ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA EM PERFIS COM PRESENÇA DE ARGILA MOLE

Lucas Marques Pires da Silva

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientadores: Francisco de Rezende Lopes

Fernando Artur Brasil Danziger

Rio de Janeiro

Setembro de 2024

SOBRE ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA EM TERRENOS COM PRESENÇA DE ARGILA MOLE

Lucas Marques Pires da Silva

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Orientador: Francisco de Rezende Lopes
Fernando Artur Brasil Danziger

Aprovada por: Dr. Gustavo Vaz de Mello Guimarães.
Dr. Raquel Jahara Lobosco.
Dr. Carlos Medeiros da Silva.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL
SETEMBRO DE 2024

Silva, Lucas Marques Pires da

Sobre Estacas Hélice Contínua em Terrenos com Presença de Argila Mole/Lucas Marques Pires da Silva. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2024.

XVII, 109 p.: il.; 29,7 cm.

Orientadores: Francisco de Rezende Lopes e Fernando Artur Brasil Danziger

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2024.

Referências Bibliográficas: p. 103.

1. Estaca Hélice Continua. 2. Expansão de Cavidade. 3.Sobreconsumo. I. Lopes, Francisco de Rezende. II. Danziger, Fernando Artur Brasil. III. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. IV. Título.

DEDICATÓRIA

Aos meus Pais, Manoel Daniel e Silvana Marques e a minha Avó, Terezinha Marques

sempre e para sempre, nesse plano e no próximo.

“Hey, Dad.

Hey, Murphy.

...

I never made one of these when you were still responding, because I was so mad at you for leaving.

And then when you went quiet. It seemed like I should live with that decision. And I have.

But today's my birthday.

And it's a special one, because you told me that when you came back, we might be the same age.

And today, I'm the age you were when you left.

So, it would be a real good time for you to come back.”

Diálogo entre J. Cooper e Murphy Cooper no filme Interestelar

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, pois tudo devemos a Ele. Ao meu pai e minha mãe por todo suporte, amor e educação durante esse tempo.

Agradeço aos meus orientadores Francisco Lopes e Fernando Danziger que me ensinaram e tiveram uma paciência enorme comigo nessa época tão complicada na minha vida.

Agradeço também ao Gustavo Guimarães, que não é meu orientador oficialmente, mas com quem muito aprendi e que na vida é um dos meus melhores amigos.

Agradeço a professora Raquel Lobosco que me ajudou com muita paciência e carinho nos tópicos de mecânica dos fluidos desse trabalho.

Presto uma homenagem a todos meus entes queridos que faleceram durante esse período de mestrado devido à COVID-19 e/ou outras complicações. Tantos se foram que não nominarei todos, mas em especial à minha avó que descansou depois de 82 anos de batalhas.

Agradeço aos meus companheiros de mestrado, a Camila e Felipe pelas discursões sobre areia fofa e compacta.

A todo apoio psicológico que recebi recentemente.

A todos que me deram apoio, incluindo tios, primos e amigos de longa data. São tantos que, se tentasse mencionar cada um, poderia acabar esquecendo alguém. Por isso, deixo aqui minha sincera gratidão por tudo o que fizeram por mim, seja com palavras, ações ou até mesmo em pensamentos positivos e bons desejos.

Agradeço aos professores Gustavo Guimarães, Raquel Lobosco e Carlos Medeiros, membros da banca, por aceitarem me avaliar.

Ao corpo docente da COPPE/UFRJ pelos valorosos ensinamentos geotécnicos e humanos.

A Solo Suporte, na pessoa do Luiz Fellipe Lobo pelos boletins cedidos e por me incluir em diversas obras.

Ao Leandro Moura Costa Filho pelos dados valiosos cedidos acerca do estudo de caso 3.

Aos meus companheiros de trabalho por escutar minhas reclamações e dúvidas durante todo o processo.

Agradeço à Benthic do Brasil por todo apoio e compreensão durante a finalização do mestrado.

À CAPES pelo apoio financeiro.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA EM PERFIS COM PRESENÇA DE ARGILA MOLE

