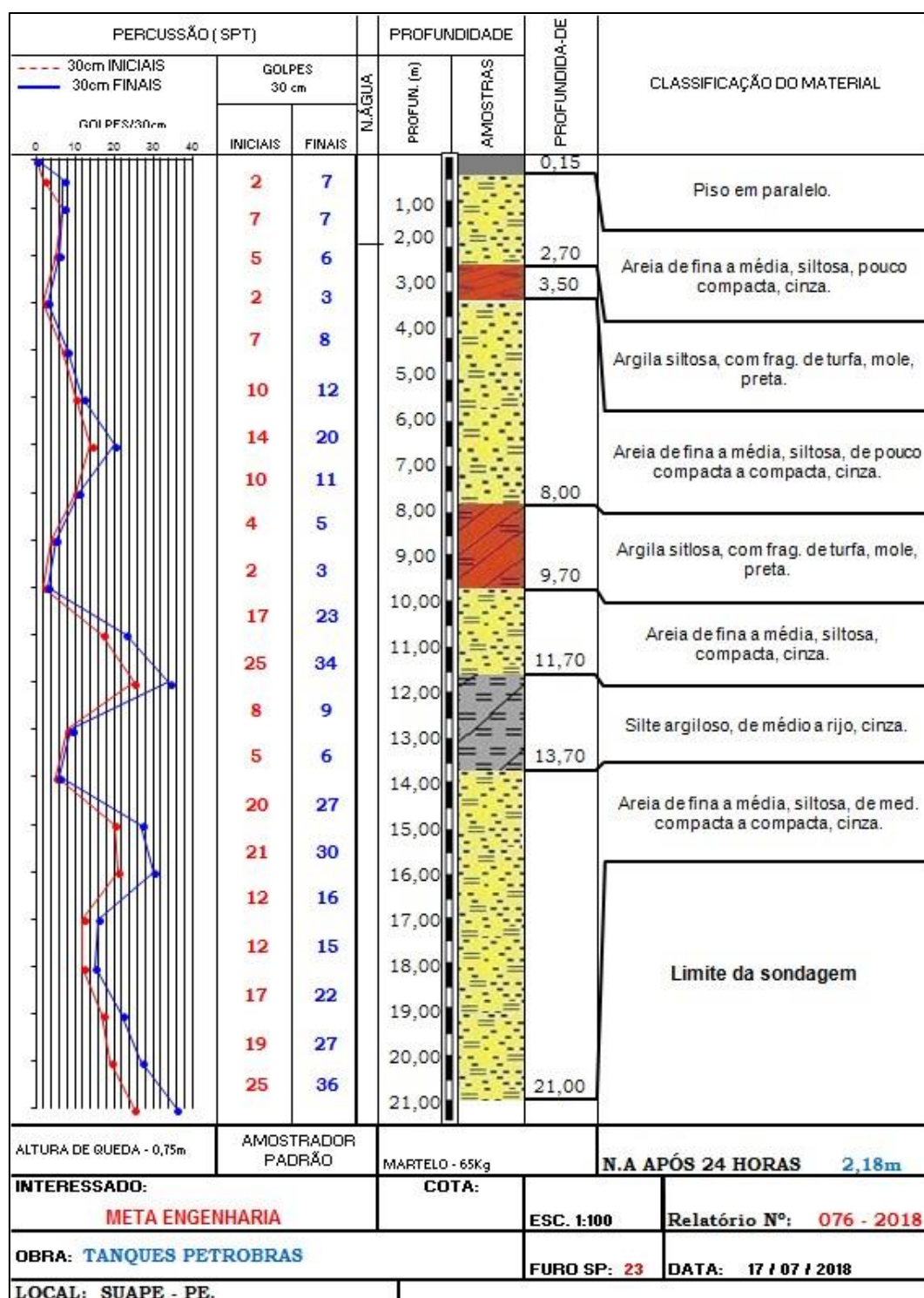


Figura ANE.III 30 – Sondagem SP-23 de 0 [m] a 21 [m]

Projeto de Fundação de Radier Estaqueado
(modificado de BEAPE-F-0011, Meta Engenharia, 2018).

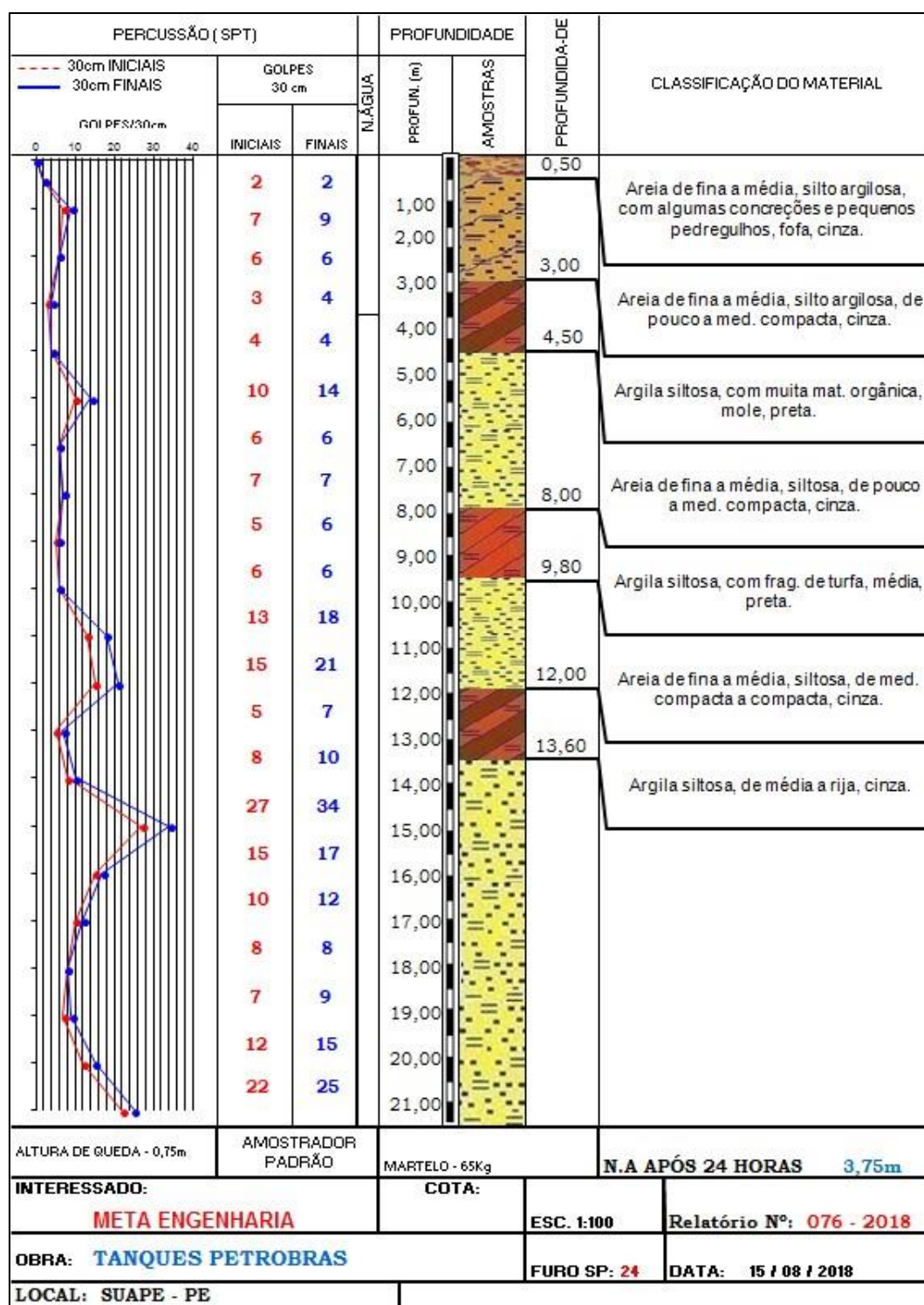


Figura ANE.III 31 – Sondagem SP-24 de 0 [m] a 21 [m]

Projeto de Fundação de Radier Estaqueado

(modificado de BEAPE-F-0011, Meta Engenharia, 2018).

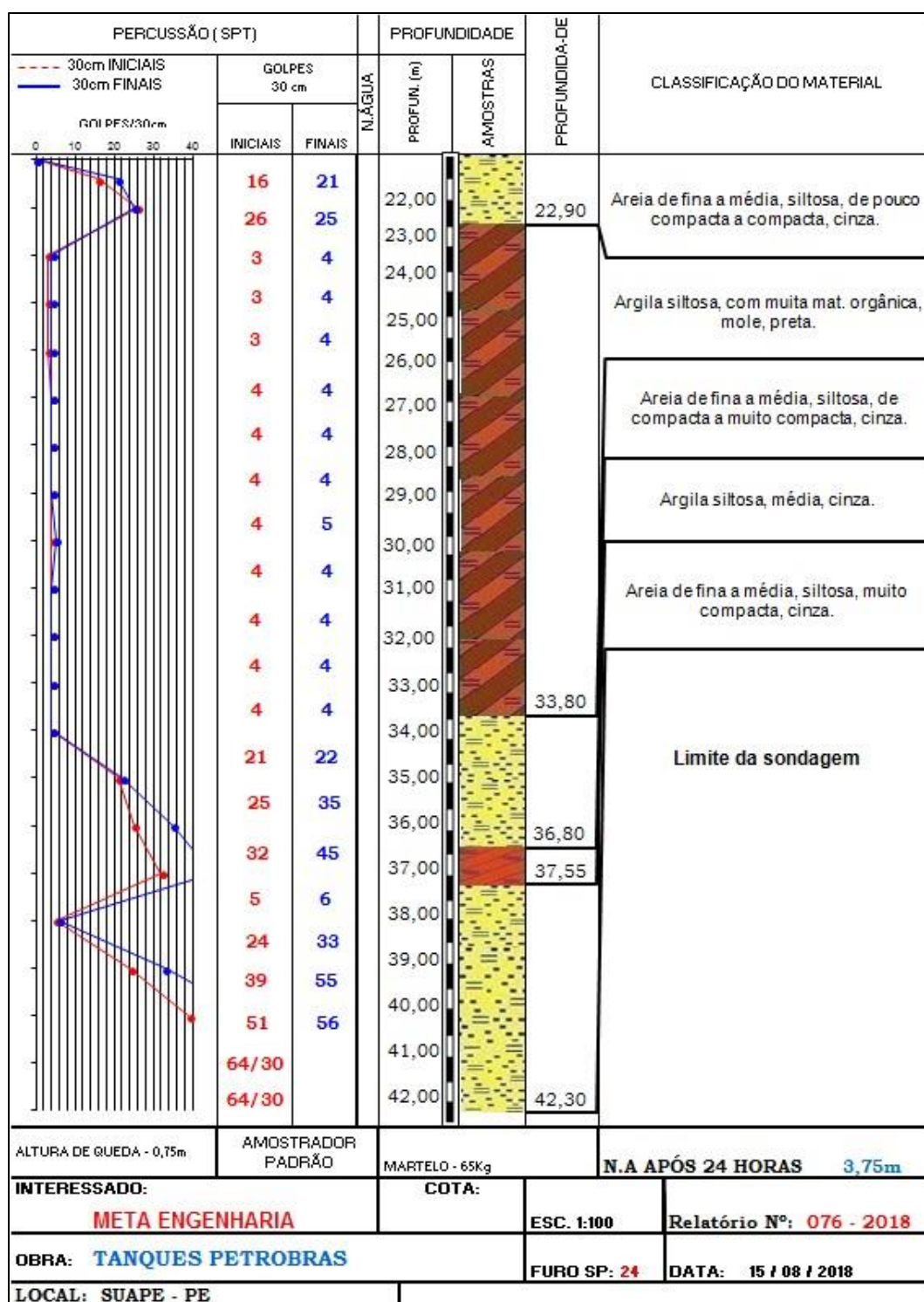


Figura ANE.III 32 – Sondagem SP-24 de 21 [m] a 42,30 [m]

Projeto de Fundação de Radier Estaqueado
(modificado de BEAPE-F-0011, Meta Engenharia, 2018).

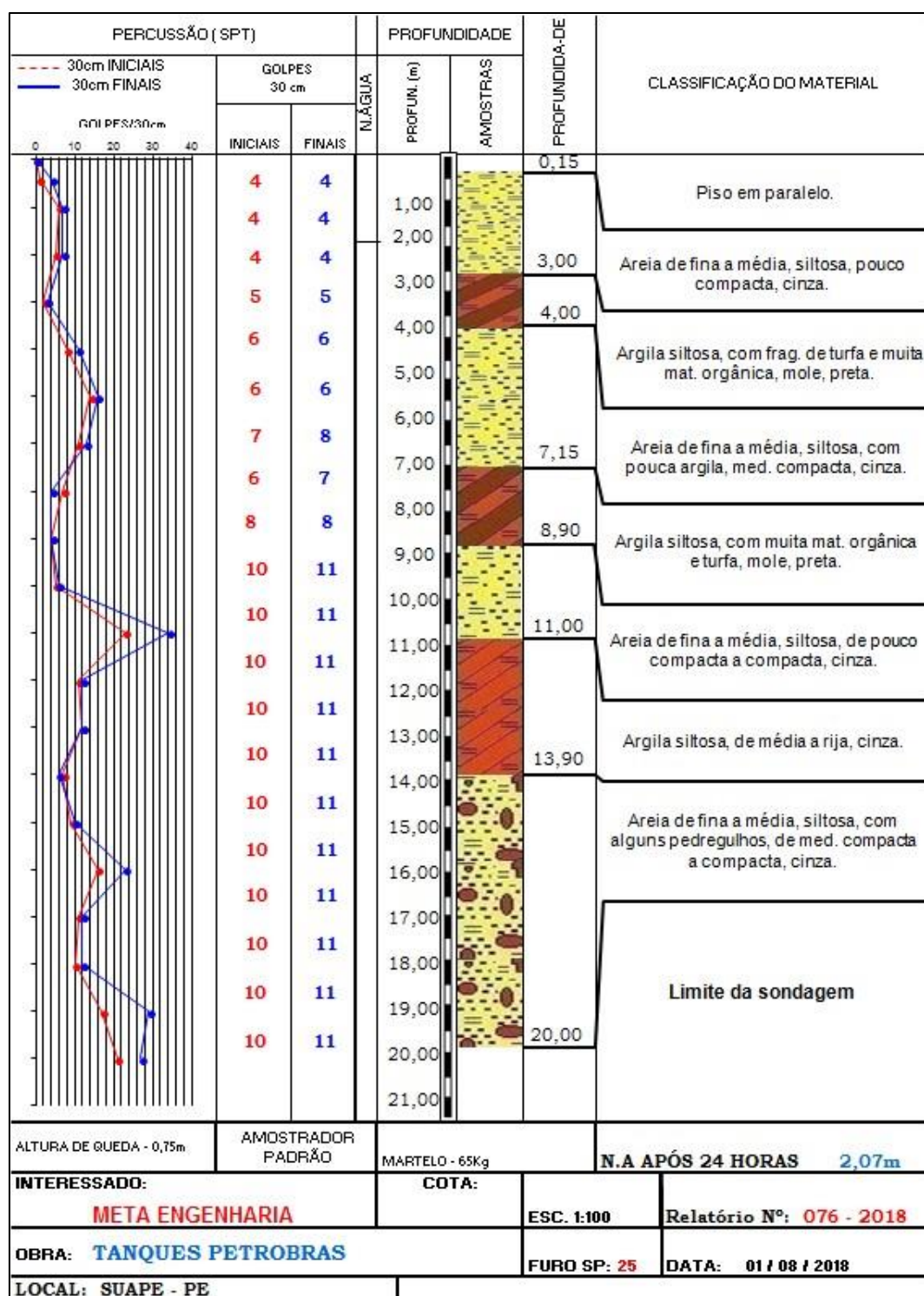


Figura ANE.III 33 – Sondagem SP-25 de 0 [m] a 20 [m]

Projeto de Fundação de Radier Estaqueado

(modificado de BEAPE-F-0011, Meta Engenharia, 2018).

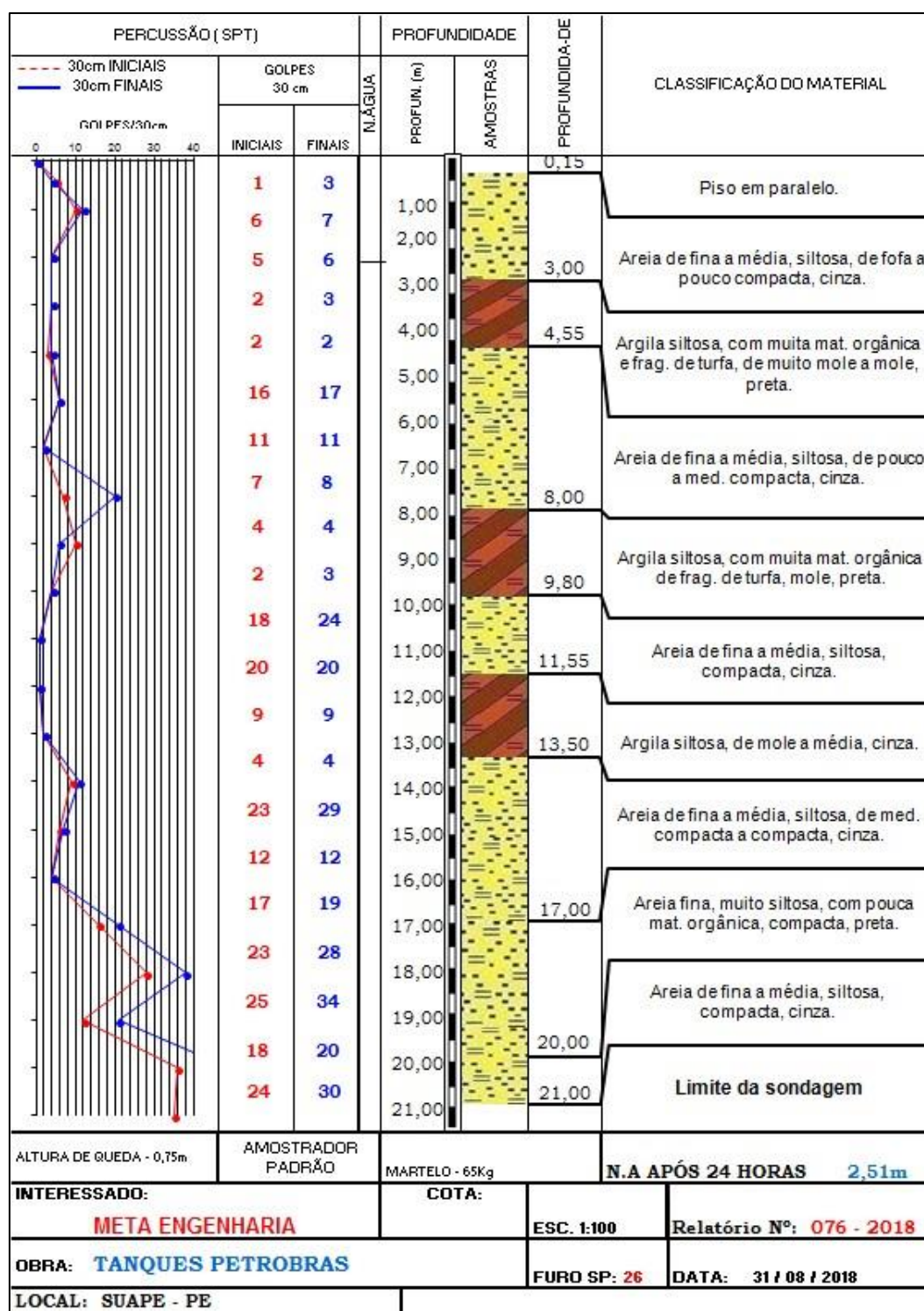


Figura ANE.III 34 – Sondagem SP-26 de 0 [m] a 21 [m]
 Projeto de Fundação de Radier Estaqueado
 (modificado de BEAPE-F-0011, Meta Engenharia, 2018).