Lucas Marques Pires da Silva

Setembro/2024

Orientadores: Francisco de Rezende Lopes
Fernando Artur Brasil Danziger

Programa: Engenharia Civil

Estacas hélice continua são um tipo de fundação que pode ser executado em vários tipos de terreno, mas sua execução em perfis com argilas moles requer uma atenção especial devido a um potencial sobreconsumo de concreto. O tipo mais comum dessa estaca no Brasil é o que dispõe de monitoramento de alguns parâmetros durante sua execução (quando é conhecida como estaca hélice contínua monitorada, EHM), em particular da pressão e do volume do concreto sendo bombeado. Esta pesquisa, a partir de soluções da Teoria da Plasticidade para expansão de cavidade, propõe utilizar os parâmetros da pressão e do volume de concreto para estudar o efeito do sobreconsumo durante a execução de EHM. Por outro lado, para se avaliar a pressão no concreto na base do trado, que efetivamente se transmite ao solo, propõe considerar sua variação desde o topo da haste do trado – onde é medida – até sua base, através de uma análise com as equações de racionais (da Mecânica dos Fluidos). Uma primeira avaliação do sobreconsumo é feita a partir de um banco de dados de obras no Estado do Rio de Janeiro, buscando correlacionar o sobreconsumo com a presença ou não da argila mole, diâmetro do trado, comprimento da estaca e profundidade e espessura da camada mole. Desse banco de dados foram escolhidas duas obras para se estudar mais detalhadamente o sobreconsumo, comparando previsões com a teoria de expansão de cavidade e correção da pressão de bombeamento com medições. Nesses estudos de casos, na falta de ensaios mais específicos, foram utilizadas correlações dos parâmetros necessários com resultados de sondagens à percussão. Uma terceira obra, que não faz parte do banco de dados, é estudada avaliando-se o efeito da pressão do concreto nas poropressões na camada argilosa. Concluindo, o presente trabalho indica uma metodologia racional para previsão do sobreconsumo de concreto, que utiliza os principais parâmetros de resistência e deformabilidade dos solos argilosos moles, tendo os casos estudados suportado a metodologia proposta.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

CONTINUOUS FLIGHT AUGER PILES IN SUBSOILS WITH THE PRESENCE OF SOFT CLAY

Lucas Marques Pires da Silva

September/2024

Advisors: Francisco de Rezende Lopes

Fernando Artur Brasil Danziger

Department: Civil Engineering

Continuous flight auger (CFA) piles are a type of foundation that can be installed in various types of ground, but their installation in subsoils with soft clays requires special attention due to the potential for excessive concrete consumption. The most common type of this pile includes the monitoring certain installation parameters (when it is known as a monitored continuous flight auger pile), particularly the pressure and volume of concrete being pumped. To study the overconsumption of concrete, this work proposes using solutions from Plasticity Theory for cavity expansion. Futhermore, to evaluate the concrete pressure at the bottom of the auger, which is effectively applied to the soil, the study considers its variation from the top of the auger stem - where it is measured - to its base, through an analysis with the Navier-Stokes equations (from Fluid Mechanics). An initial assessment of overconsumption is made from a database of projects in the State of Rio de Janeiro, aiming to correlate overconsumption with the presence of soft clay, auger diameter, pile length, and the depth and thickness of the soft layer. From this database, two cases were selected for a more detailed study of overconsumption, comparing predictions with cavity expansion theory and corrections for pumping pressure with measurements. In these case studies, in the absence of more specific tests, correlations of the necessary parameters with SPT results were used. A third case, which is not part of the database, is studied to evaluate the effect of concrete pressure on pore pressures in the clay layer. In conclusion, this work indicates a rational methodology for predicting concrete overconsumption, with the case studies supporting the proposed methodology.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 17
1.1 Considerações iniciais e histórico 17
1.2 Objetivo 24
1.3 Estrutura da dissertação 24
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA – ESTACA HÉLICE 26
2.1 Execução segundo a NBR 6122/2019 26
2.2 Monitoramento 27
2.2.1 Grandezas medidas 29
2.2.2 Grandezas calculadas 32
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA – O CONCRETO PARA ESTACAS HÉLICE E SEUS PARÂMETROS 34
3.1 Parâmetros típicos do concreto 34
3.2 Estudo sobre a distribuição da pressão de injeção ao longo do trado 36
4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA – PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DE INTERESSE PARA ESTACA HÉLICE 45
4.1 Peso específico 45
4.1.1 Contribuição à estimativa do peso específico em função da tensão confinante e limite de liquidez 45
4.2 Coeficiente de empuxo no repouso 47
4.3 Razão de sobreadensamento 50
4.4 Ângulo de atrito 51
4.5 Resistência não-drenada 52
4.6 Módulo de elasticidade não-drenado 54
4.7 Coeficiente de Poisson 56
4.8 Módulo de cisalhamento 56
5 TEORIA DE EXPANSÃO DE CAVIDADE A SER APLICADA AO PROBLEMA DA CONCRETAGEM DE ESTACAS HÉLICE EM SOLOS MOLES. 58
5.1 Introdução 58
5.2 Física do problema 61
5.3 Acréscimo de tensão na cavidade 63
5.4 Tensão de plastificação 64
5.4.1 Critério de Tresca 65
5.4.2 Critério de Mohr-Coulomb 67
5.4.3 Método do equilíbrio limite 68
5.5 Raio de plastificação 70
5.5.1 Critério de Tresca 70
5.5.2 Critério de Mohr Coulomb 70

5.6 Deslocamento 71
5.6.1 Teoria da Elasticidade 71
5.6.2 Critério de Tresca 72
5.6.3 Critério de Mohr-Coulomb 72
5.7 Excesso de Poropressão 73
5.7.1 Torstensson (1977) 73
5.7.2 Tresca 74
6 BANCO DE DADOS DE EXECUÇÃO DE ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA NO ESTADO DO RIO DE JANEIRO 75
6.1 Sobreconsumo vs presença de argila mole 76
6.2 Sobreconsumo *vs* diâmetro do trado 78
6.3 Sobreconsumo *vs* comprimento da estaca 78
6.4 Sobreconsumo *vs* camada mole 79
6.5 Sobreconsumo *vs* parâmetros da estaca e geotécnicos 80
7 ESTUDOS DE CASOS 83
7.1 Considerações da pressão de injeção no nível da ponta do trado 83
7.2 Estudo de caso 1 – Macaé 85
7.2.1 Dados da obra 85
7.2.2 Previsão *vs* desempenho em termos de sobreconsumo 89
7.3 Estudo de caso 2 – Rio das Ostras 92
7.3.1 Dados da obra 92
7.3.2 Previsão *vs* desempenho em termos de sobreconsumo 95
7.4 Estudo de caso 3 – Obra em Minas Gerais 98
7.4.1 Dados da obra 98
7.4.2 Previsão *vs* desempenho em termos de poropressões 101
8 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS 103
8.1 Conclusões 103
8.2 Sugestões para futuras pesquisas 106
REFERÊNCIAS BIBLIOGRAFIAS 107

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Ilustração da patente original – NeSmith (2015) 19
Figura 1.2 – Histórico do desenvolvimento das estacas hélice contínua..... 20
Figura 1.3 – Participação de mercado para máquinas de estacas em 2023 – adaptado de Grand View Research (2024). 21
Figura 2.1 – Desenho esquemático das fases de execução de estacas hélice continua. – Geofix (2023) – https://www.geofix.com.br/servico-ehc.php..... 26
Figura 2.2 – Relatório de monitoramento de uma estaca – Adaptado do Geodigitus (2010a)..... 28
Figura 2.3 – Georreferenciamento da estaca via satélite – Adaptado do Geodigitus (2010b). 29
Figura 2.4 – Sensor de profundidade..... 30
Figura 2.5 – Esquema de medição da pressão do concreto – Modificado de Geodigitus (2010b). 31
Figura 3.1 – Ensaio de viscosidade comparando concreto autoadensavel com o convencional- Feys et. al. (2008). 35
Figura 3.2 – Execução da estaca hélice continua monitorada – adaptado de Mandolini (2005). 37
Figura 3.3 – Modelos reológicos de Newton, Bingham e Power Law..... 39
Figura 3.4 - Modelo físico estudado..... 40
Figura 4.1 – Peso específico de solos argilosos em função da tensão vertical e *LL* – modificado de Skempton (1969). 47
Figura 4.2 – Relação entre K_0 e *OCR* onde alfa é o expoente de OCR - Kulhawy e Mayne (1990). 48
Figura 4.3 – Variação de K_0 em solos sedimentares e residuais com o tempo – adaptado de Wesley (2010)..... 49
Figura 4.4 – Variação de K_0 com o ângulo de atrito, OCR e o índice de plasticidade – adaptado de Booker e Ireland (1965). 50
Figura 4.5 – Correlação entre OCR e N_{SPT} no caso de argilas - Kulhawy e Mayne (1990). 51
Figura 4.6 – Ângulo de atrito a volume constante para argilas normalmente adensadas vs Índice de plasticidade – Adaptado de Mitchell (1976). 52
Figura 4.7 – Relação de S_u em função da solicitação – Adaptado de Kulhawy e Mayne (1990) *apud* Hansen e Clough (1980). 54
Figura 4.8 – Ábaco para o cálculo de E_u/S_u – Adaptado de Duncan e Buchignani (1976). 55
Figura 5.1 – Modelo de expansão de cavidade..... 59
Figura 5.2 – Comparação de grandes e pequenas deformações. 61
Figura 5.3 – Monitoramento realizado através do DMT durante a instalação de uma estaca hélice contínua. 62
Figura 5.4 – Gráfico hipotético pressão-deformação durante a execução de estacas tipo hélice contínua..... 63
Figura 5.5 – Mecanismo de solicitação do solo durante a concretagem. 64
Figura 5.6 – Modelo de expansão de cavidade em meio finito. 66
Figura 5.7 – Expansão de cavidade adaptado de Torstensson (1977) 66
Figura 5.8 – Expansão de cavidade – adaptado de Bouassida e Frikha (2007)..... 69
Figura 5.9 – Expansão de cavidade – adaptado de Bouassida e Frikha (2007)..... 70
Figura 5.10 – Modelo geométrico de expansão de cavidade em materiais elásticos. 71