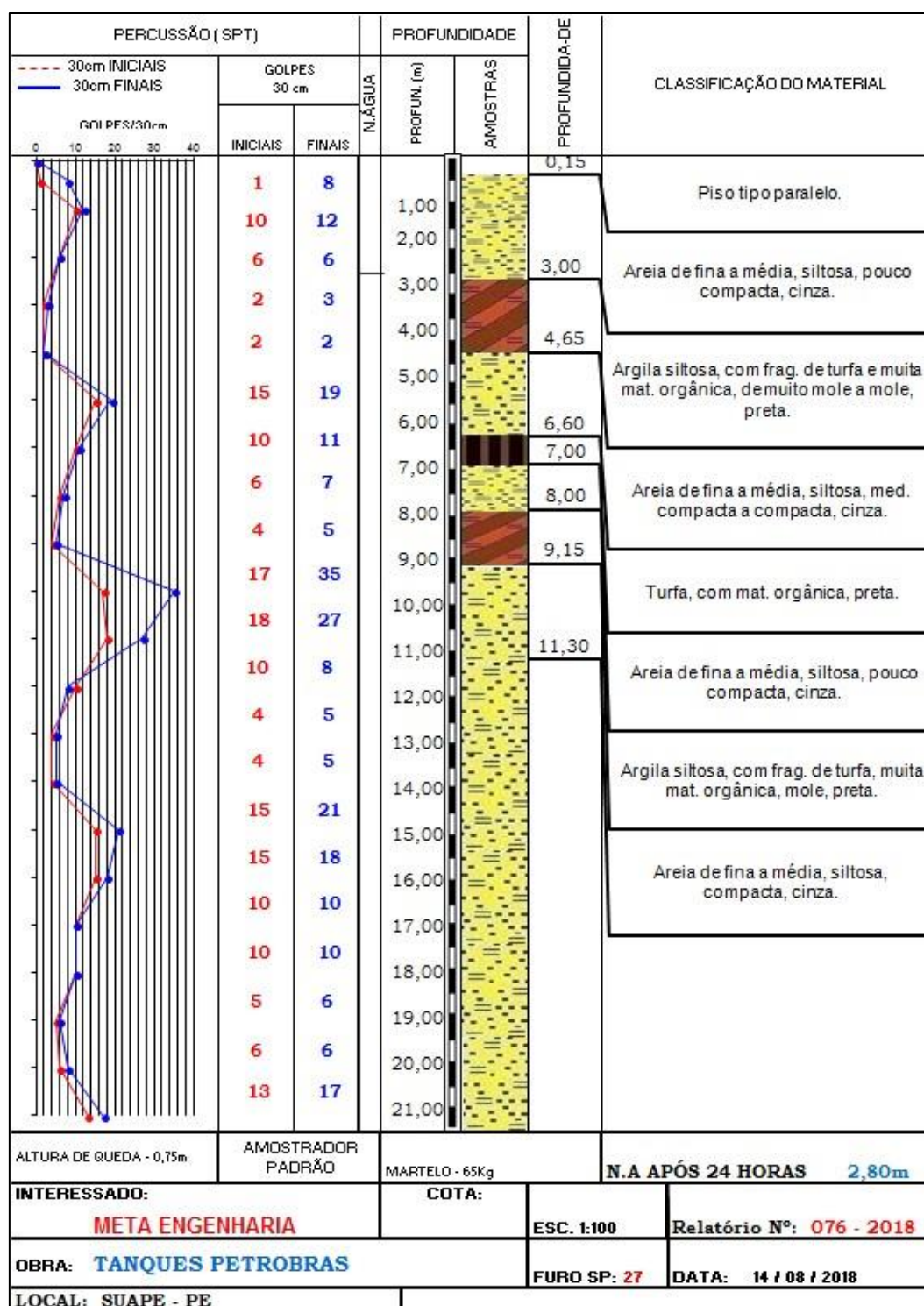


Figura ANE.III 35 – Sondagem SP-27 de 0 [m] a 21 [m]

Projeto de Fundação de Radier Estaqueado
(modificado de BEAPE-F-0011, Meta Engenharia, 2018).

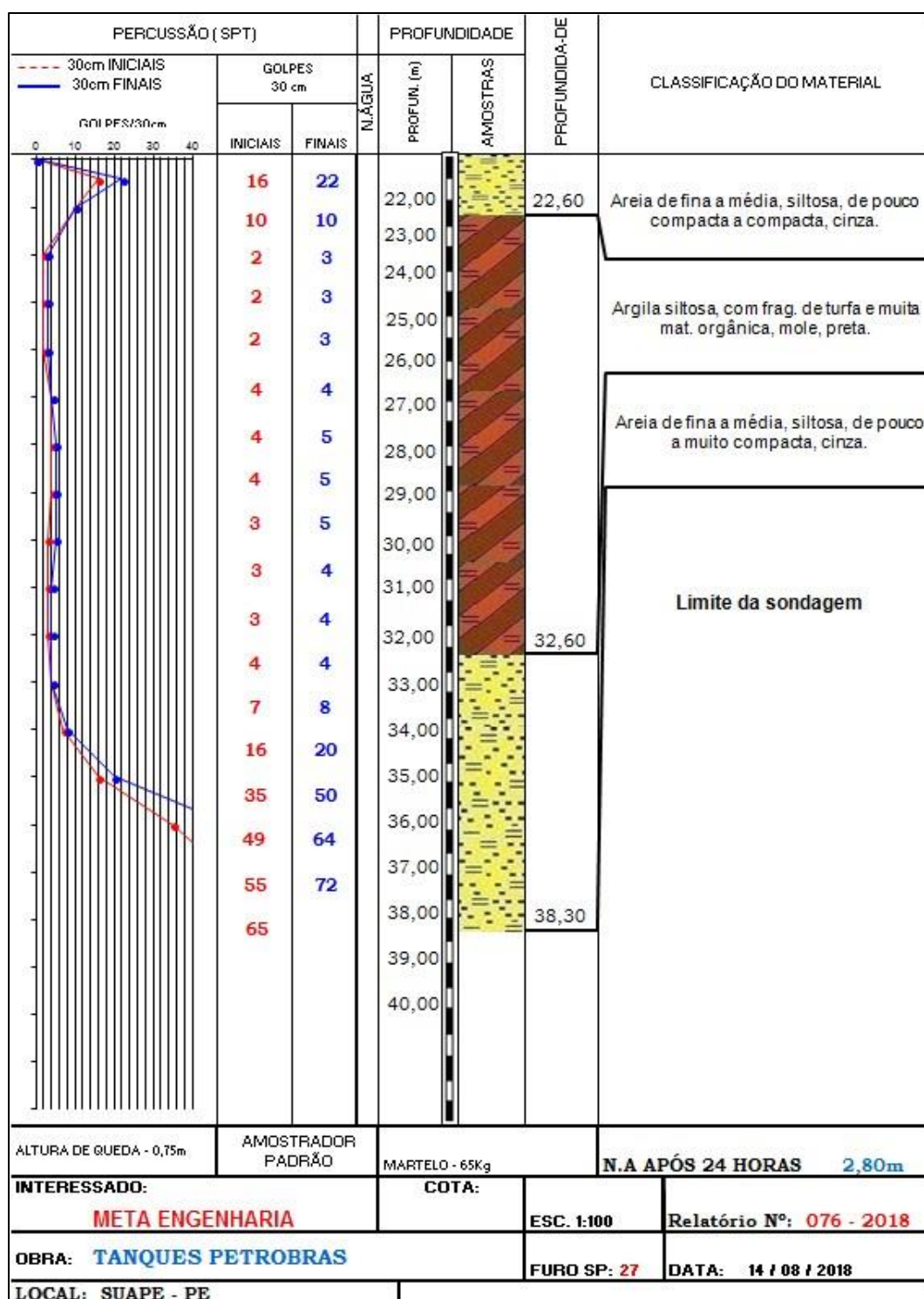


Figura ANE.III 36 – Sondagem SP-27 de 21 [m] a 38,30 [m]
 Projeto de Fundação de Radier Estaqueado
 (modificado de BEAPE-F-0011, Meta Engenharia, 2018).

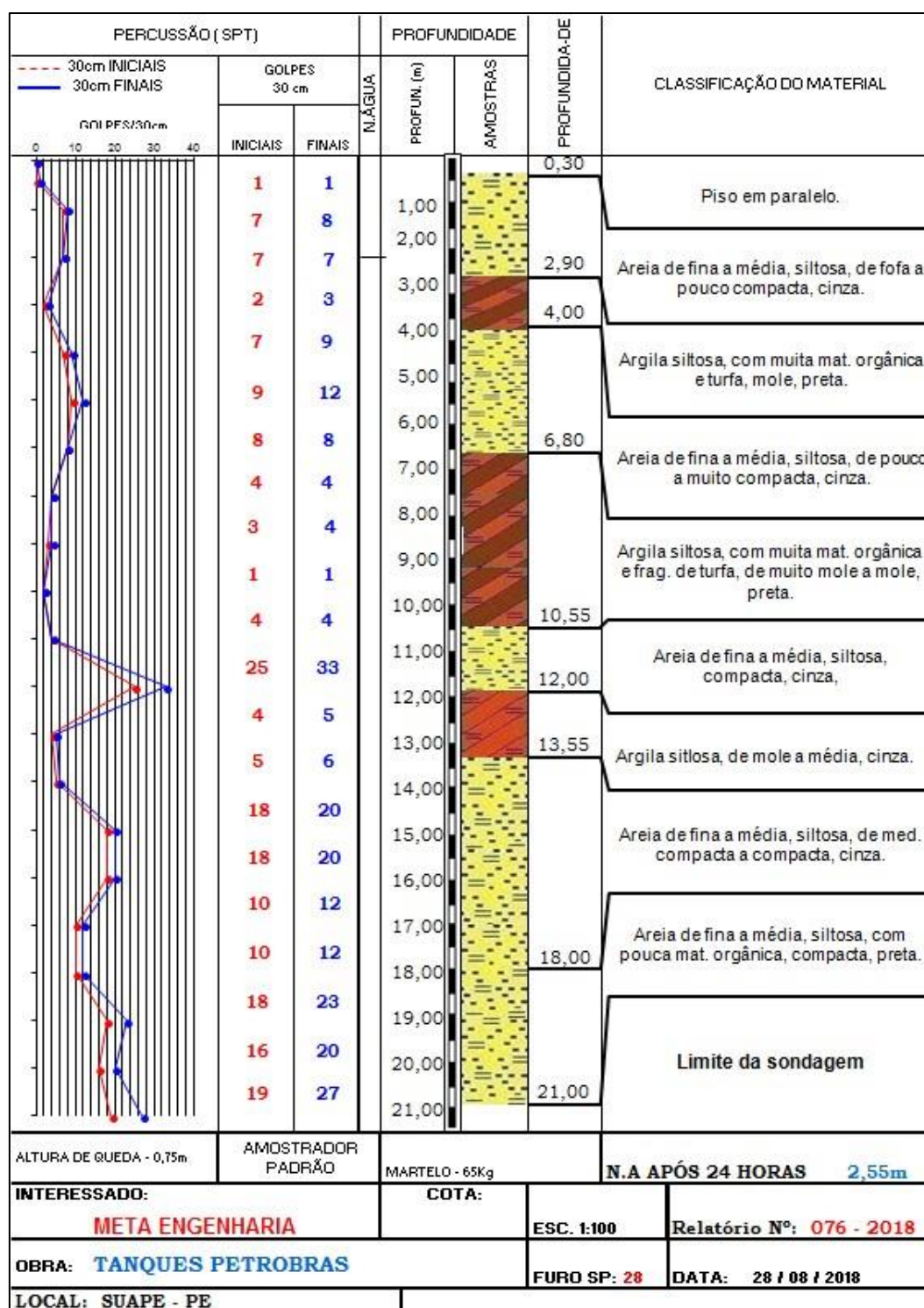


Figura ANE.III 37 – Sondagem SP-28 de 0 [m] a 21 [m]
 Projeto de Fundação de Radier Estaqueado
 (modificado de BEAPE-F-0011, Meta Engenharia, 2018).

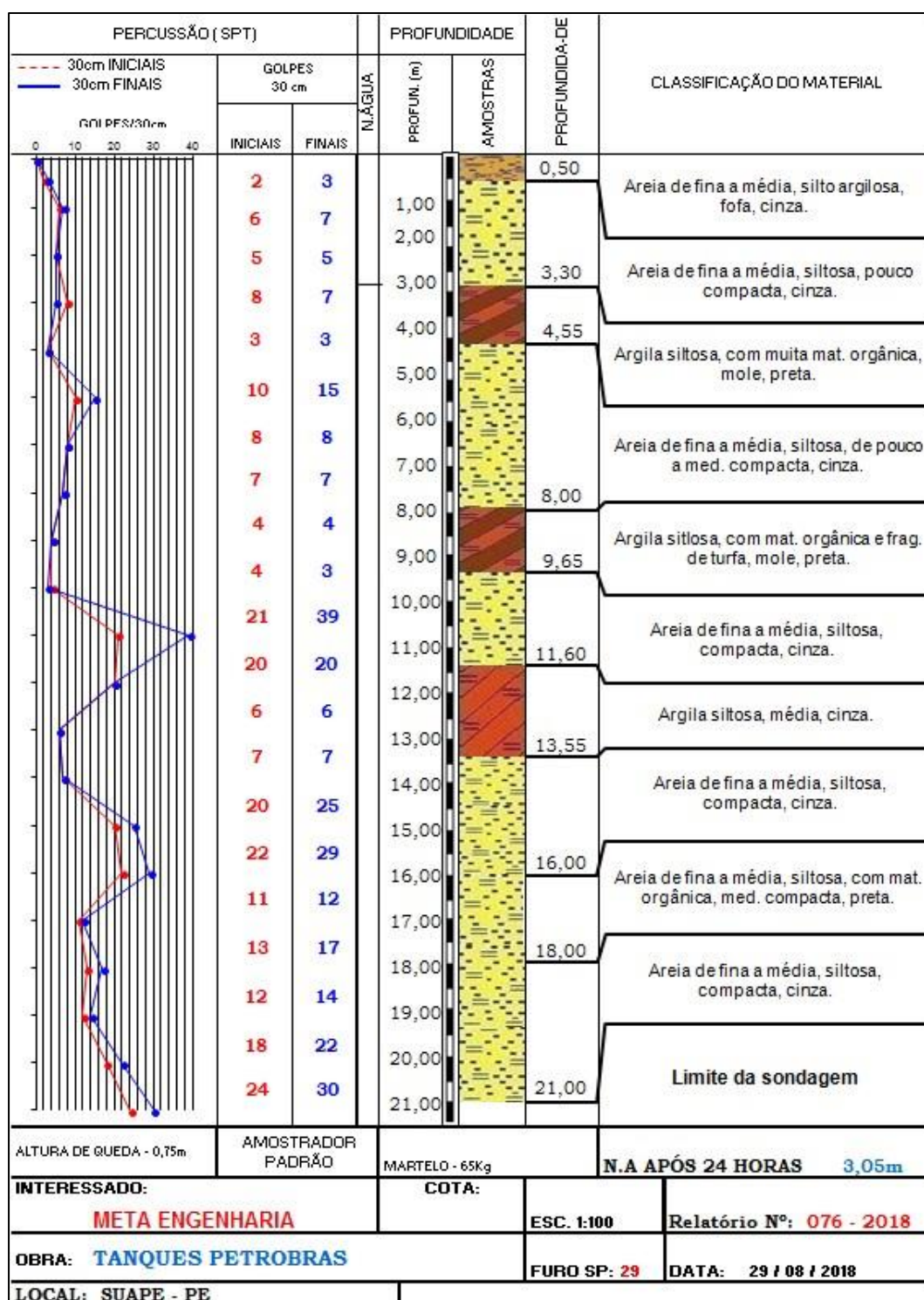


Figura ANE.III 38 – Sondagem SP-29 de 0 [m] a 21 [m]

Projeto de Fundação de Radier Estaqueado
(modificado de BEAPE-F-0011, Meta Engenharia, 2018).

Anexo IV – Boletins de sondagem SPT do Projeto de Fundação Superficial

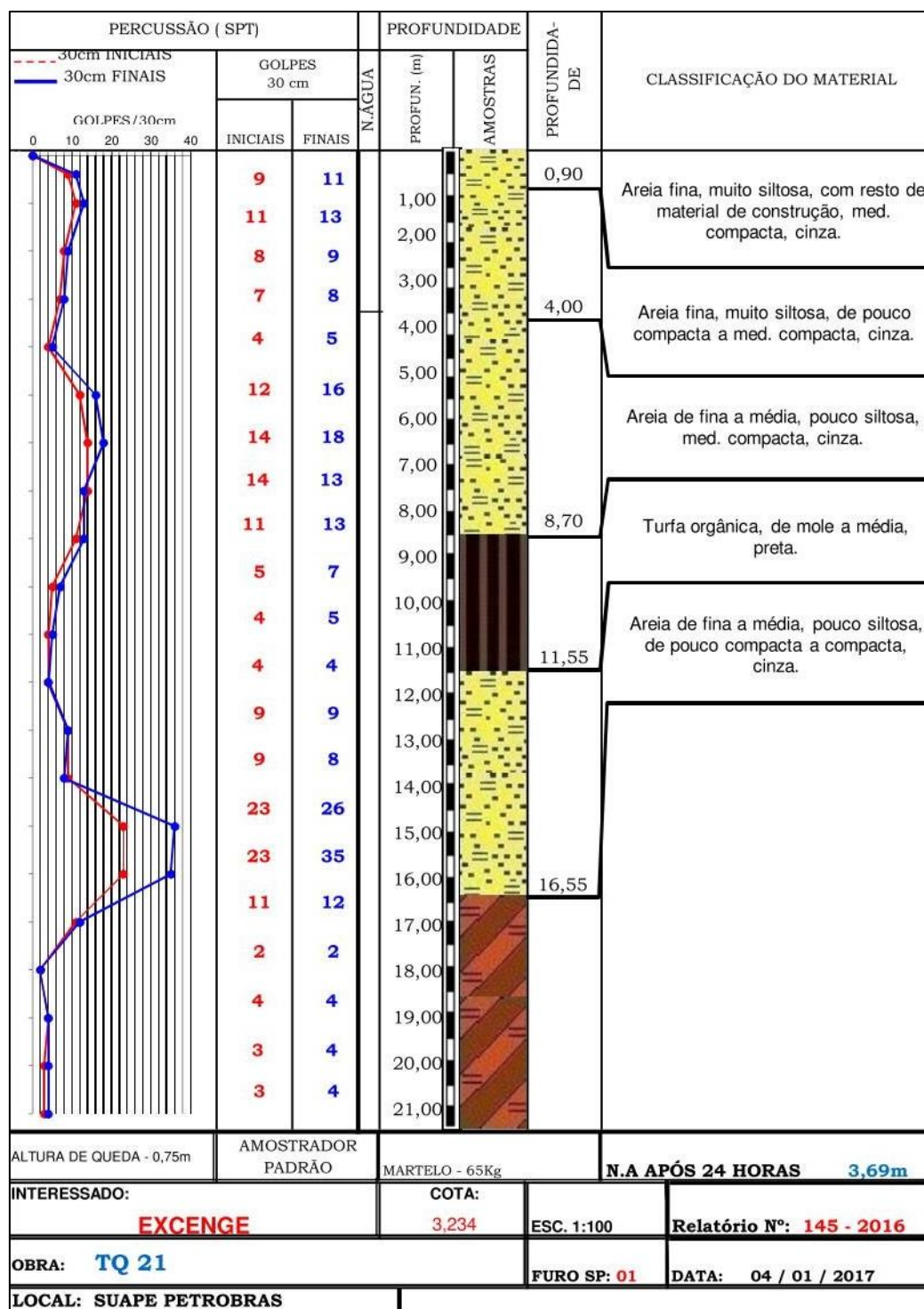


Figura ANE.IV 1 – Sondagem SP-01 de 0 [m] a 21 [m]
 Projeto de Fundação Superficial
 (modificado de BEAPE-B-0002, Excenge, 2017).