Figura 6.1 – Número de ocorrências com sobreconsumo em casos com e sem presença de argila mole no perfil..... 77
Figura 6.2 – Sobreconsumo pelo diâmetro do trado..... 78
Figura 6.3 – Sobreconsumo pelo comprimento da estaca. 79
Figura 6.4 – Sobreconsumo pela geometria da camada de argila mole: espessura da camada dividida pela profundidade do ponto médio da camada..... 80
Figura 6.5 – Sobreconsumo em função do diâmetro e comprimento da estaca e da profundidade e espessura média da camada de argila mole. 81
Figura 7.1 – Comparação dos resultados do modelo com medidas reais.**Erro! Indicador não definido.**
Figura 7.2 – Possíveis efeitos da altura do trado no sobreconsumo (maior sobreconsumo por trado mais alto)..... 85
Figura 7.3 – Perfil do estudo de caso 1..... 86
Figura 7.4 – Boletim de uma estaca do estudo de caso 1. 87
Figura 7.5 – Histograma do sobreconsumo do estudo de caso 1..... 88
Figura 7.6 – Boletim de uma estaca com sobreconsumo excessivo do estudo de caso 1. 89
Figura 7.7 – Peso específico e tensões geostáticas na camada de argila mole. 90
Figura 7.8 – Previsão *vs* Desempenho do sobreconsumo para o estudo de caso 1. 92
Figura 7.9 – Perfil do estudo de caso 2..... 93
Figura 7.10 – Boletim de uma estaca do estudo de caso 2. 94
Figura 7.11 – Histograma do sobreconsumo do estudo de caso 2..... 95
Figura 7.12 – Peso específico e tensões geostáticas na camada de argila mole. 96
Figura 7.13 – Previsão *vs* Desempenho do sobreconsumo para o estudo de caso 2. 98
Figura 7.14 – Resultados de ensaio de piezocone do caso 3. 99
Figura 7.15 – Perfil de parâmetros determinados e estimados pelos ensaios de palheta e dilatômetro..... 100

LISTA DE TABELAS

Tabela 1.1 – Participação de cada estaca no mercado de execução de estacas. 21
Tabela 1.2 – Respostas da pesquisa realizado por Polido (2013)..... 23
Tabela 3.1 – Número de Reynolds para diferentes modelos – Madlener et al. (2009). . 41
Tabela 4.1 – Peso específico de diferentes tipos de solo – adaptado de Hough (1969). 45
Tabela 4.2 – Parâmetros de estados críticos para solos fluminenses – Póvoa (2016).... 53
Tabela 4.3 – Sugestão de valores de coeficiente de Poisson – Adaptado de Barata (1986). 56
Tabela 6.1 – Resumo do banco de dados. 77
Tabela 7.1 – Parâmetros e resultados da estimativa do estudo de caso 1..... 91
Tabela 7.2 – Parâmetros e resultados da estimativa do estudo de caso 2..... 97
Tabela 7.3 – Medidas dos piezômetros. 101
Tabela 7.4 – Parâmetros e resultados da estimativa do estudo de caso 3..... 102

LISTA DE SIMBOLOS

a – Raio inicial da cavidade;
b – Raio total da cavidade;
c – Raio de plastificação;
d_{ri} – Diâmetro real da estaca;
e – Índice de vazios;
e_0 – Índice de vazios inicial;
f – Forças de campo;
g – Gravidade;
n – Parâmetro do modelo Power Law;
p – Pressão interna;
p_{ult} – Pressão última;
p_y – Pressão de plastificação;
p_0 – Pressão externa a cavidade;
p' – Tensão efetiva média;
r – Raio de um tubo;
$\bar{v}$ – Velocidade média do fluxo de concreto;
z – Profundidade;
A – Parâmetro do modelo Power Law;
A_n – Parâmetro do modelo de Mohr-Coulomb
C – Teoria dos estados críticos;
C_c – Índice de compressibilidade;
C_s – Índice de inchaço;
D – Diâmetro de um tudo;
E – Módulo de Young;
E_u – Módulo de elasticidade não-drenado;
G – Módulo Cisalhante;
IP – Índice de plasticidade;
K_0 – Coeficiente de empuxo do repouso;
L – Comprimento do trado;
LL – Limite de liquidez;
M – Parâmetro da teoria dos estados críticos;
N_{SPT} – Númeto de golpes do SPT;
OCC – Sobreconsumo;
OCR – Razão de sobreadensamento;
P_{atm} – Pressão atmosférica;
P_A – Pressão do topo do trado;
P_B – Pressão na ponta do trado;
Q – Vazão de concreto;
R – Raio total de um tubo;
R_{mc} – Parâmetro do modelo de Mohr-Coulomb;
Re – Número de Reynolds;
S_t – Sensibilidade;
S_u – Resistência não-drenada;
$V_{injetado}$ – Volume de concreto injetado;
$V_{teórico}$ – Volume teórico da estaca;
Y – Diâmetro do circulo de Mohr;
$\mathbb{T}$ – Tensor de tensões;
α – Parâmetro do modelo de Mohr-Coulomb;