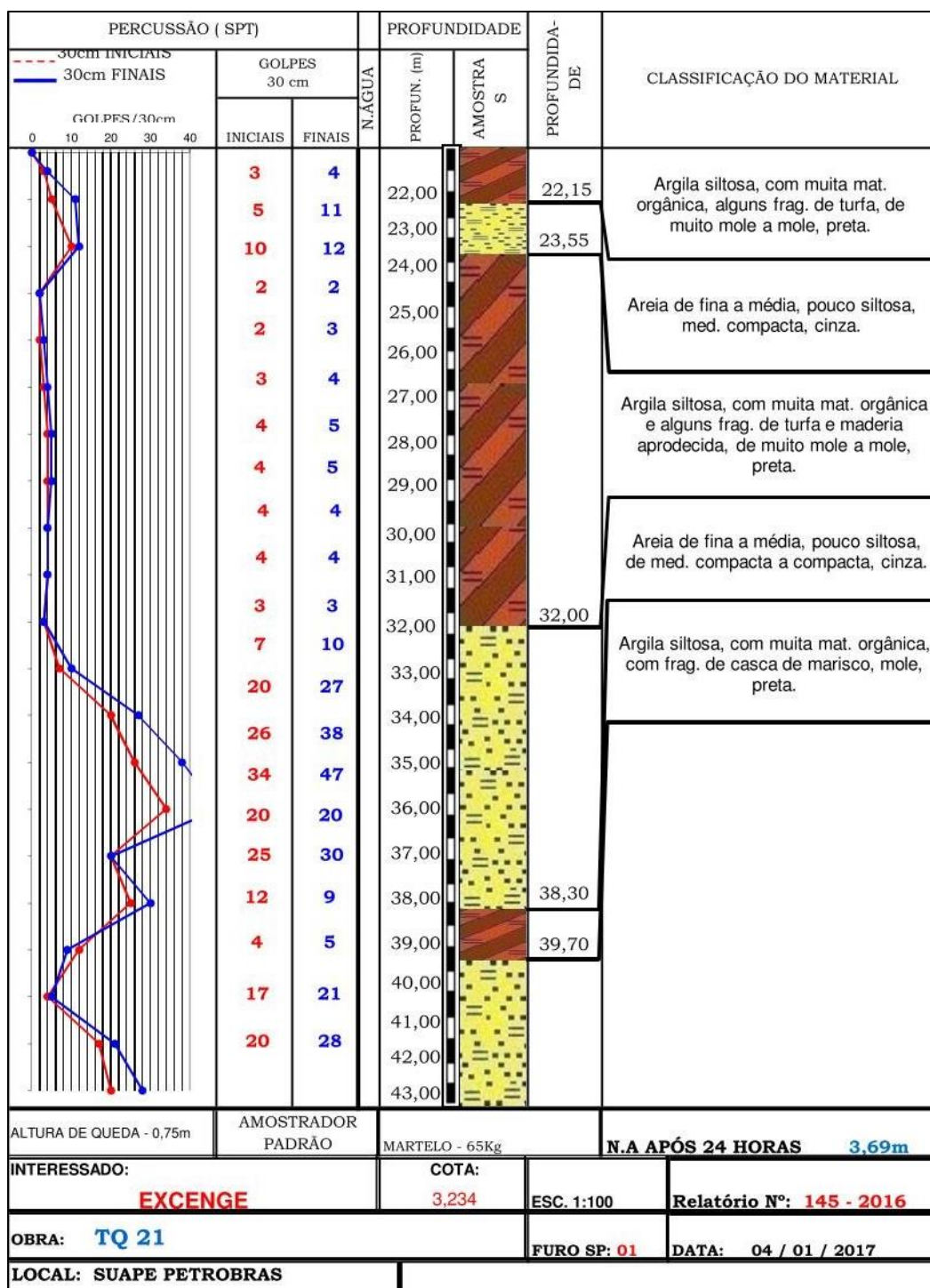


Figura ANE.IV 2 – Sondagem SP-01 de 21 [m] a 43 [m]
 Projeto de Fundação Superficial
 (modificado de BEAPE-B-0002, Excenge, 2017).

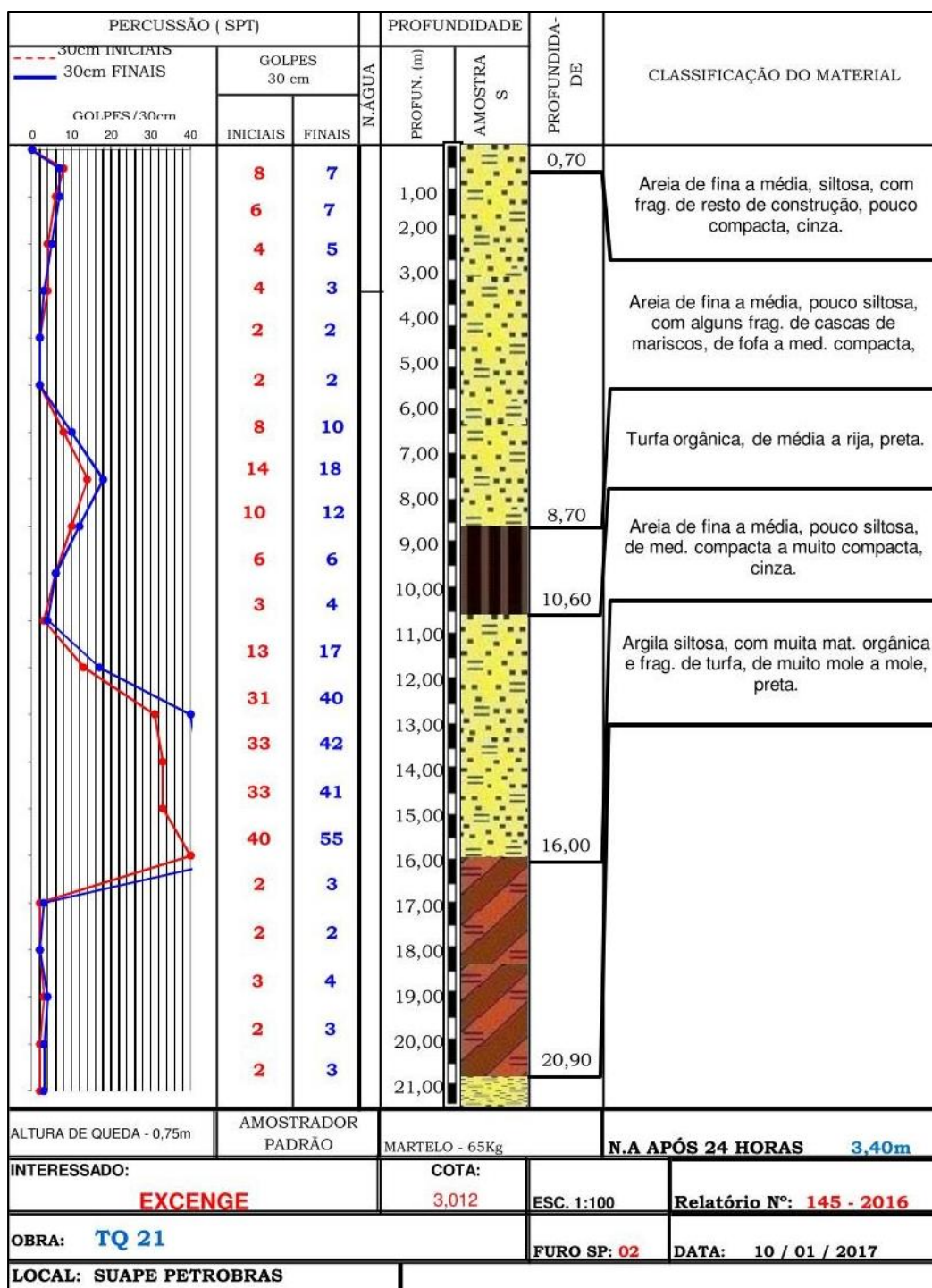


Figura ANE.IV 3 – Sondagem SP-02 de 0 [m] a 21 [m]
 Projeto de Fundação Superficial
 (modificado de BEAPE-B-0002, Excenge, 2017).

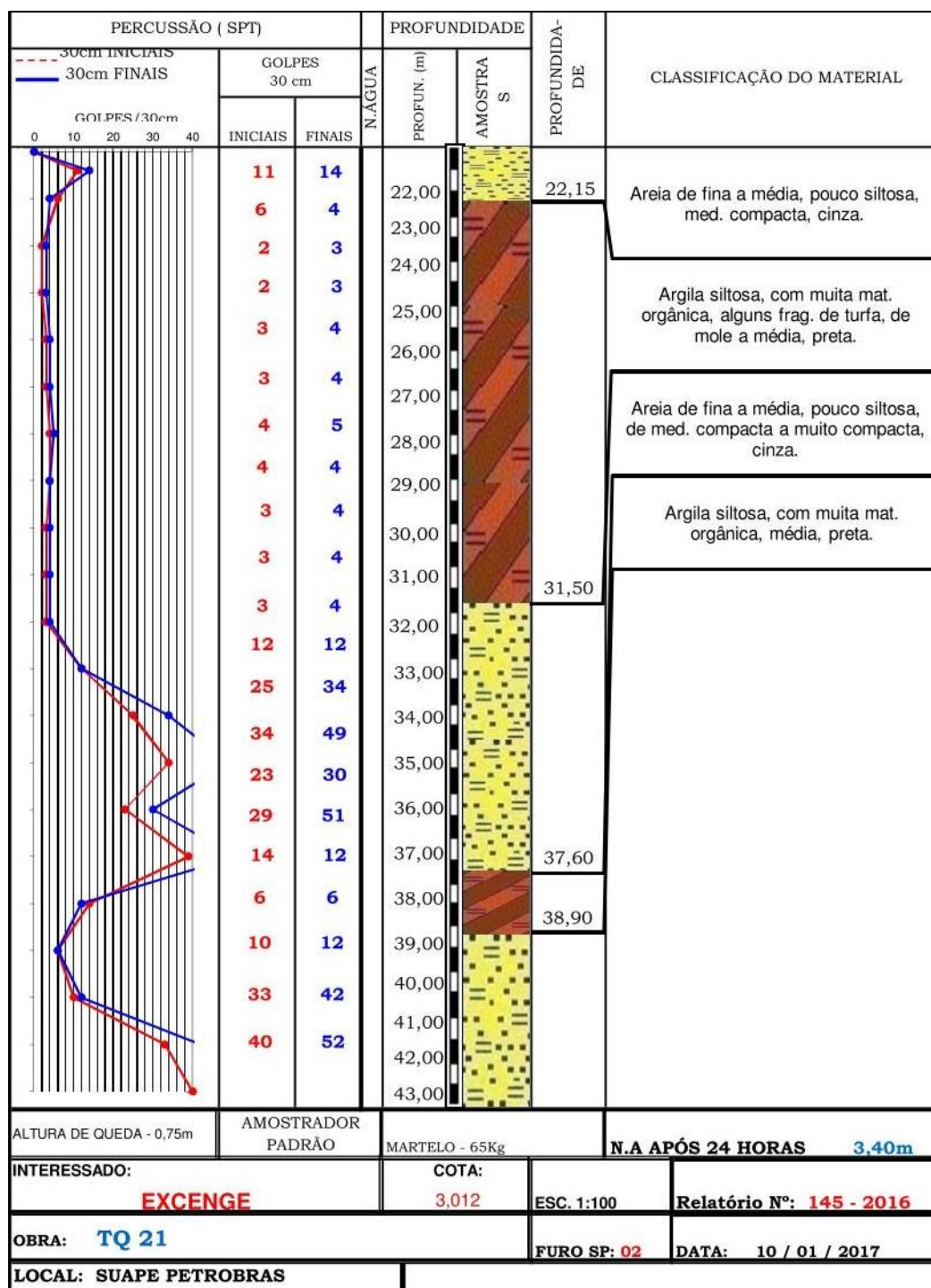


Figura ANE.IV 4 – Sondagem SP-02 de 21 [m] a 43 [m]
 Projeto de Fundação Superficial
 (modificado de BEAPE-B-0002, Excenge, 2017).

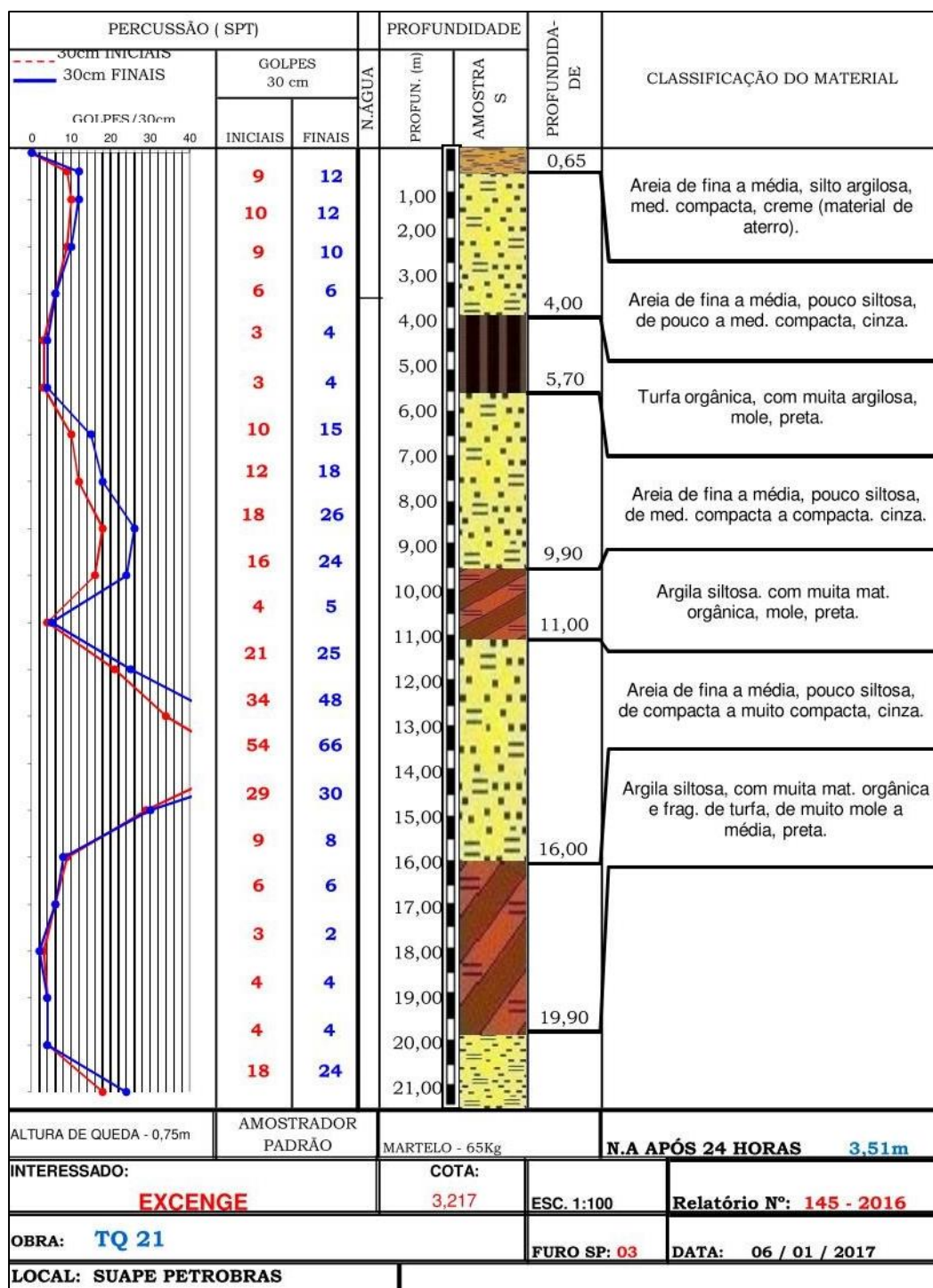


Figura ANE.IV 5 – Sondagem SP-03 de 0 [m] a 21 [m]
 Projeto de Fundação Superficial
 (modificado de BEAPE-B-0002, Excenge, 2017).

PERCUSSÃO (SPT)			PROFUNDIDADE		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
	GOLPES 30 cm		N.º	PROFUND. (m)	
	INICIAIS	FINAIS			
	19	23		21,90	Areia de fina a média, pouco siltosa, compacta, cinza.
	2	3		22,00	
	4	11		23,00	
	2	3		23,15	
	2	3		23,90	
	2	3		24,00	Argila siltosa, com muita mat. orgânica, mole, preta.
	2	3		25,00	
	2	3		26,00	
	2	3		27,00	Areia de fina a média, pouco siltosa, med. compacta, cinza.
	3	4		28,00	
	4	4		29,00	
	3	4		29,00	Argila siltosa, com muita mat.orgânica, frag. de turfa e madeira apodrecida, mole, preta.
	4	5		30,00	
	4	5		31,00	
	4	5		32,00	Areia de fina a média, pouco siltosa, compacta, cinza.
	4	5		33,00	
	20	20		33,00	
	31	43		34,00	Argila siltosa, com muita mat. orgânica e frag. de turfa de mole a média, preta.
	25	34		35,00	
	30	31		36,00	
	4	4		37,00	Areia de fina média, pouco siltosa, de med. compacta a muito compacta, cinza.
	5	6		38,00	
	17	17		38,70	
	36	50		39,00	Areia de fina a média, pouco siltosa, com alguns pedregulhos, muito compacta, cinza.
	48	63		40,00	
	70			41,00	
				42,00	Limite da sondagem
				42,30	
				43,00	
ALTURA DE QUEDA - 0,75m			AMOSTRADOR PADRÃO		N.A APÓS 24 HORAS 3,51m
INTERESSADO:			MARTELO - 65Kg		
EXCENGE			COTA: 3,217		
OBRA: TQ 21			ESC. 1:100		Relatório N°: 145 - 2016
LOCAL: SUAPE PETROBRAS			FURO SP: 03		
			DATA: 06 / 01 / 2017		

Figura ANE.IV 6 – Sondagem SP-03 de 21 [m] a 43 [m]
 Projeto de Fundação Superficial
 (modificado de BEAPE-B-0002, Excenge, 2017).