β – Parâmetro do modelo de Mohr-Coulomb;
δ – Parâmetro do modelo de Mohr-Coulomb;
δ_h – Deslocamento radial;
ε_r – Deformação radial;
ε_ϑ – Deformação polar;
γ – Parâmetro do modelo de Mohr-Coulomb;
$\dot{\gamma}$ – Taxa de cisalhamento;
γ_d – Peso específico seco;
γ_{sat} – Peso específico saturado;
κ – Parâmetro da teoria dos estados críticos;
μ – Viscosidade estática;
μ_{mc} – Parâmetro do modelo de Mohr-Coulomb;
μ_p – Viscosidade dinâmica do modelo de Bingham;
ρ – Densidade;
υ' – Coeficiente de Poisson;
ϕ' – Ângulo de atrito;
σ'_h – Tensão horizontal efetiva;
σ_r – Tensão radial;
σ'_v – Tensão vertical efetiva;
σ'_{v0} – Tensão vertical efetiva inicial;
σ'_{vm} – Tensão vertical de sobreadensamento;
σ_ϑ – Tensão polar;
τ – Tensão de cisalhamento;
τ_{zr} – Tensão de cisalhamento no plano zr;
τ_y – Tensão de cisalhamento de *yielding*;
Δu – Excesso de poropressão;
$\Delta\sigma_h$ – Acréscimo de tensão horizontal;
Λ – Parâmetro da teoria dos estados críticos;
χ – Parâmetro do modelo de Mohr-Coulomb;
ψ – Ângulo de dilatância.

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais e histórico

A estaca hélice contínua é executada por um processo de escavação com a introdução de um trado no solo, após o concreto é bombeado pelo tubo central do trado durante a sua extração, preenchendo a perfuração.

De acordo com a FHWA (2007), as estacas EHM[1] (Hélice Continua) são um tipo específico de fundação profunda, caracterizado por um processo de perfuração contínua para alcançar a profundidade final. Este procedimento envolve um trado helicoidal contínuo, onde o trado é inserido no solo através de um processo de rotação. Neste processo, os espaços entre as lâminas do trado são preenchidos com solo, proporcionando estabilidade lateral e mantendo a estabilidade da perfuração. Durante a extração do trado do furo, uma mistura de concreto ou argamassa de areia/cimento é bombeada através do furo do trado até a base. Essa ação dupla de bombear a mistura de concreto/argamassa e retirar o trado garante estabilidade ininterrupta da escavação. No caso das estacas hélice contínua armadas, a armadura é prontamente inserida no furo preenchido com concreto ou argamassa após a retirada do trado.

Ao considerar uma estaca hélice continua em um projeto de construção, é importante estar ciente do potencial de consumo excessivo de concreto. Isso pode acontecer se o furo não estiver devidamente estabilizado, o trado não estiver verticalizado ou a mistura de concreto não estiver adequada. O consumo excessivo de concreto (sobreconsumo ou superconsumo) pode levar a vários problemas, incluindo:

- Aumento do custo da obra;
- Atrasos na obra e;

[1] A sigla CFA também é utilizada pois vem do inglês *Contínuos Flight Auger*.

- Má qualidade do produto acabado.

Embora haja o problema em potencial do sobreconsumo, atualmente as estacas hélice contínua estão se tornando um tipo de fundação muito popular devido ao seu controle por instrumentação, baixa vibração e, cada vez mais, capacidade de atingir maiores profundidades.

De acordo com NeSmith (2015), o primeiro projeto do que se tornaria uma estaca hélice contínua foi desenvolvido no final da década de 1950, com a patente original em 1956 feita por Raymond Patterson. Naquela época, o nome hélice contínua não era usado; em vez disso, era chamado de estaca perfurada moldada in loco. Ainda de acordo com NeSmith (2015), a patente expirou em meados da década de 1970. A figura 1.1 apresenta a patente original, além da ilustração de que a injeção de concreto era feita através de um tubo externo.