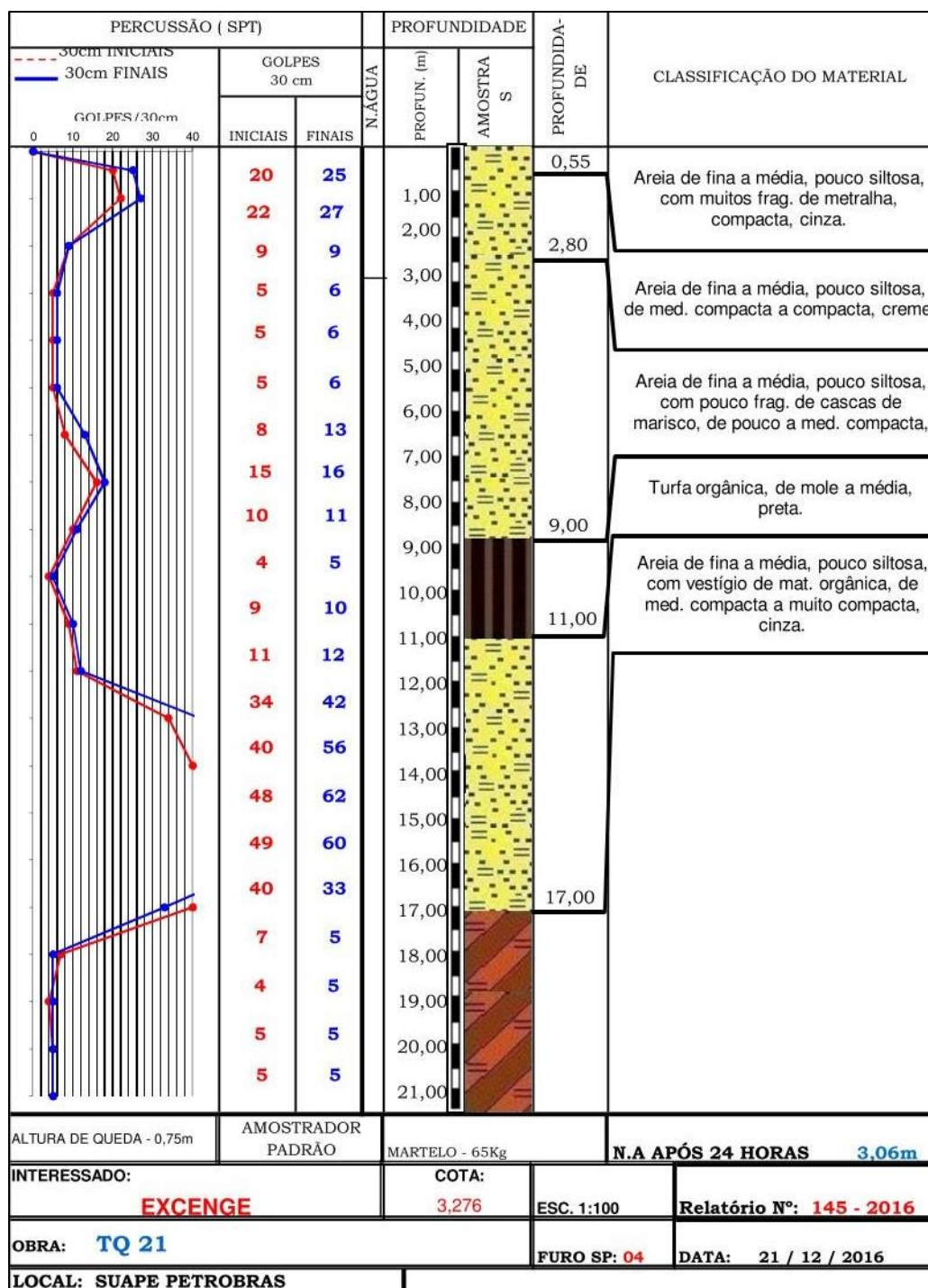


Figura ANE.IV 7 – Sondagem SP-04 de 0 [m] a 21 [m]
 Projeto de Fundação Superficial
 (modificado de BEAPE-B-0002, Excenge, 2017).

PERCUSSÃO (SPT)			PROFUNDIDADE		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
	GOLPES 30 cm		N.ÁGUA	AMOSTRAS	
	INICIAIS	FINAIS			
	2	3			Argila siltosa, com muita mat. orgânica, alguns frag. de madeira apodrecida, mole, cinza.
	4	4	22,00		
	3	3	23,00		
	2	3	24,00		Areia de fina a média, siltosa, de compacta a muito compacta, cinza.
	2	3	25,00		
	3	4	26,00		
	3	4	27,00		Argila siltosa, com pouca areia, muita mat. orgânica, média, preta.
	3	4	28,00		
	3	4	29,00		
	3	4	30,00		
	3	4	31,00		
	4	4	32,00		
	4	4	33,00		
	4	5	34,00	34,00	
	22	38	35,00		
	29	42	36,00		
	22	26	37,00	37,50	
	23	22	38,00		
	5	6	39,00	39,75	
	5	6	40,00		
	20	24	41,00		
	25	35	42,00		
			43,00		
ALTURA DE QUEDA - 0,75m	AMOSTRADOR PADRÃO		MARTELO - 65Kg		N.A APÓS 24 HORAS 3,06m
INTERESSADO: EXCENGE			COTA: 3,276	ESC. 1:100	Relatório N°: 145 - 2016
OBRA: TQ 21			FURO SP: 04		DATA: 21 / 12 / 2016
LOCAL: SUAPE PETROBRAS					

Figura ANE.IV 8 – Sondagem SP-04 de 21 [m] a 43 [m]
 Projeto de Fundação Superficial
 (modificado de BEAPE-B-0002, Excenge, 2017).

PERCUSSÃO (SPT)			PROFUNDIDADE		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
GOLPES / 30cm		N.º ÁGUA	AMOSTRAS	PROFUNDIDADE DE	
INICIAIS	FINAIS				
30cm INICIAIS --- 30cm FINAIS --- GOLPES / 30cm					
25	20			0,85	Areia de fina a média, silto argilosa, compacta, avermelhada (aterro)
18	16			1,00	
7	8			2,00	
7	8			2,80	Areia de fina a média, pouco siltosa, de pouco compacta a med. compacta, cinza.
4	4			3,00	
4	4			4,00	
3	4			5,00	Areia de fina a média, pouco siltosa, com vestígio de mat. orgânica, de fofa a compacta, cinza.
4	6			6,00	
8	12			7,00	
18	24			8,00	Areia fina, silto argiloso, com mat. orgânica e frag. de turfa, med. compacta, preta.
10	12			9,00	
10	12			9,60	Areia de fina a média, pouco siltosa, de med. compacta a muito compacta, cinza.
13	15			11,00	
27	30			12,00	Areia fina, silto argiloso, com muita mat. orgânica, poucos frag. de turfa, fofa, preta.
54	75			13,80	
2	3			14,60	Areia de fina a média, pouco siltosa, muito compacta, cinza.
51	67			15,00	
57	73			16,55	
2	3			17,00	
3	4			18,00	
3	4			19,00	
3	4			20,00	
3	4			21,00	
ALTURA DE QUEDA - 0,75m		AMOSTRADOR PADRÃO	MARTELO - 65Kg	N.A APÓS 24 HORAS	2,90m
INTERESSADO:		COTA:	ESC. 1:100	Relatório N°: 145 - 2016	
EXCENGE		3,066			
OBRA: TQ 22			FURO SP: 05	DATA: 19 / 12 / 2016	
LOCAL: SUAPE PETROBRAS					

Figura ANE.IV 9 – Sondagem SP-05 de 0 [m] a 21 [m]
Projeto de Fundação Superficial
(modificado de BEAPE-B-0002, Excenge, 2017).

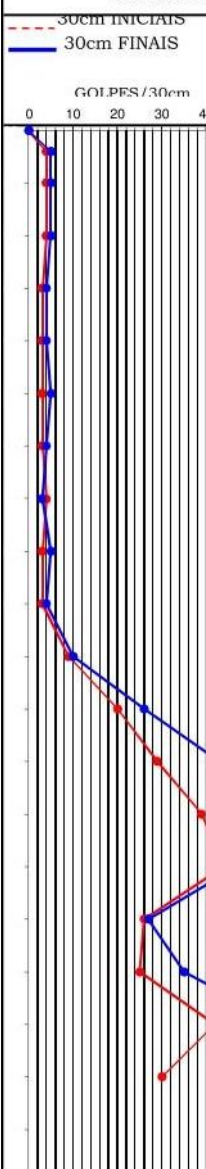
PERCUSSÃO (SPT)			PROFUNDIDADE		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
GOLPES 30 cm		N.ÁGUA	PROFUN. (m)	AMOSTRAS	
30cm INICIAIS 30cm FINAIS					INICIAIS
GOLPES / 30cm					
0 10 20 30 40					
					
4		5	22,00		Argila siltosa, com muita mat. orgânica, mole, preta.
4		5	23,00		
4		5	24,00		Areia de fina a média, pouco siltosa, de med. compacta a muito compacta, cinza.
3		4	25,00		
3		4	26,00		Limite da sondagem
3		5	27,00		
3		4	28,00		
4		3	29,00		
3		5	30,00		
3		4	31,00		
9		10	31,80	31,80	
20		26	32,00		
29		43	33,00		
39		53	34,00		
44		47	35,00		
26		27	36,00		
25		35	37,00		
39		55	38,00		
42		57	39,00		
30/15			40,00	40,15	
			41,00		
			42,00		
ALTURA DE QUEDA - 0,75m		AMOSTRADOR PADRÃO		MARTELO - 65Kg	N.A APÓS 24 HORAS 2,90m
INTERESSADO:		COTA:		ESC. 1:100	Relatório N°: 145 - 2016
EXCENGE		3,066			
OBRA: TQ 22				FURO SP: 05	DATA: 06 / 01 / 2017
LOCAL: SUAPE PETROBRAS					

Figura ANE.IV 10 – Sondagem SP-05 de 21 [m] a 43 [m]

Projeto de Fundação Superficial
(modificado de BEAPE-B-0002, Excenge, 2017).

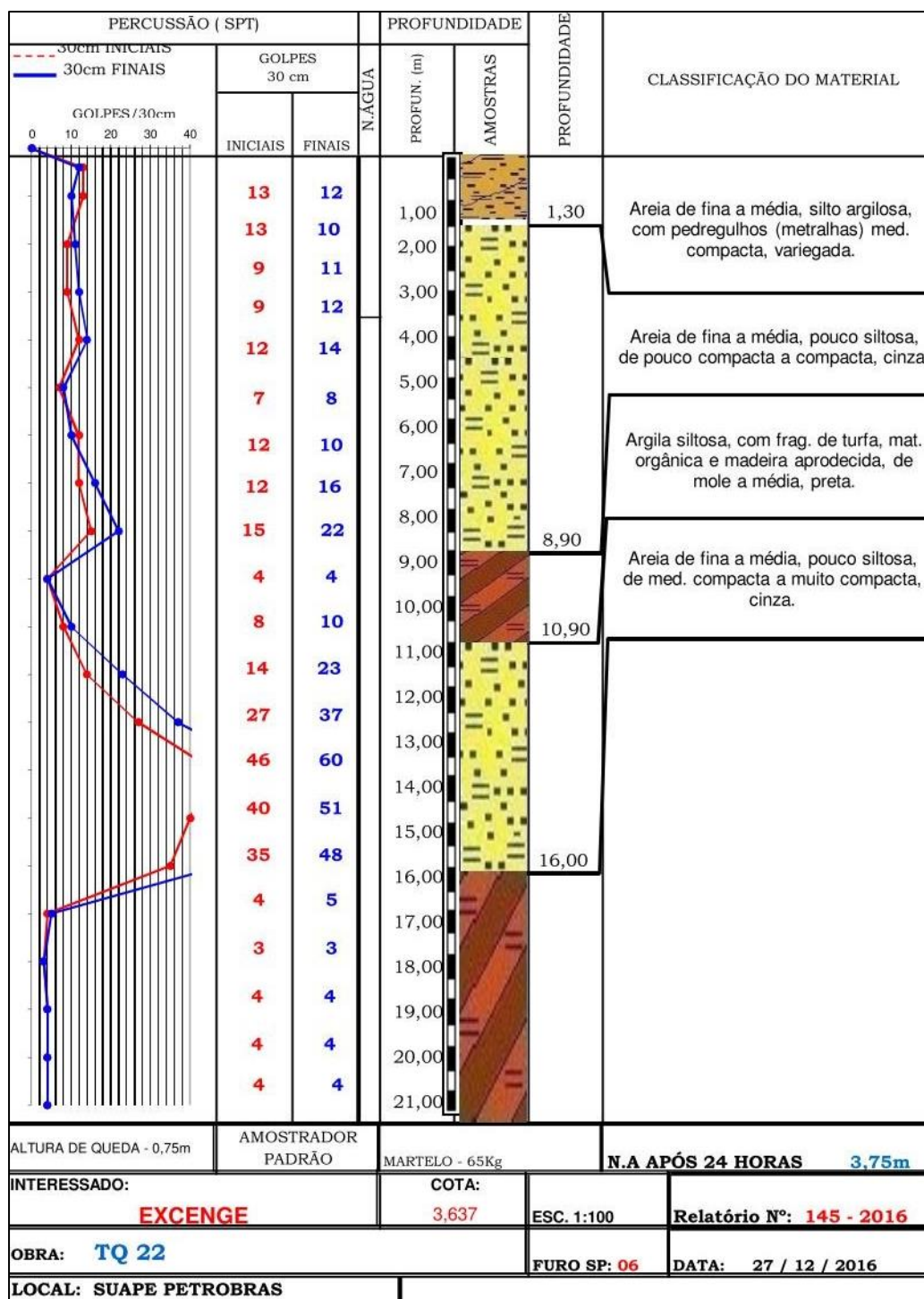


Figura ANE.IV 11 – Sondagem SP-06 de 0 [m] a 21 [m]
 Projeto de Fundação Superficial
 (modificado de BEAPE-B-0002, Excenge, 2017).

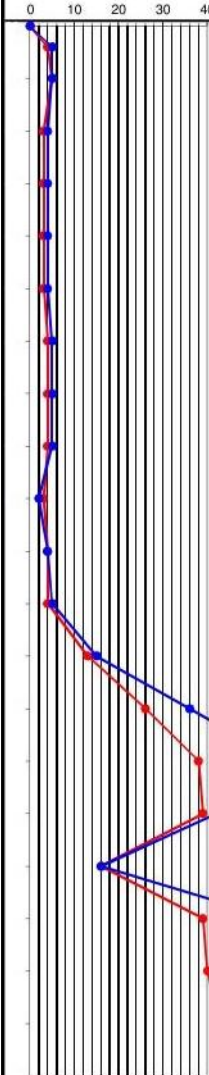
PERCUSSÃO (SPT)			PROFUNDIDADE		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
GOLPES / 30cm		GOLPES 30 cm	N.º AGUA	AMOSTRAS	
30cm INICIAIS	30cm FINAIS	INICIAIS			FINAIS
					
				PROFUN. (m)	
				22,00	Argila siltosa, com muita mat. orgânica, alguns frag. de turfa, de muito mole a mole, preta.
				23,00	
				24,00	Areia de fina a média, pouco siltosa, de med. compacta a compacta, cinza.
				25,00	
				26,00	Areia de fina a média, siltosa, com muitos pedregulhos grandes, muito compacta, cinza.
				27,00	
				28,00	
				29,00	
				30,00	
				31,00	
				32,00	Limite da sondagem OBS: 1) Aos 41,30m o terreno apresentou-se impenetravel a percussão.
				33,00	
				34,00	
				35,00	
				36,00	
				37,00	
				38,00	
				39,00	
				40,00	
				41,00	
				42,00	
ALTURA DE QUEDA - 0,75m		AMOSTRADOR PADRÃO		MARTELO - 65Kg	
INTERESSADO:		COTA:		N.º APÓS 24 HORAS	
EXCENGE		3,637		3,75m	
OBRA: TQ 22		FURO SP: 06		Relatório N.º: 145 - 2016	
LOCAL: SUAPE PETROBRAS		DATA: 27 / 12 / 2016			

Figura ANE.IV 12 – Sondagem SP-06 de 21 [m] a 43 [m]

Projeto de Fundação Superficial
(modificado de BEAPE-B-0002, Excenge, 2017).

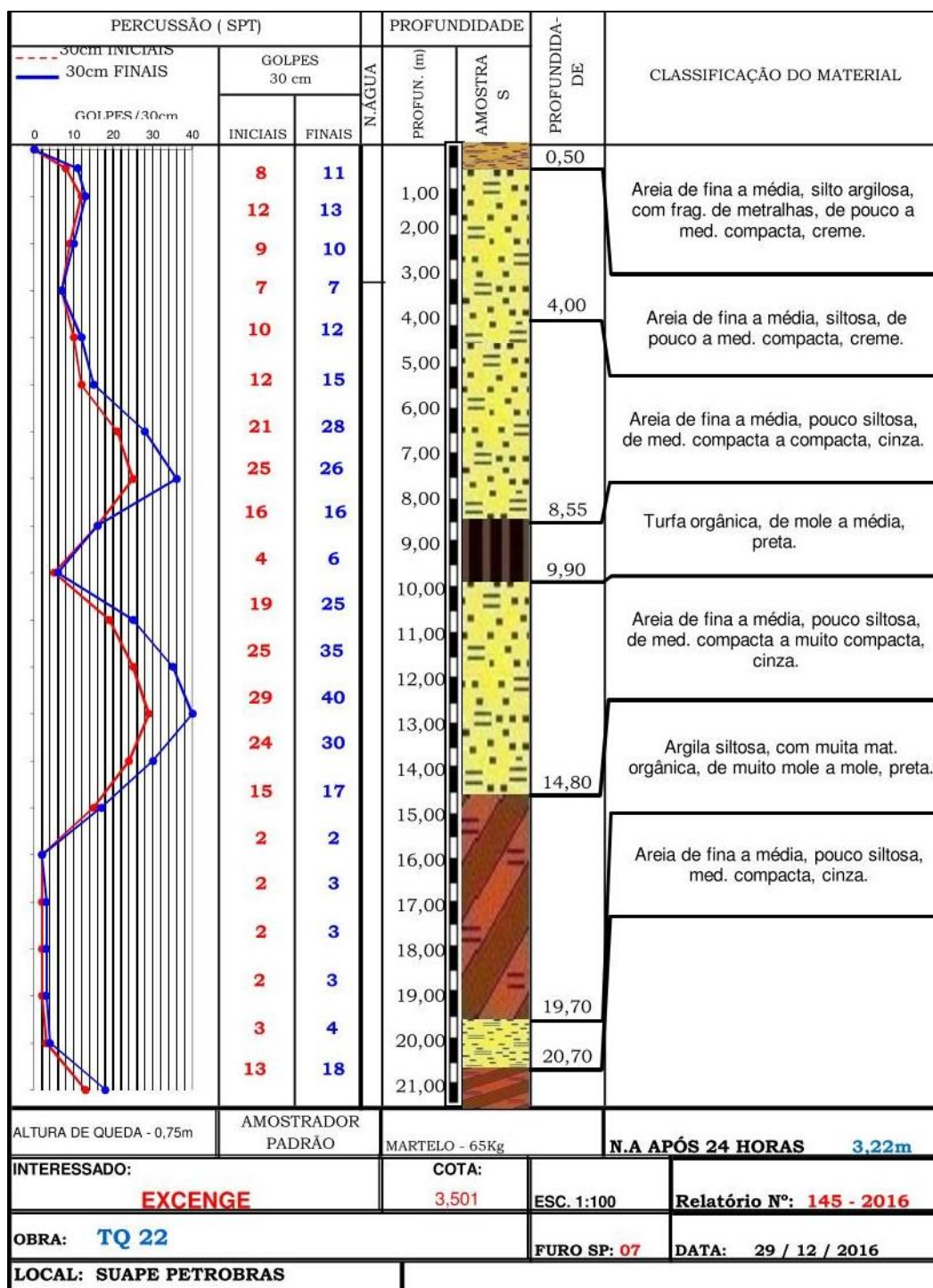


Figura ANE.IV 13 – Sondagem SP-07 de 0 [m] a 21 [m]
 Projeto de Fundação Superficial
 (modificado de BEAPE-B-0002, Excenge, 2017).

PERCUSSÃO (SPT)			PROFUNDIDADE		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
30cm INICIAIS	30cm FINAIS	GOLPES 30 cm	N.ÁGUA	AMOSTRAS	
GOLPES / 30cm		INICIAIS	FINAIS	PROFUN. (m)	PROFUNDIDADE
0 10 20 30 40					
		2	3	22,00	Argila siltosa, com muita mat. orgânica, mole, preta.
		3	4	23,00	
		3	4	24,00	Areia de fina a média, siltosa, de med.compacta a compacta, cinza.
		4	4	25,00	
		3	4	26,00	Areia de fina a média, pouco siltosa, com muitos pedregulhos pequenos, muito compacta, cinza.
		4	4	27,00	
		4	4	28,00	
		4	4	29,00	
		3	4	30,00	
		3	4	31,00	
		11	15	32,00	Limite da sondagem OBS: 1) Aos 42,70m o terreno apresentou-se impenetravel a percussão.
		23	30	33,00	
		31	44	34,00	
		41	60	35,00	
		42	61	36,00	
		18	19	37,00	
		11	10	38,00	
		34	43	39,00	
		34	44	40,00	
		20	25	41,00	
		49	66	42,00	
		80		43,00	
ALTURA DE QUEDA - 0,75m		AMOSTRADOR PADRÃO		MARTELO - 65Kg	N.A APÓS 24 HORAS 3,22m
INTERESSADO:		COTA:		ESC. 1:100	Relatório N°: 145 - 2016
EXCENGE		3,501			
OBRA: TQ 22		FURO SP: 07		DATA: 29 / 12 / 2016	
LOCAL: SUAPE PETROBRAS					

Figura ANE.IV 14 – Sondagem SP-07 de 21 [m] a 43 [m]

Projeto de Fundação Superficial
(modificado de BEAPE-B-0002, Excenge, 2017).

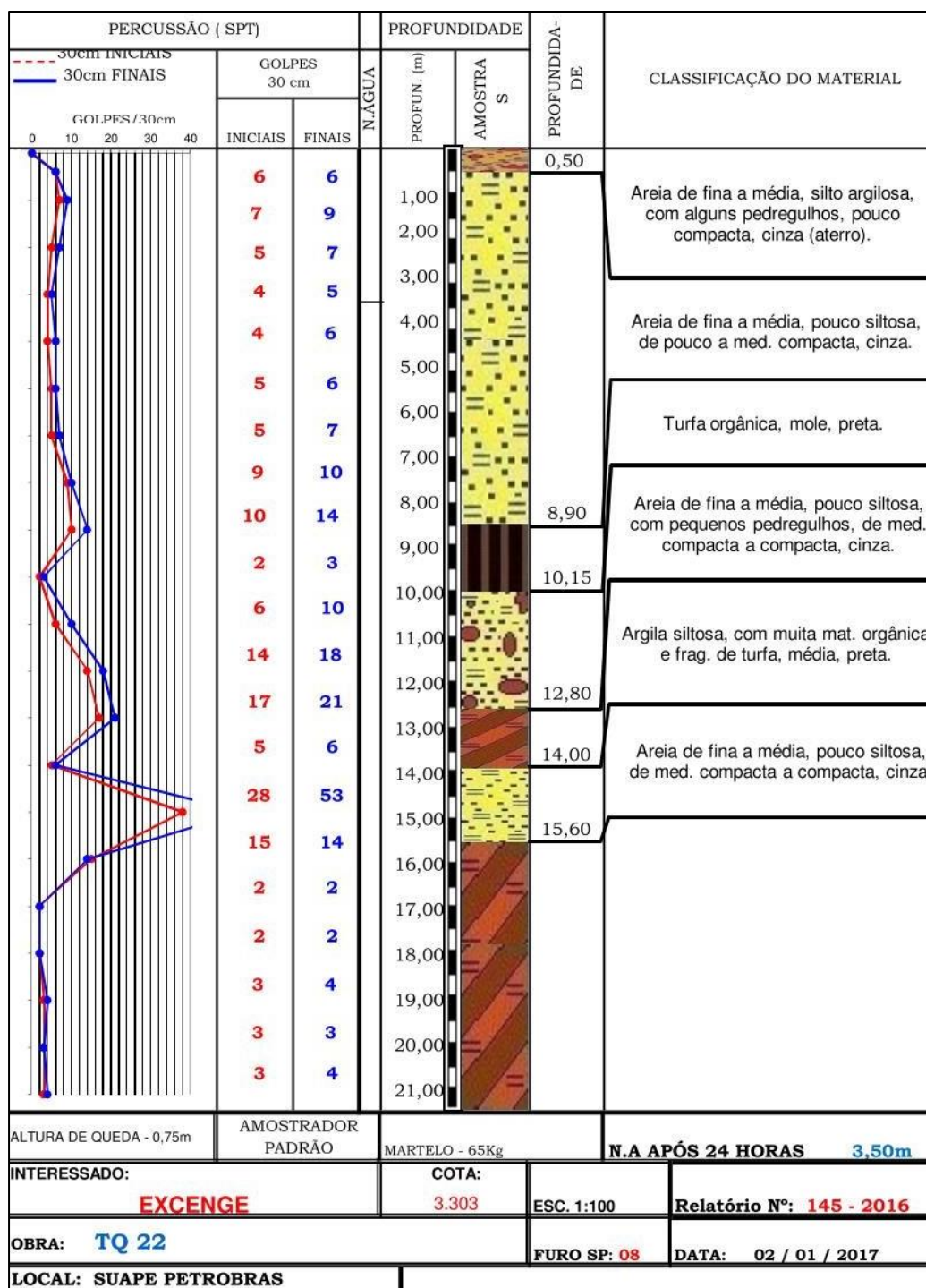


Figura ANE.IV 15 – Sondagem SP-08 de 0 [m] a 21 [m]
 Projeto de Fundação Superficial
 (modificado de BEAPE-B-0002, Excenge, 2017).

PERCUSSÃO (SPT)			PROFUNDIDADE		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL		
30cm INICIAIS 30cm FINAIS GOLPES / 30cm 010203040	GOLPES 30 cm		N.ÁGUA	PROFUN. (m)		AMOSTRAS	PROFUNDIDADE
	INICIAIS	FINAIS					
	3	4	22,00		Argila siltosa, com muita mat. orgânica e frag. de turfa, de muito mole a mole, preta.		
	3	4	23,00	23,00			
	10	12	23,90	23,90			
	2	2	24,00		Areia de fina a média, pouco siltosa, med. compacta, cinza.		
	3	3	25,00				
	3	4	26,00		Argila siltosa, com muita mat. orgânica, frag. de turfa e madeira apodrecida, de muito mole a mole, preta.		
	3	4	27,00				
	3	4	28,00				
	3	4	29,00		Areia de fina a média, pouco siltosa, com pequenos pedregulhos, de compacta a muito compacta, cinza.		
	4	4	30,00				
	4	4	31,00				
	3	4	32,00		Limite da sondagem OBS: 1) Aos 40,80m o terreno apresentou-se impenetravel a percussão.		
	4	4	33,00				
	10	20	33,15	33,15			
	33	39	34,00				
	38	50	35,00				
	44	58	36,00				
	49	64	37,00				
	26	33	38,00				
	45	70	39,00				
53	75	40,00	40,80				
		41,00					
		42,00					
		43,00					
ALTURA DE QUEDA - 0,75m	AMOSTRADOR PADRÃO		MARTELO - 65Kg		N.A APÓS 24 HORAS 3,50m		
INTERESSADO: EXCENGE			COTA: 3.303		ESC. 1:100	Relatório N°: 145 - 2016	
OBRA: TQ 22			FURO SP: 08		DATA: 02 / 01 / 2017		
LOCAL: SUAPE PETROBRAS							

Figura ANE.IV 16 – Sondagem SP-08 de 21 [m] a 43 [m]
 Projeto de Fundação Superficial
 (modificado de BEAPE-B-0002, Excenge, 2017).

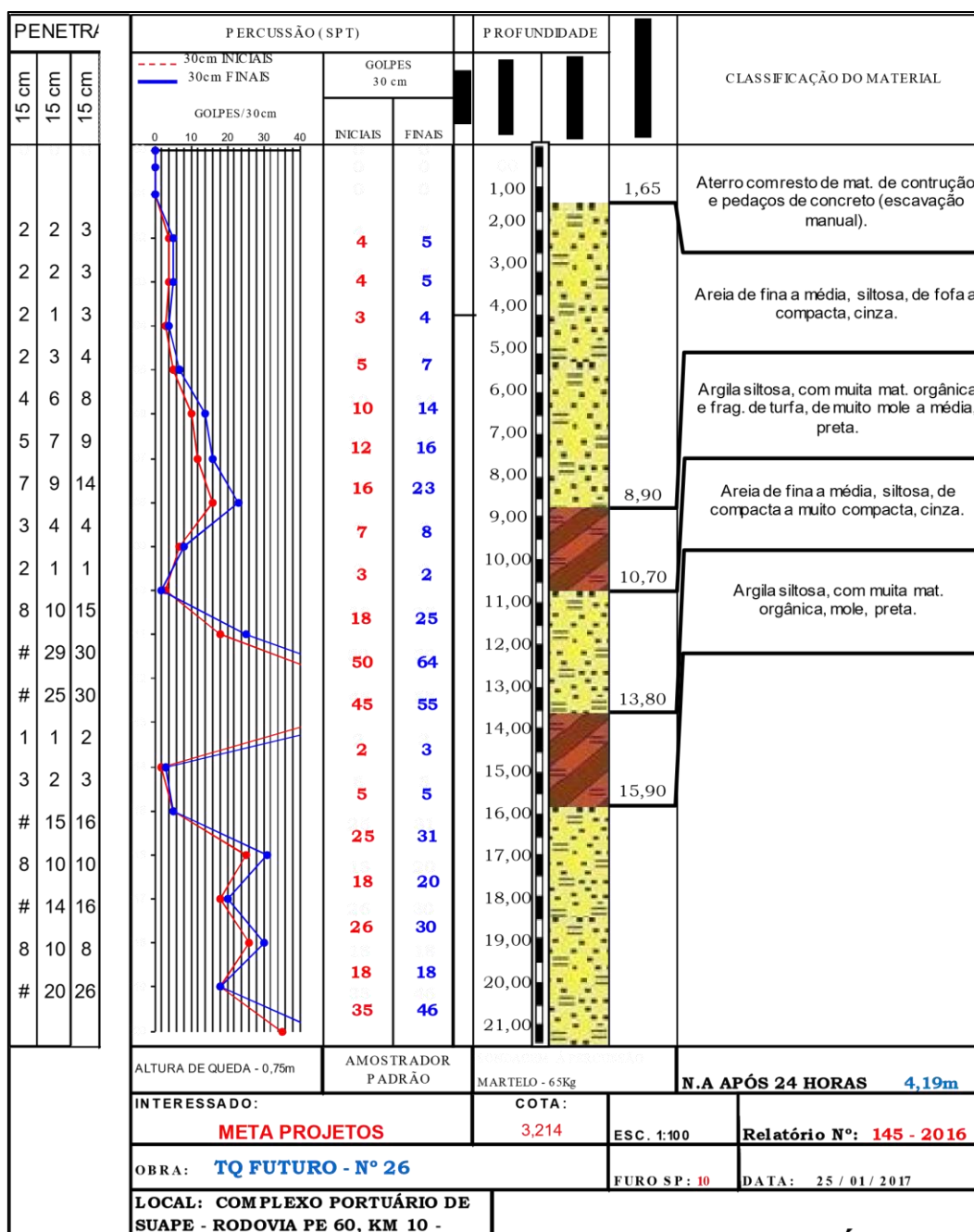


Figura ANE.IV 17 – Sondagem SP-10 de 0 [m] a 21 [m]
 Projeto de Fundação Superficial
 (modificado de BEAPE-F-0011, Meta Projetos, 2017).

PENETRAÇÃO			PERCUSSÃO (SPT)		PROFUNDIDADE		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
15 cm	15 cm	15 cm	GOLPES 30 cm				
			GOLPES/30cm				
			0 10 20 30 40	INICIAIS	FINAIS		
# 33	40			56	73	22,00	Areia de fina a média, siltsosa, de compacta a muito compacta, cinza.
1 1 1				2	2	22,00	
1 1 2				2	3	23,00	
1 1 2				2	3	24,00	Argila siltsosa, com muita mat. orgânica frag. de madeira apodrecida e cascas de marisco, mole, preta.
1 2 2				3	2	25,00	
1 2 2				3	4	26,00	
2 2 3				4	5	27,00	Areia de fina a média, siltsosa, de med compacta a muito compacta, cinza.
2 2 2				4	4	28,00	
2 2 2				4	4	29,00	
1 2 2				3	4	30,00	Argila siltsosa, com muita mat. orgânica, mole, preta.
2 2 2				4	4	31,00	
1 2 2				3	4	32,00	
2 2 2				4	4	33,00	
1 2 2				3	4	34,00	
5 8 8				13	16	35,00	
# 20	24			30	44	36,00	
# 24	27			36	51	37,00	
# 26	33			42	59	38,00	
# 10	13			20	23	38,90	
2 2 3				4	5	39,00	
# 15	23			25	38	39,70	
# 30	36			50	66	40,00	
						41,00	
						42,00	
						43,00	
ALTURA DE QUEDA - 0,75m			AMOSTRADOR PADRÃO		MARTELO - 65Kg		N.A APÓS 24 HORAS 4,19m
INTERESSADO:			COTA:		ESC. 1:100		Relatório N°: 145 - 2016
META PROJETOS			3,214				
OBRA: TQ FUTURO - N° 26			FURO SP: 10		DATA: 25 / 01 / 2017		
LOCAL: COMPLEXO PORTUÁRIO DE SUAPE - RODOVIA PE 60, KM 10 -							

Figura ANE.IV 18 – Sondagem SP-10 de 21 [m] a 43 [m]
 Projeto de Fundação Superficial
 (modificado de BEAPE-F-0011, Meta Projetos, 2017).

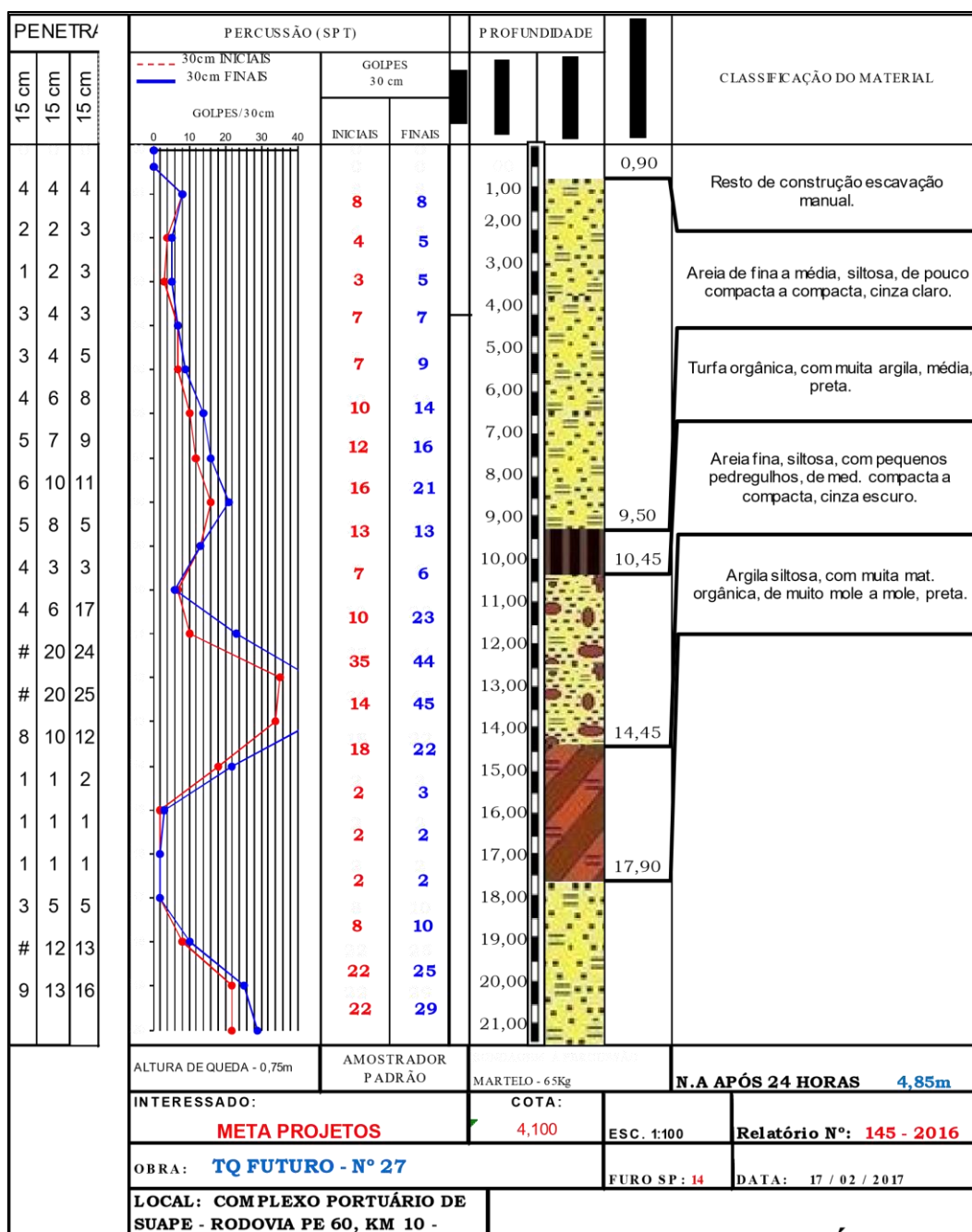


Figura ANE.IV 19 – Sondagem SP-14 de 0 [m] a 21 [m]
 Projeto de Fundação Superficial
 (modificado de BEAPE-F-0011, Meta Projetos, 2017).

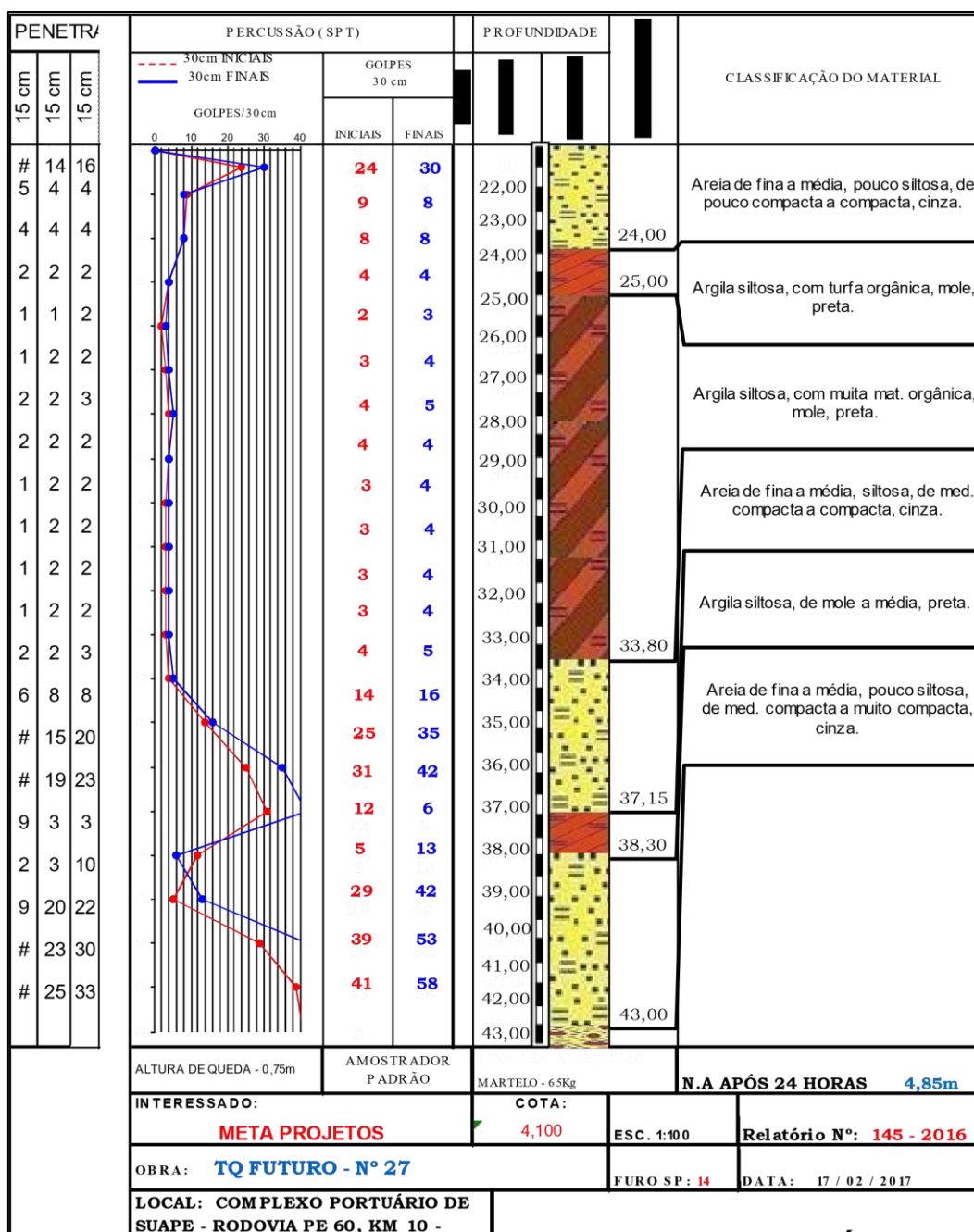


Figura ANE.IV 20 – Sondagem SP-14 de 21 [m] a 43 [m]
 Projeto de Fundação Superficial
 (modificado de BEAPE-F-0011, Meta Projetos, 2017).