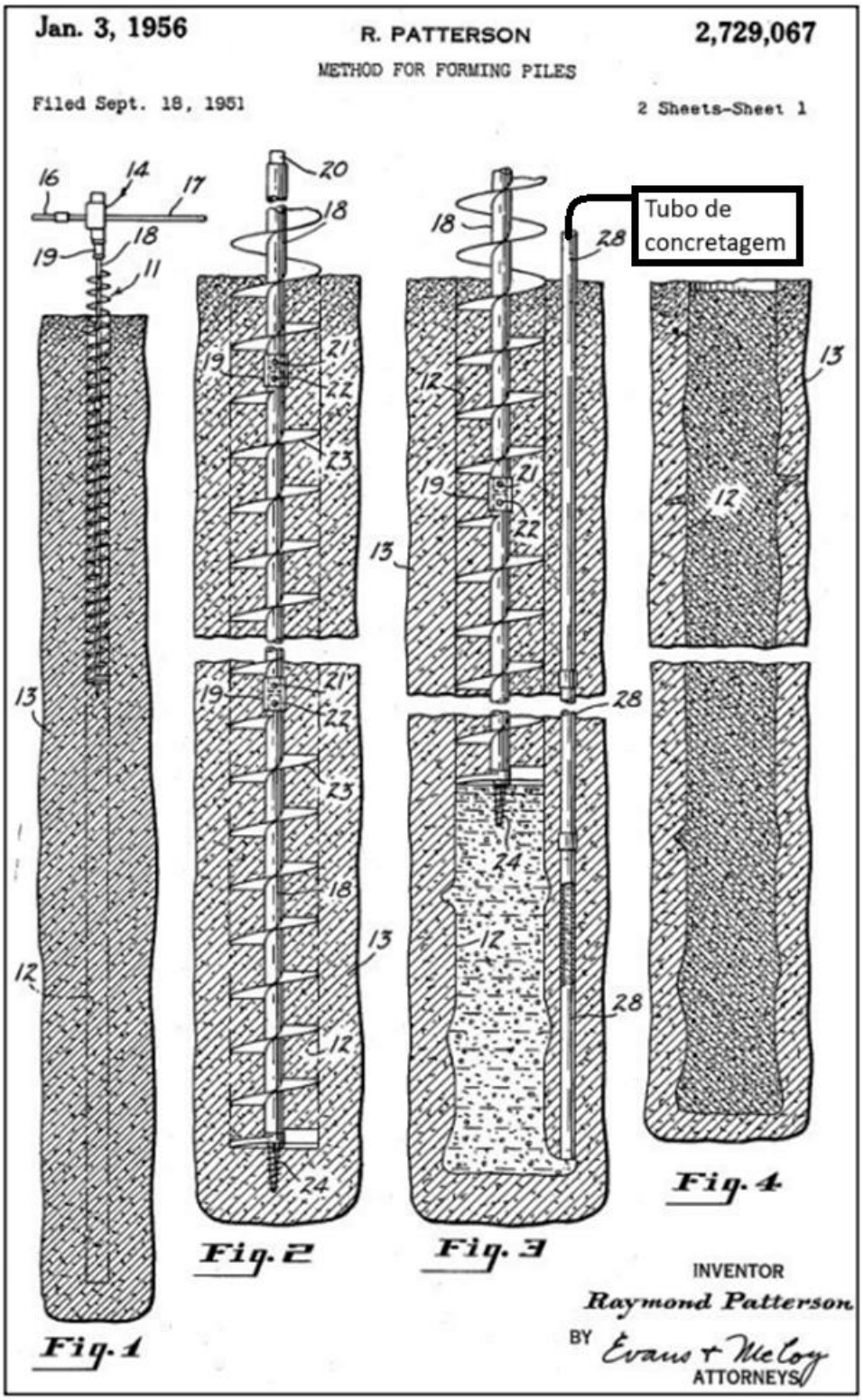

Figura 1.1 – Ilustração da patente original – NeSmith (2015)

Segundo Elzen (1979), naquela época as estacas hélice contínua eram feitas com diâmetros de 30 a 65 cm, atingindo 30 m de profundidade na Holanda. Já Mitchell e Derbyshire

(1983) relataram que as estacas hélice contínua podem alcançar 75 cm de diâmetro e que foram desenvolvidas na Bélgica e na Holanda em meados da década de 1970. De acordo com Derbyshire (1984), as estacas injetadas com trado único foram usadas pela primeira vez nos EUA na década de 1950 e chegaram ao Reino Unido na década de 1970, mas as estacas hélice contínua se tornaram mais disponíveis na década de 1980 devido ao sucesso na Bélgica e na Holanda. Mandolini (2005) afirma que as estacas hélice contínua foram desenvolvidas na Holanda na década de 1960, mas não ganharam reconhecimento nos EUA. Segundo Shah e Gurpersaud (2020), no Reino Unido as estacas hélice contínua foram introduzidas no início da década de 1960. Para uma melhor compreensão do histórico sobre o desenvolvimento das estacas hélice contínua, a figura 1.2 apresenta uma linha do tempo com a consideração de diversos autores mencionados.

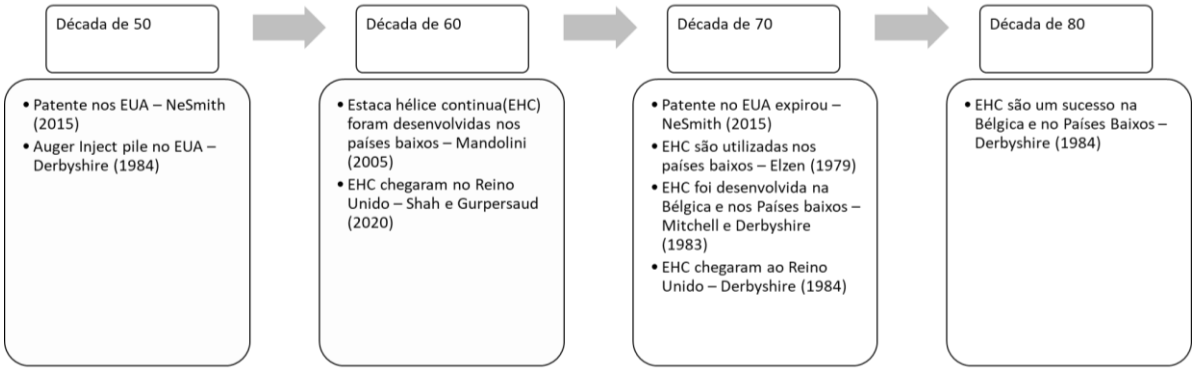

Figura 1.2 – Histórico do desenvolvimento das estacas hélice contínua.

A estaca hélice contínua é muito recente na engenharia de fundações. Em algumas partes do mundo esse tipo de estaca ainda não chegou (ex.: em Madagascar esse tipo de estaca chegou em 2007 segundo Iryo et. al. (2011)).

Apesar do tópico específico do sobreconsumo, atualmente as estacas hélice continua estão se tornando um tipo de fundação muito popular devido ao seu controle por instrumentação, baixa vibração e capacidade de profundidade/torque e por isso se chamando

hélice contínua monitorada. A tabela 1.1 mostra a participação de diversos tipos de estacas no mercado de estacas.

Tabela 1.1 – Participação de cada estaca no mercado de execução de estacas.

Ano	Referência	Cravada	Moldada *in loco*		Outras
			Escavada	Hélice contínua	
2003	Van Impe (2003)	42%	50%		8%
2006	DFI (2006)	44%	26%	23%	7%

Atualmente, de acordo com a Grand View Research (2024), o mercado de máquinas de estacas movimentou cerca de US$ 5,1 bilhões, a figura 1.3 mostra o percentual de participação de mercado para máquinas de estacas em 2023 no mercado global.

Figura 1.3 – Participação de mercado para máquinas de estacas em 2023 – adaptado de Grand View Research (2024).

Antunes e Tarozzo (1996) afirmam que a estaca hélice contínua foi desenvolvida nos EUA e se espalhou para a Europa e Japão na década de 80. Pena et. al. (1999) *apud* Albuquerque (2001) relatam que a estaca hélice contínua surgiu nos Estados Unidos entre 1950

e 1960, a partir da década de 70 esse tipo de estaca passou a ser utilizado também na Alemanha e no Japão, com aproximadamente 30 a 40 cm de diâmetro. no início dos anos 60.

Segundo Antunes e Tarozzo (1996), no Brasil esse tipo de estaca começou a ser instalado em 1987 com limitação de comprimento de 15 m e diâmetro entre 275 e 425 mm. O equipamento tinha torque reduzido na época.

Segundo Polido (2013), as primeiras pesquisas sobre estacas hélice contínua no Brasil foram conduzidas em 1989 na Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (ABEF, Pesquisa em Engenharia de Fundações, 1989). No entanto, o processo executivo ainda não estava completamente instrumentado. Foi apenas a partir de 1993, com a importação de equipamentos de maior capacidade de torque e força de extração, juntamente com a instrumentação de controle durante a execução, que houve um aumento significativo na utilização dessas estacas no Brasil. Atualmente, o monitoramento passa a abranger a energia necessária para o avanço do trado, conforme metodologia de Silva (2011), e Ozelim et al. (2022) propõe que através da energia medida pode-se estimar alguns parâmetros geotécnicos. Devido a todos esses sensores este tipo de estaca recebeu o nome de estaca hélice contínua monitorada.

Existem algumas situações geológicas que são desfavoráveis à instalação de EHC. FHWA (2007) mostra quais são essas condições.