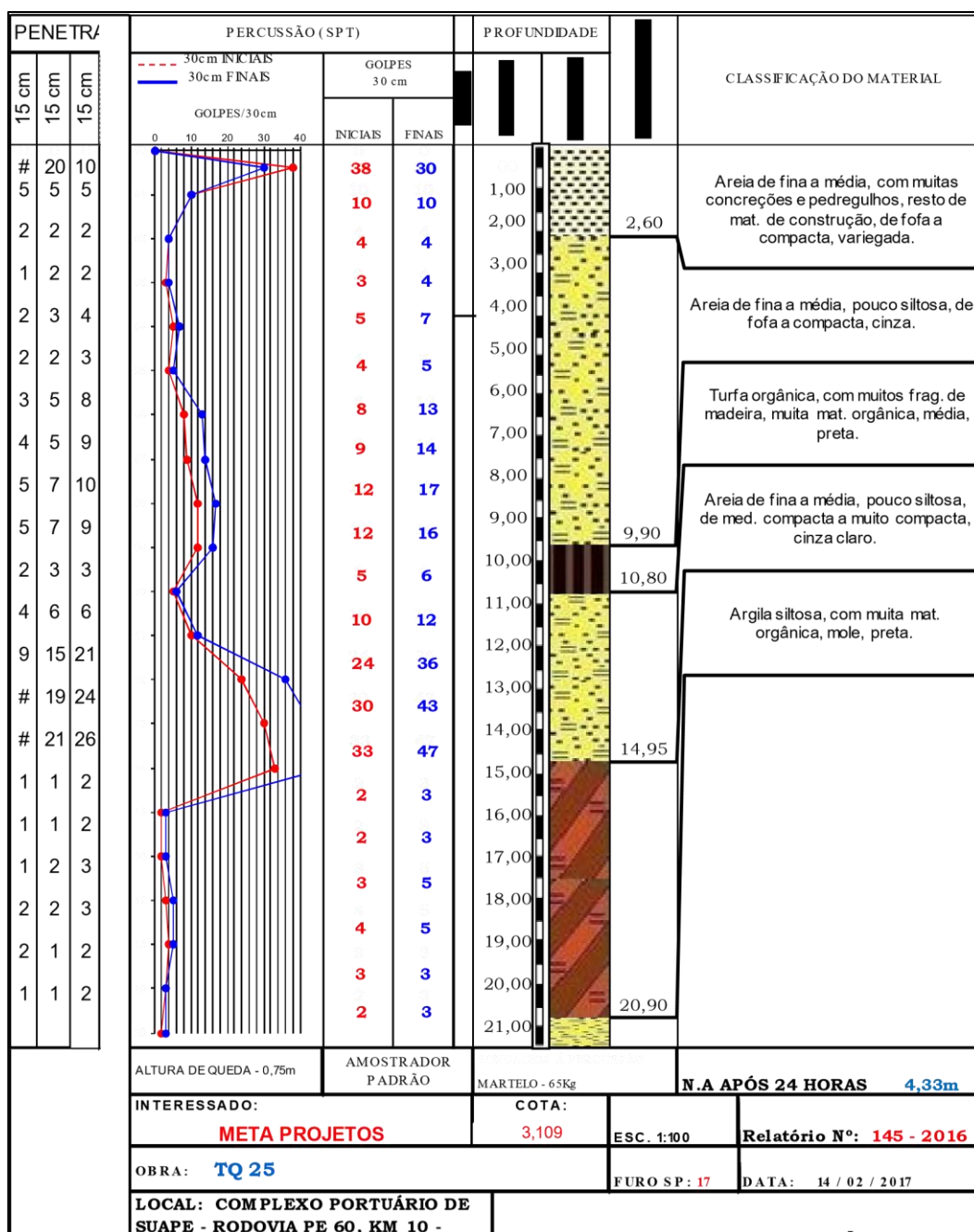


Figura ANE.IV 21 – Sondagem SP-17 de 0 [m] a 21 [m]
 Projeto de Fundação Superficial
 (modificado de BEAPE-F-0011, Meta Projetos, 2017).

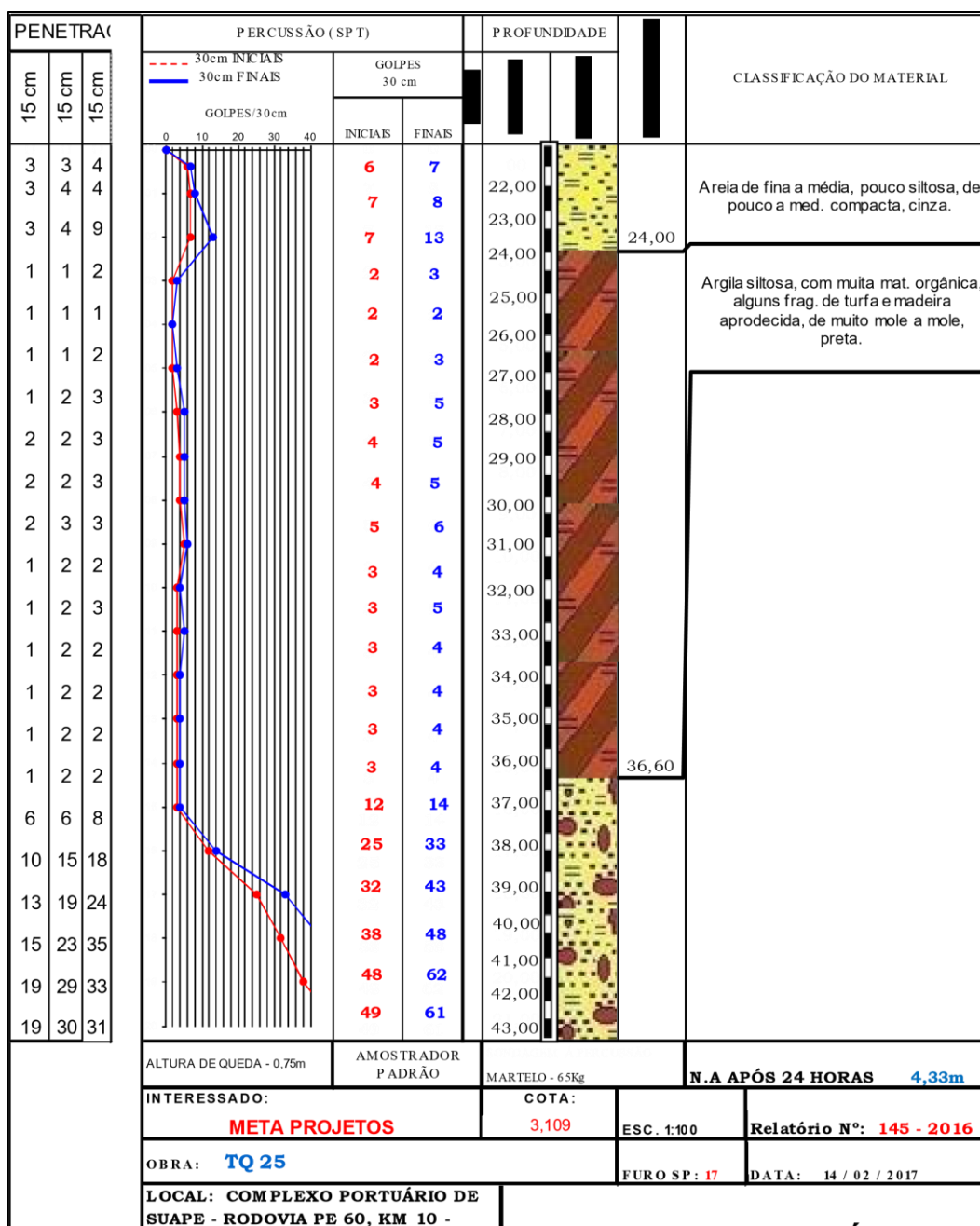


Figura ANE.IV 22 – Sondagem SP-17 de 21 [m] a 43 [m]
 Projeto de Fundação Superficial
 (modificado de BEAPE-F-0011, Meta Projetos, 2017).

PENETRAÇÃO			PERCUSSÃO (SPT)		PROFUNDIDADE		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
15 cm	15 cm	15 cm	GOLPES 30 cm				
			GOLPES/30cm				
			0 10 20 30 40	INICIAIS	FINAIS		
1	2	2		3	4	0,00	Areia de fina a média, siltosa, de fofa a compacta, variegada.
1	1	2		2	3	1,00	
1	2	2		3	4	2,00	Turfa, com muita mat. orgânica e frag. de madeira, de mole a média, preta.
1	2	2		3	4	3,00	
2	3	3		5	6	4,00	Areia de fina a média, siltosa, de compacta a muito compacta, cinza claro.
3	3	4		6	7	5,00	
5	8	9		13	17	6,00	Argila siltosa, com muita mat. orgânica, de muito mole a mole, preta.
5	8	10		13	18	7,00	
5	10	10		15	20	8,00	
3	4	4		7	8	9,00	
3	2	3		5	5	10,00	
#	10	13		20	23	11,00	
#	19	24		29	33	12,00	
#	23	28		37	51	13,00	
6	6	6		12	12	14,00	
1	1	1		2	2	15,00	
1	1	2		2	3	16,00	
1	1	2		2	3	17,00	
1	1	2		2	3	18,00	
1	2	2		3	4	19,00	
5	9	10		14	19	20,00	
						21,00	
ALTURA DE QUEDA - 0,75m			AMOSTRADOR PADRÃO		MARTELO - 65Kg		N.A APÓS 24 HORAS 4,49m
INTERESSADO: META			COTA: 3,202		ESC. 1:100		
OBRA: TQ 25			FURO SP: 18		DATA: 03 / 02 / 2017		Relatório N°: 145 - 2016
LOCAL: SUAPE PETROBRAS							

Figura ANE.IV 23 – Sondagem SP-18 de 0 [m] a 21 [m]
 Projeto de Fundação Superficial
 (modificado de BEAPE-F-0011, Meta Projetos, 2017).

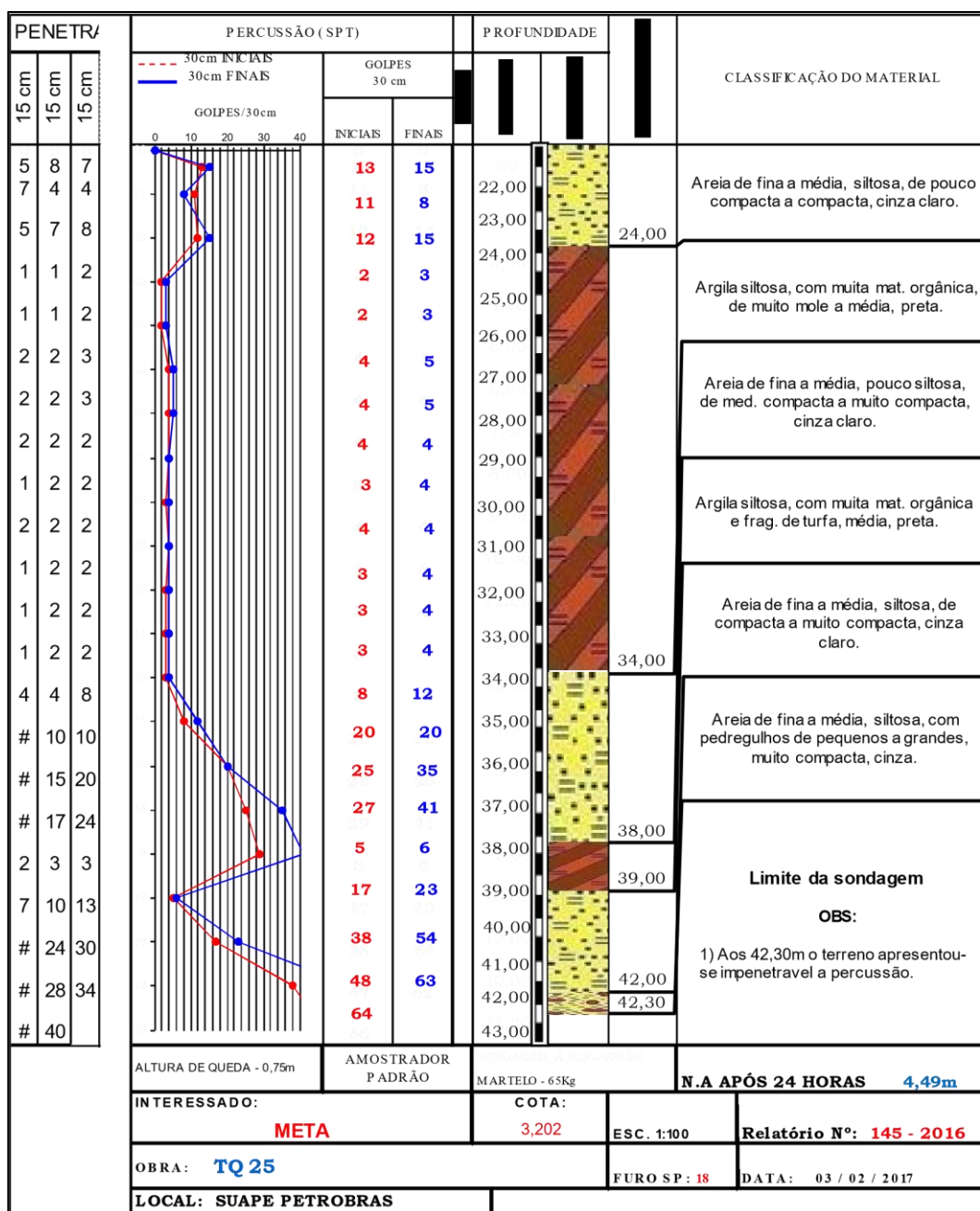


Figura ANE.IV 24 – Sondagem SP-18 de 21 [m] a 43 [m]
 Projeto de Fundação Superficial
 (modificado de BEAPE-F-0011, Meta Projetos, 2017).

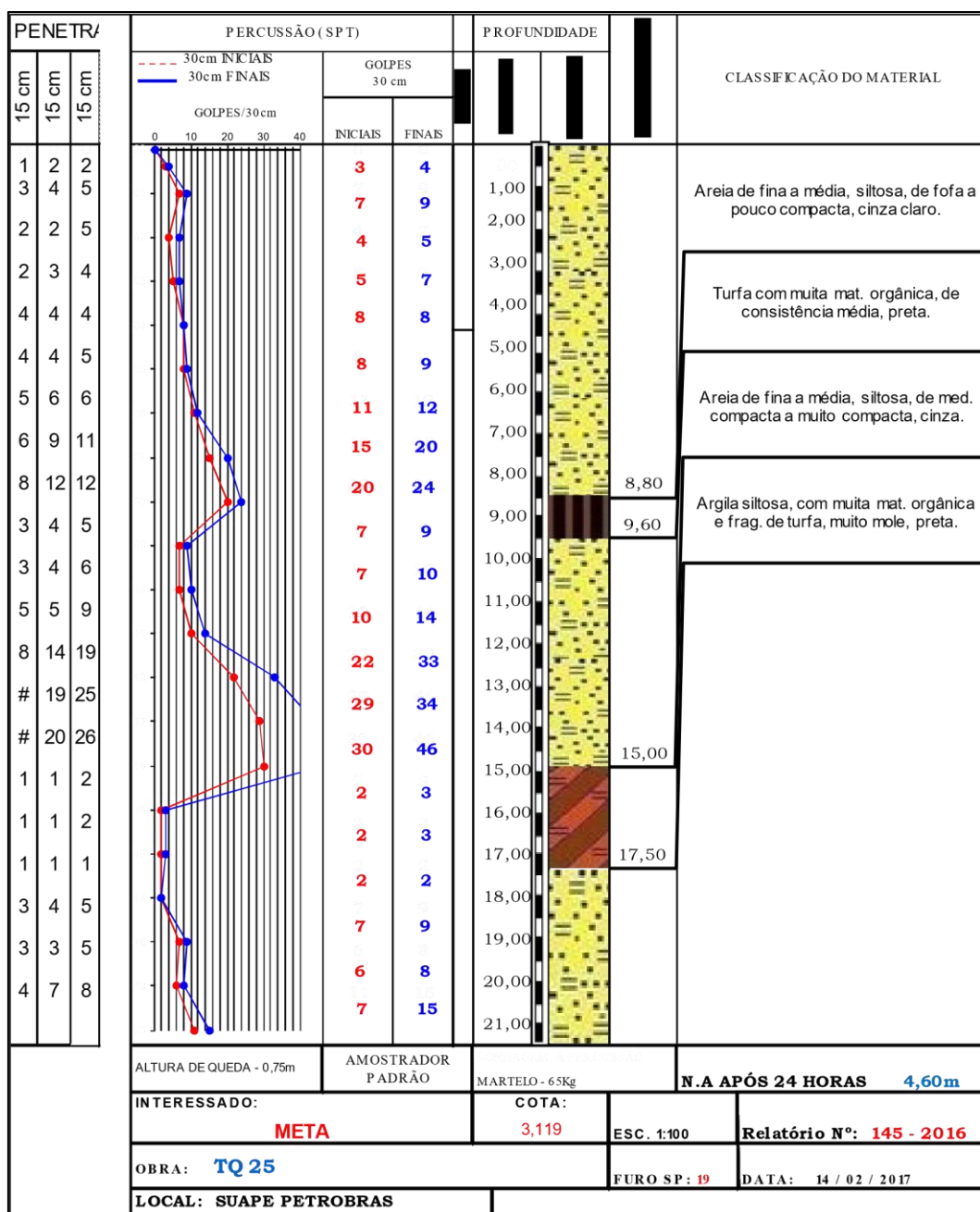


Figura ANE.IV 25 – Sondagem SP-19 de 0 [m] a 21 [m]
 Projeto de Fundação Superficial
 (modificado de BEAPE-F-0011, Meta Projetos, 2017).

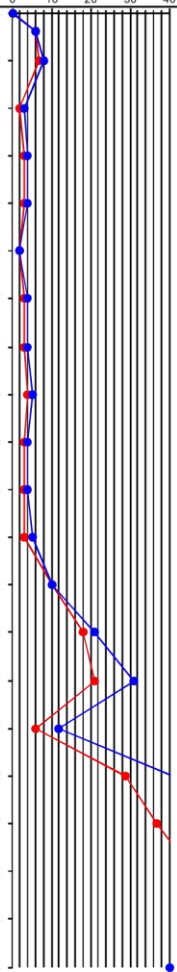
PENETRA			PERCUSSÃO (SPT)		PROFUNDIDADE		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	
15 cm	15 cm	15 cm	GOLPES 30 cm					
			GOLPES/30cm					
			0 10 20 30 40	INICIAIS	FINAIS			
3	3	3		6	6	22,00	22,70	Areia de fina a média, siltosa, de pouco a med. compacta, cinza.
3	4	4		7	8	23,00		
1	1	2		2	3	24,00	Argila siltosa, com muita mat. orgânica, frag. de turfa, de muito mole a mole, preta.	
1	2	2		3	4	25,00		
1	2	2		3	4	26,00		
1	1	1		2	2	27,00		
1	2	2		3	4	28,00	Areia de fina a média, siltosa, com alguns pequenos pedregulhos, de med. compacta a muito compacta, cinza.	
1	2	2		3	4	29,00		
2	2	3		4	5	30,00	Limite da sondagem OBS: 1) Aos 42,30m o terreno apresentou-se impenetrável a percussão.	
1	2	2		3	4	31,00		
1	2	2		3	4	32,00		
1	2	3		3	4	33,00		
5	5	5		10	10	33,90		
8	10	11		18	21	34,00		
8	13	18		21	31	35,00		
2	4	8		6	12	36,00		
#	19	22		29	31	37,00		
#	24	30		37	54	38,00		
#	27	34		36	61	39,00		
#	32	38		52	70	40,00		
#	40			68		41,00		
					42,00	42,30		
					43,00			
ALTURA DE QUEDA - 0,75m			AMOSTRADOR PADRÃO		MARTELO - 65Kg		N.A APÓS 24 HORAS 4,60m	
INTERESSADO:			META		COTA:		ESC. 1:100	Relatório N°: 145 - 2016
OBRA: TQ 25					FURO SP: 19		DATA: 14 / 02 / 2017	
LOCAL: SUAPE PETROBRAS								

Figura ANE.IV 26 – Sondagem SP-19 de 21 [m] a 43 [m]
 Projeto de Fundação Superficial
 (modificado de BEAPE-F-0011, Meta Projetos, 2017).

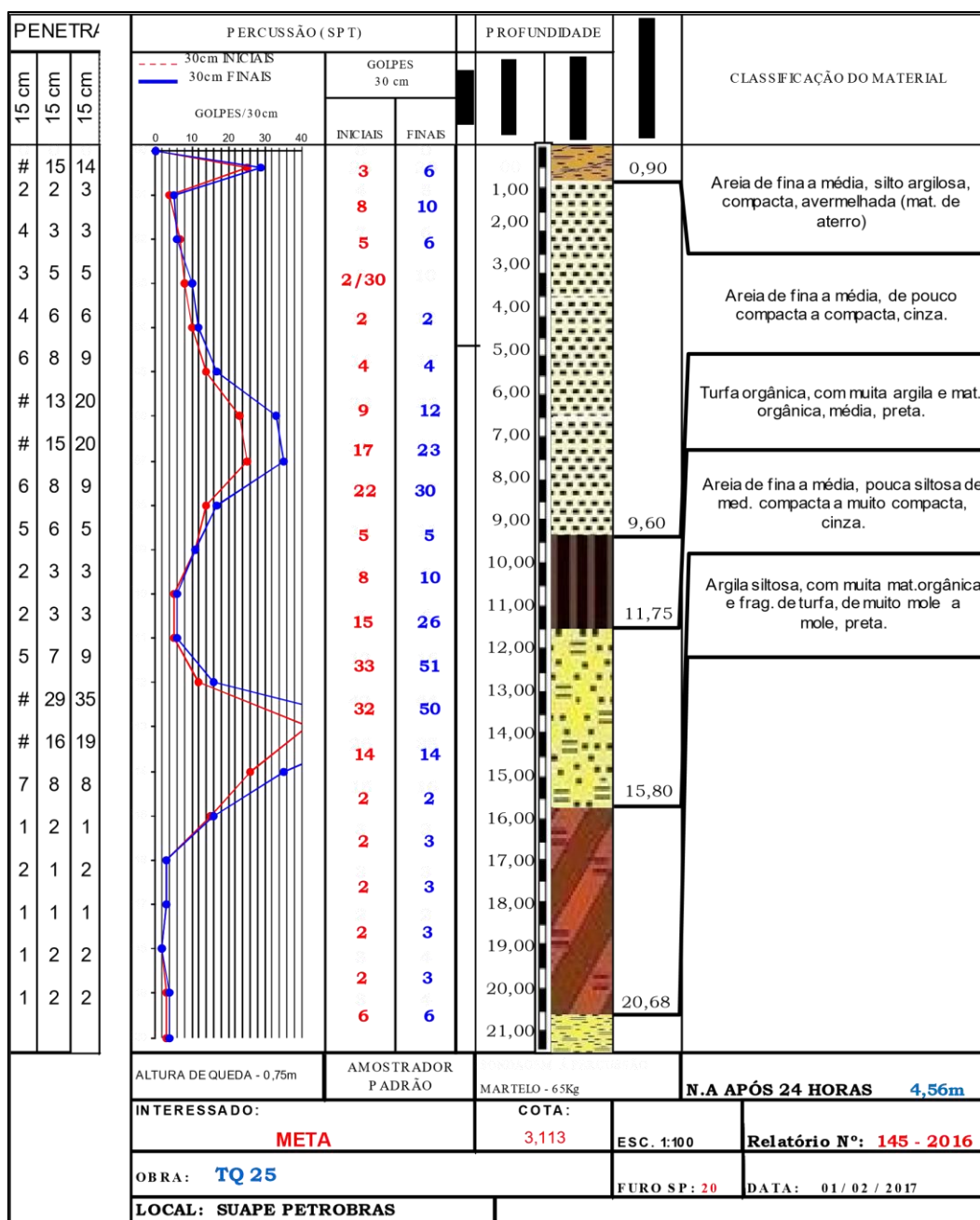


Figura ANE.IV 27 – Sondagem SP-20 de 0 [m] a 21 [m]
 Projeto de Fundação Superficial
 (modificado de BEAPE-F-0011, Meta Projetos, 2017).

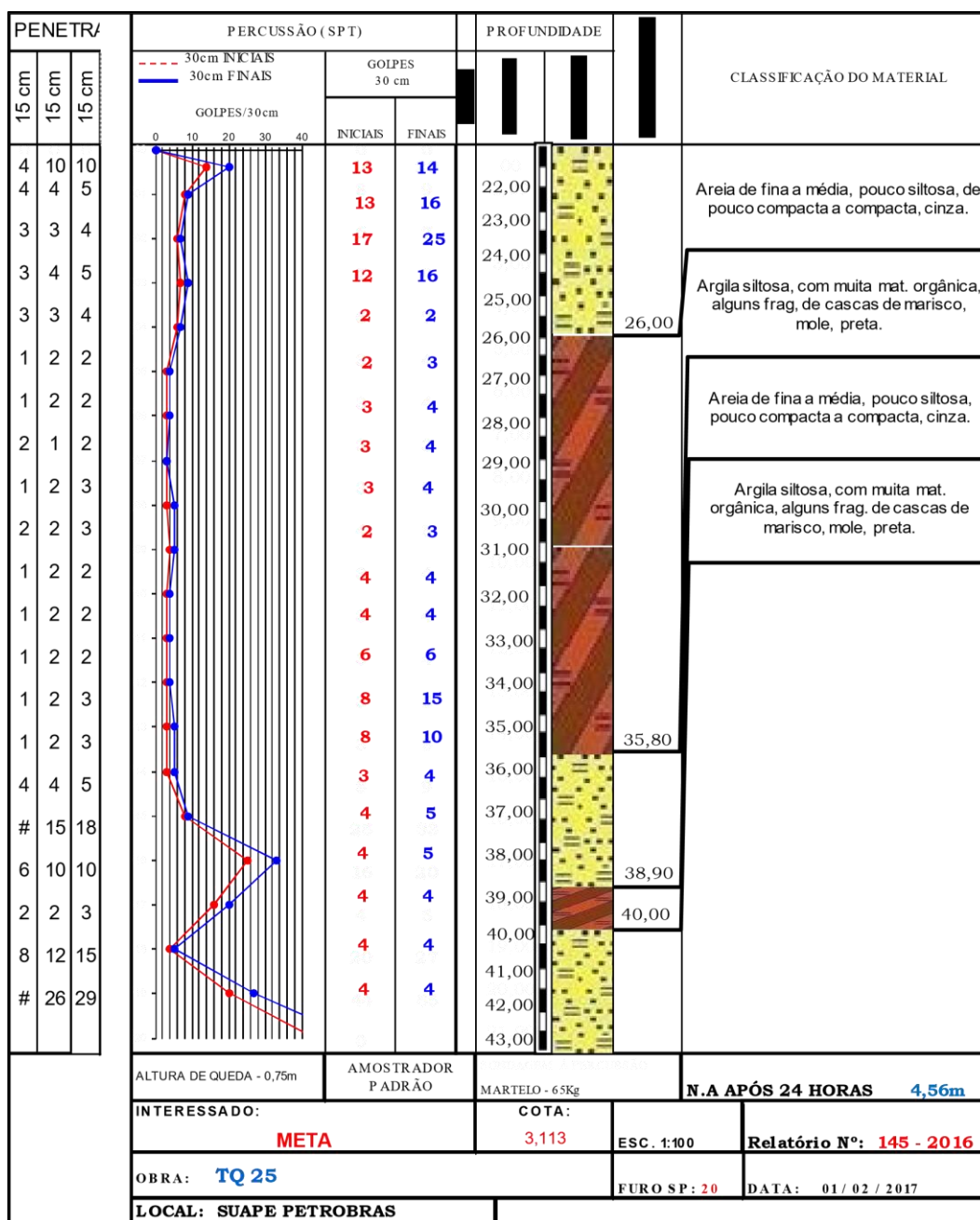


Figura ANE.IV 28 – Sondagem SP-20 de 21 [m] a 43 [m]
 Projeto de Fundação Superficial
 (modificado de BEAPE-F-0011, Meta Projetos, 2017).

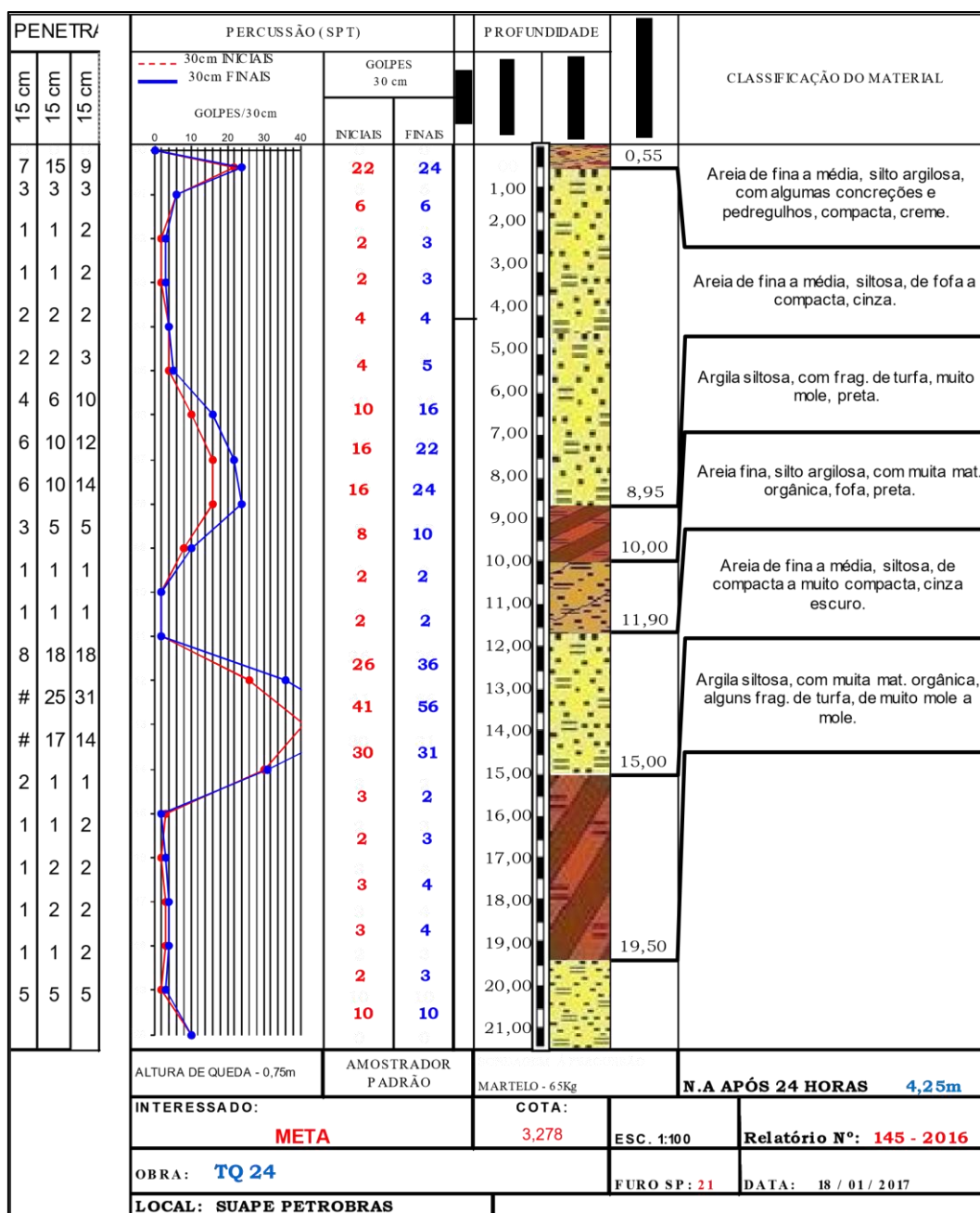


Figura ANE.IV 29 – Sondagem SP-21 de 0 [m] a 21 [m]
 Projeto de Fundação Superficial
 (modificado de BEAPE-F-0011, Meta Projetos, 2017).

PENETRA			PERCUSSÃO (SPT)		PROFUNDIDADE		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
15 cm	15 cm	15 cm	GOLPES 30 cm				
			30cm INICIAIS	30cm FINAIS			
GOLPES/30cm							
0	10	20	30	40	INICIAIS	FINAIS	
8	10	15			18	25	22,00
7	5	4			12	9	23,00
3	3	4			6	7	24,00
3	5	3			8	8	24,90
1	1	2			2	3	25,00
1	2	2			3	4	26,00
2	2	2			4	4	27,00
2	2	2			4	4	28,00
2	2	2			4	4	29,00
1	2	2			3	4	29,70
4	6	6			10	12	30,00
#	19	23			29	42	31,00
#	19	26			31	45	32,00
8	10	10			18	20	33,00
1	1	2			2	3	34,00
1	1	2			2	3	35,00
2	2	2			4	4	36,00
2	2	2			4	4	37,00
5	8	8			13	16	38,00
7	10	10			17	20	39,00
#	25	26			40	51	40,00
#	29	31			48	60	41,00
#	39				64		42,00
							43,00
ALTURA DE QUEDA - 0,75m			AMOSTRADOR PADRÃO		MARTELO - 65Kg		N.A APÓS 24 HORAS 4,25m
INTERESSADO:			COTA:		ESC. 1:100		
META			3,278		Relatório N°: 145 - 2016		
OBRA: TQ 24			FURO SP: 21		DATA: 18 / 01 / 2017		
LOCAL: SUAPE PETROBRAS							

Figura ANE.IV 30 – Sondagem SP-21 de 21 [m] a 43 [m]
 Projeto de Fundação Superficial
 (modificado de BEAPE-F-0011, Meta Projetos, 2017).

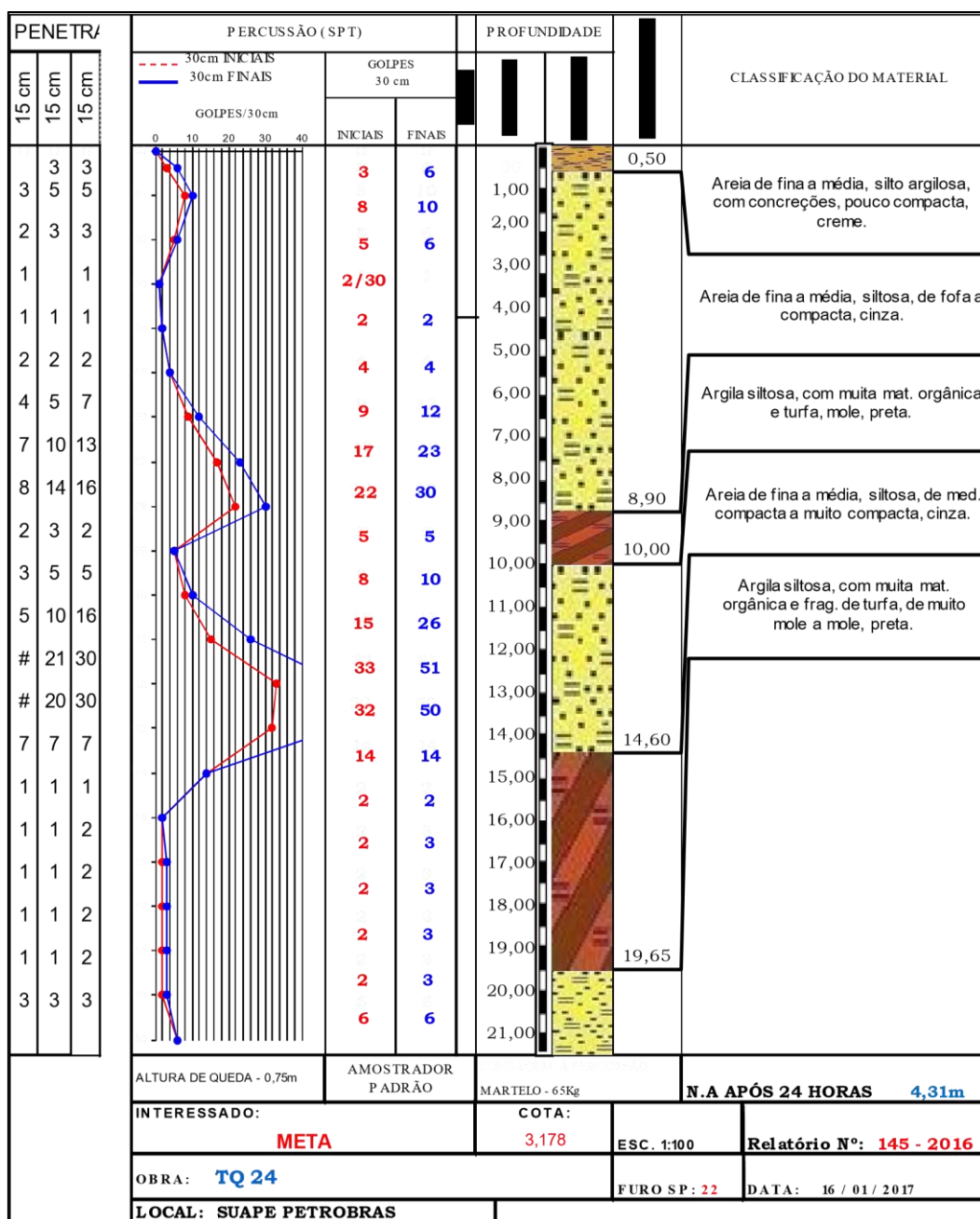


Figura ANE.IV 31 – Sondagem SP-22 de 0 [m] a 21 [m]
 Projeto de Fundação Superficial
 (modificado de BEAPE-F-0011, Meta Projetos, 2017).

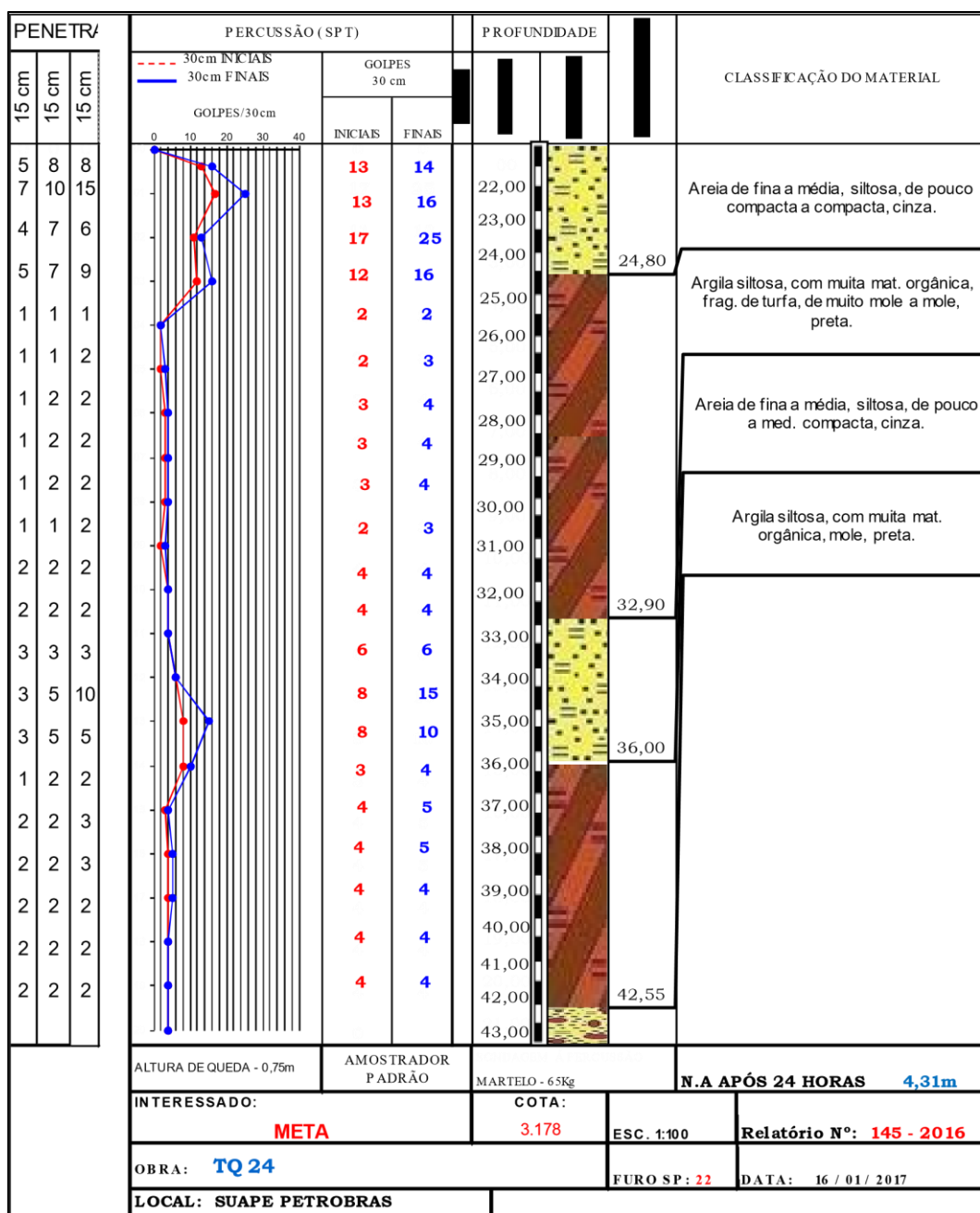


Figura ANE.IV 32 – Sondagem SP-22 de 21 [m] a 43 [m]
 Projeto de Fundação Superficial
 (modificado de BEAPE-F-0011, Meta Projetos, 2017).

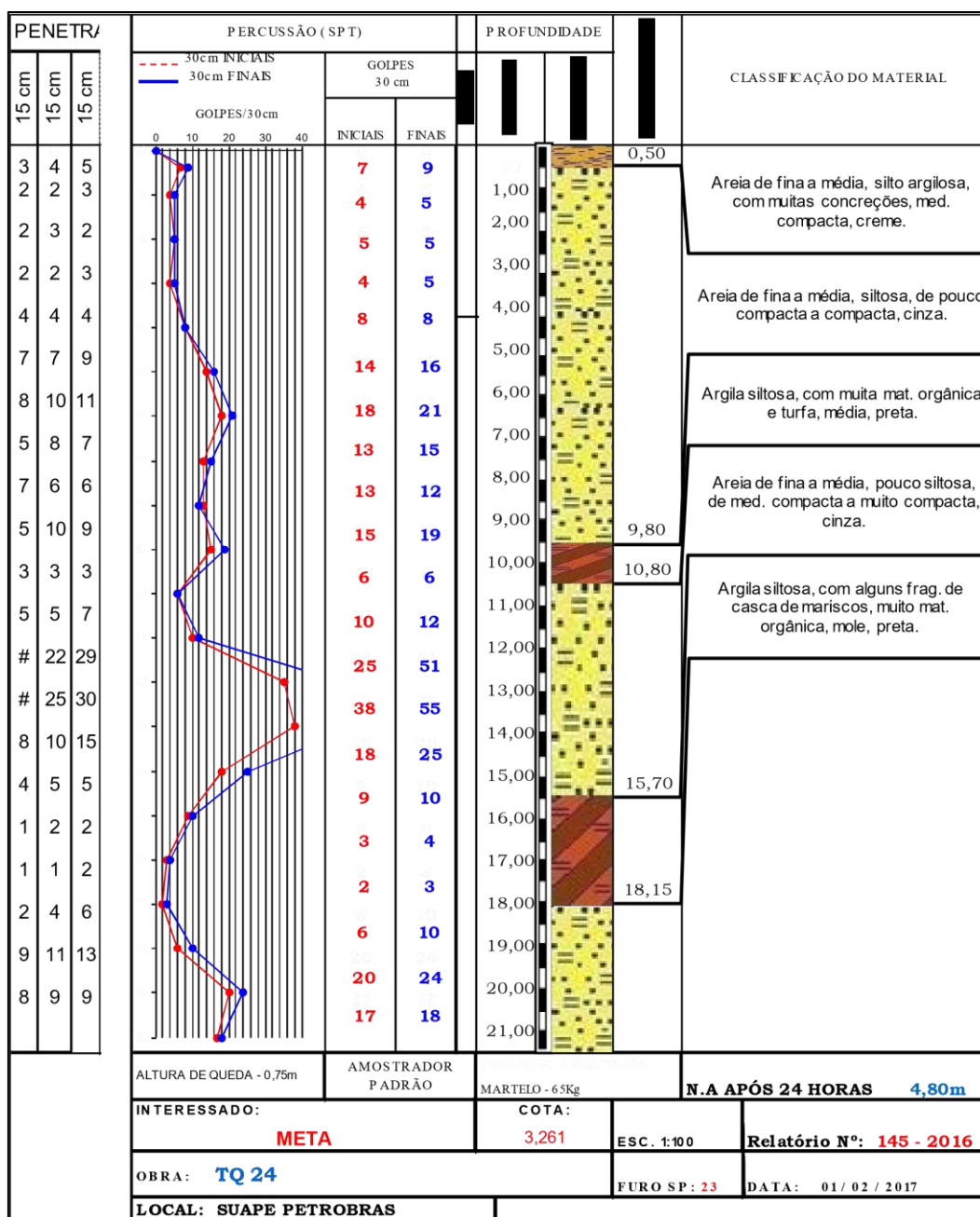


Figura ANE.IV 33 – Sondagem SP-23 de 0 [m] a 21 [m]
 Projeto de Fundação Superficial
 (modificado de BEAPE-F-0011, Meta Projetos, 2017).

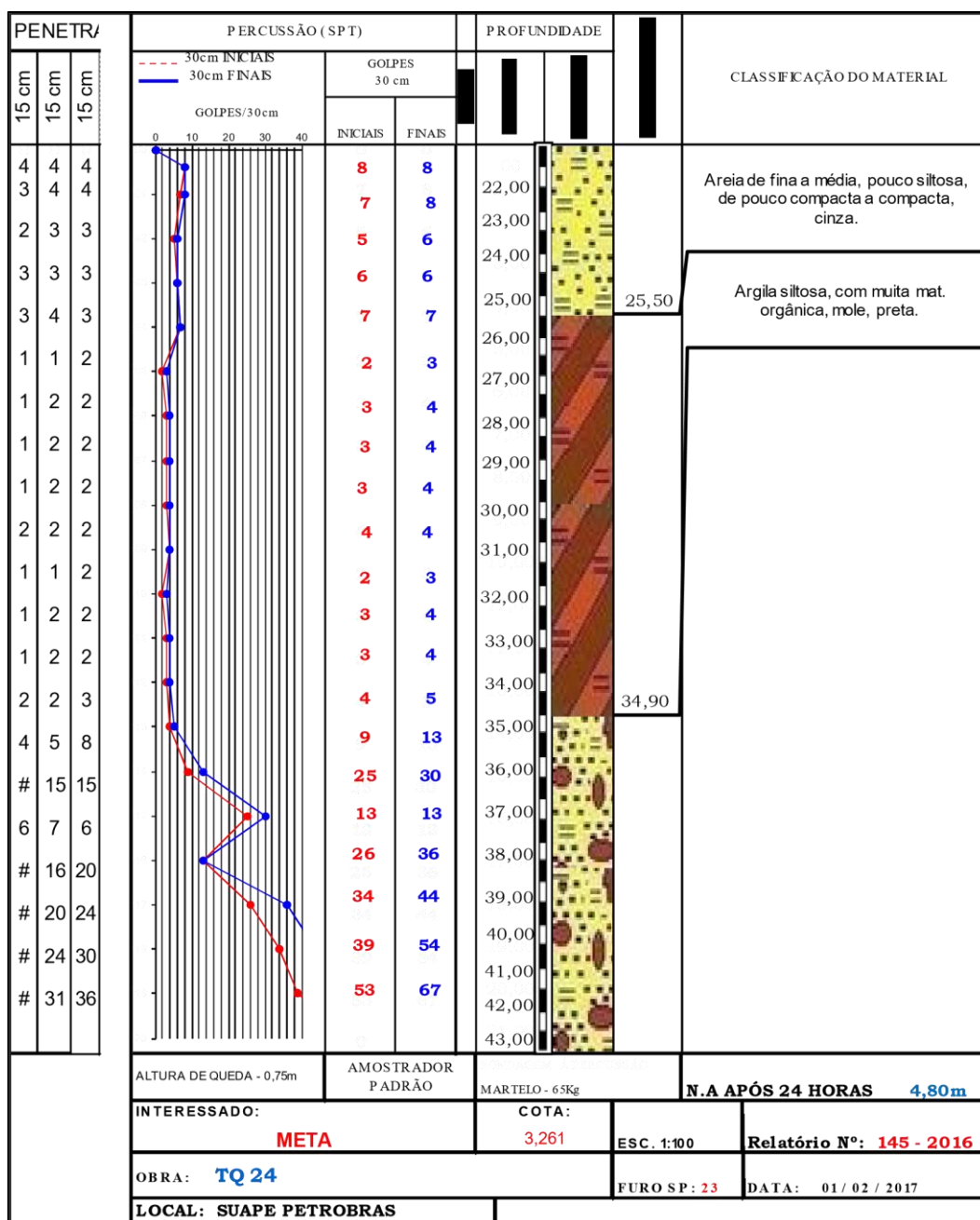


Figura ANE.IV 34 – Sondagem SP-23 de 21 [m] a 43 [m]
 Projeto de Fundação Superficial
 (modificado de BEAPE-F-0011, Meta Projetos, 2017).

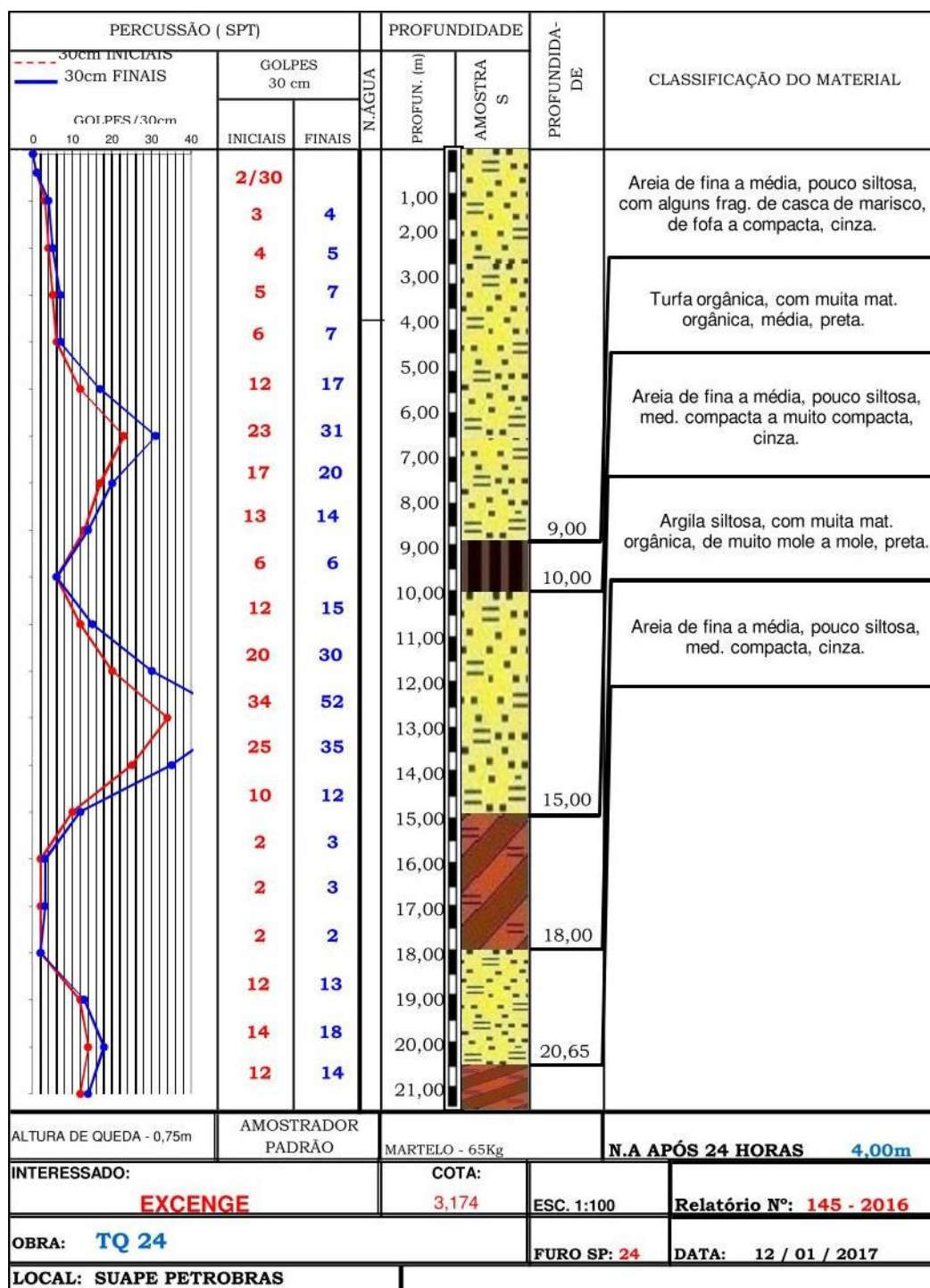


Figura ANE.IV 35 – Sondagem SP-24 de 0 [m] a 21 [m]
 Projeto de Fundação Superficial
 (modificado de BEAPE-B-0002, Excenge, 2017).

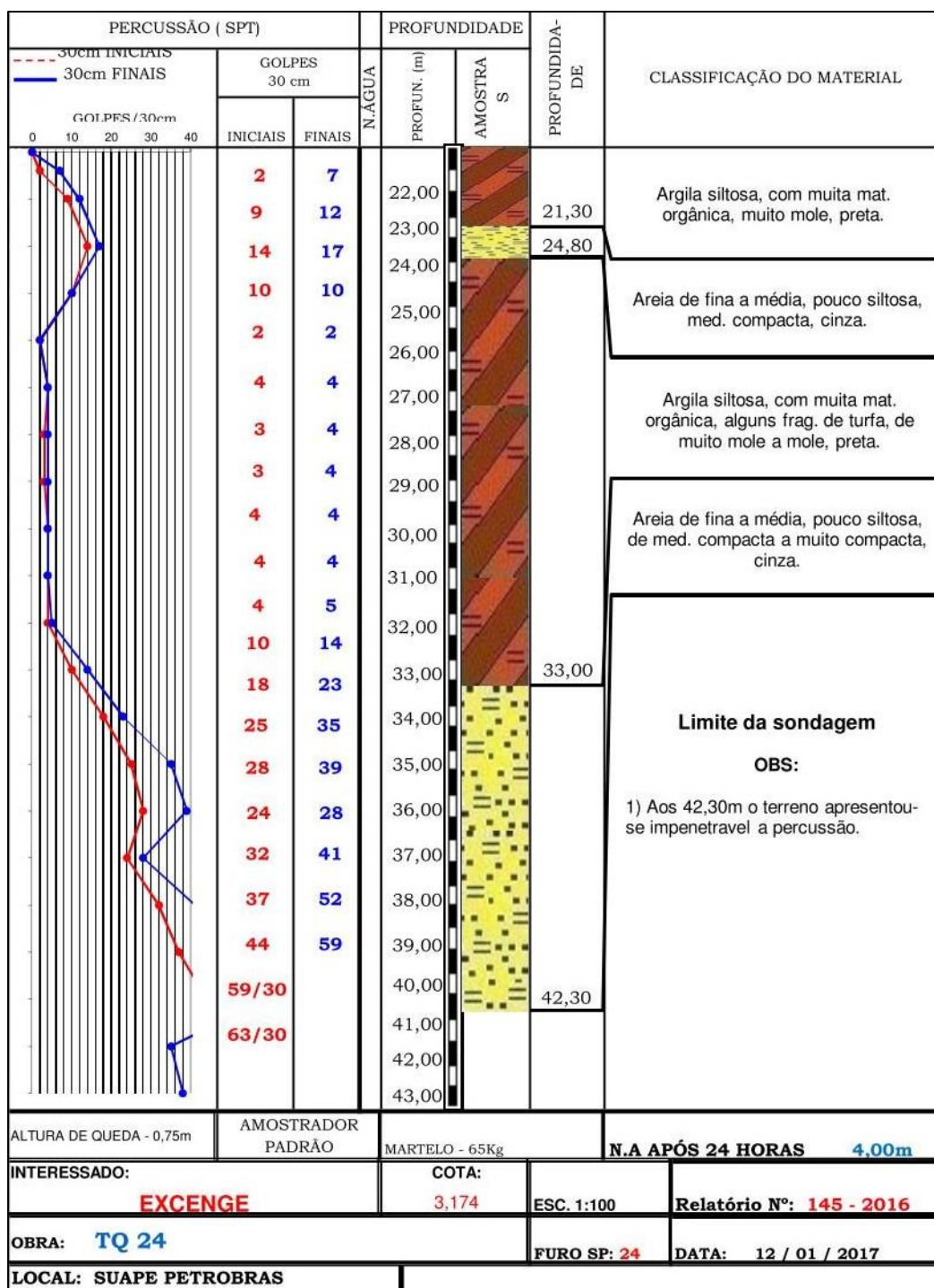


Figura ANE.IV 36 – Sondagem SP-24 de 21 [m] a 43 [m]
 Projeto de Fundação Superficial
 (modificado de BEAPE-B-0002, Excenge, 2017).