- Argilas muito moles;
- Areias fofas ou areias puras e uniformemente graduadas abaixo do lençol freático;
- Formações geológicas contendo vazios, bolsão de água, lentes de solos muito moles e/ou fluxo de água;
- Solo resistente ou rocha sobreposta por solo mole ou solo fofo e granular;
- Camada arenosa subjacente a argila rija;

- Perfis de solo altamente variáveis;
- Condições que requerem penetração de camadas muito resistentes;
- Condições do solo que exigem estacas excepcionalmente longas e;
- Condições do solo com camadas profundas de areia ou areia com potencial de liquefação.

Durante a instalação da estaca, há problemas que aparecem. Um desses problemas é o consumo excessivo de concreto (OCC) que ocorre em alguns tipos de solos, mas as argilas moles representam os principais casos em que ocorre OCC. Segundo FHWA (2007), o sobreconsumo médio neste tipo de estaca varia entre 15% a 20% em perfis sem solos moles.

Cabe ressaltar que a aplicação de estacas hélice contínua em perfis com argila mole não é um consenso na geotecnia. Polido (2013) fez uma pesquisa sobre a utilização desse tipo de estaca em terrenos com espessas camadas de solo muito mole a mole com 95 engenheiros. A pergunta foi: No caso de uma estaca hélice contínua com aproximadamente 25 metros de comprimento, em um perfil geotécnico que apresenta camadas de areia e uma camada de solo argiloso de consistência muito mole a mole com 15 metros de espessura, qual a resistência não drenada mínima do solo argiloso para que fosse adequada a aplicação de estaca hélice? A tabela 1.2 apresenta o resultado da pesquisa.

Tabela 1.2 – Respostas da pesquisa realizado por Polido (2013).

Opções	Respostas	Porcentagem
A) Igual ou superior a 5kPa	10	10,5%
B) Igual ou superior a 10kPa	17	17,9%
C) Igual ou superior a 20kPa	32	33,7%
D) Igual ou superior a 30kPa	0	0,0%
E) Outra resposta	13	13,7%
F) Não respondeu	23	24,2%

Cabe ressaltar que a aplicabilidade de estacas hélice contínua em perfis com argila mole depende de outros aspectos além do da resistência não-drenada e da espessura da camada.

1.2 Objetivo e metodologia

O presente trabalho objetiva o entendimento e aplicabilidade de estacas hélice continua monitorada em perfis com argila mole considerando o sobreconsumo de concreto e as poropressões geradas. É feito um estudo de 3 perfis geotécnicos utilizando expansão de cavidade e comparando com dados das obras. Também é realizada uma retroanálise de um banco de dados coletados em diversas obras do Estado do Rio de Janeiro.

1.3 Estrutura da dissertação

Esta dissertação é constituída por 8 capítulos, sendo o capítulo 1 reservado à introdução, compreendendo as considerações iniciais, objetivo e estrutura do trabalho.

O capítulo 2 faz uma revisão bibliográfica da execução da estaca hélice, quais grandezas são monitoradas e quais são calculadas.

Já o capítulo 3 compreende uma revisão bibliográfica de parâmetros e comportamento reológico do concreto, bem como o desenvolvimento de uma teoria para a estimativa da pressão na base do trado.

O capítulo 4 mostra parâmetros geotécnicos de interesse para o estudo do sobreconsumo através da teoria de expansão de cavidade.

O capítulo 5 faz a revisão bibliográfica da teoria de expansão de cavidade envolvendo a Teoria da elasticidade, critério de Mohr-Coulomb, Tresca e equilíbrio limite. Nesse capítulo são apresentadas soluções de tensão e raio de plastificação, deslocamento e excesso de poropressão.

O capítulo 6 apresenta uma análise de um banco de dados de estacas do estado do Rio de Janeiro para indicar parâmetros da estaca e geotécnicos que afetam o sobreconsumo, a saber: presença e posição da argila mole, diâmetro do trado e comprimento da estaca.

O capítulo 7 estuda três casos. Os dois primeiros casos são estudados em termos de sobreconsumo e o terceiro é estudado em termos de excesso de poropressão.

O capítulo 8 apresenta as conclusões do estudo e sugestões para futuras pesquisas.

2 ESTACA HÉLICE

2.1 Execução segundo a NBR 6122/2019

Conforme norma ABNT NBR 6122/2019, a estaca tipo hélice continua monitorada é uma estaca moldada in loco cuja execução ocorre por meio da introdução no solo de um trado helicoidal contínuo, utilizando-se rotação e uma força vertical. O lançamento do concreto é realizado pelo próprio tubo central do trado de forma simultânea à extração do mesmo do solo. A inserção da armadura ocorre após o processo de concretagem da estaca. A figura 2.1 mostra o desenho esquemático das fases de execução de estacas tipo hélice continua.

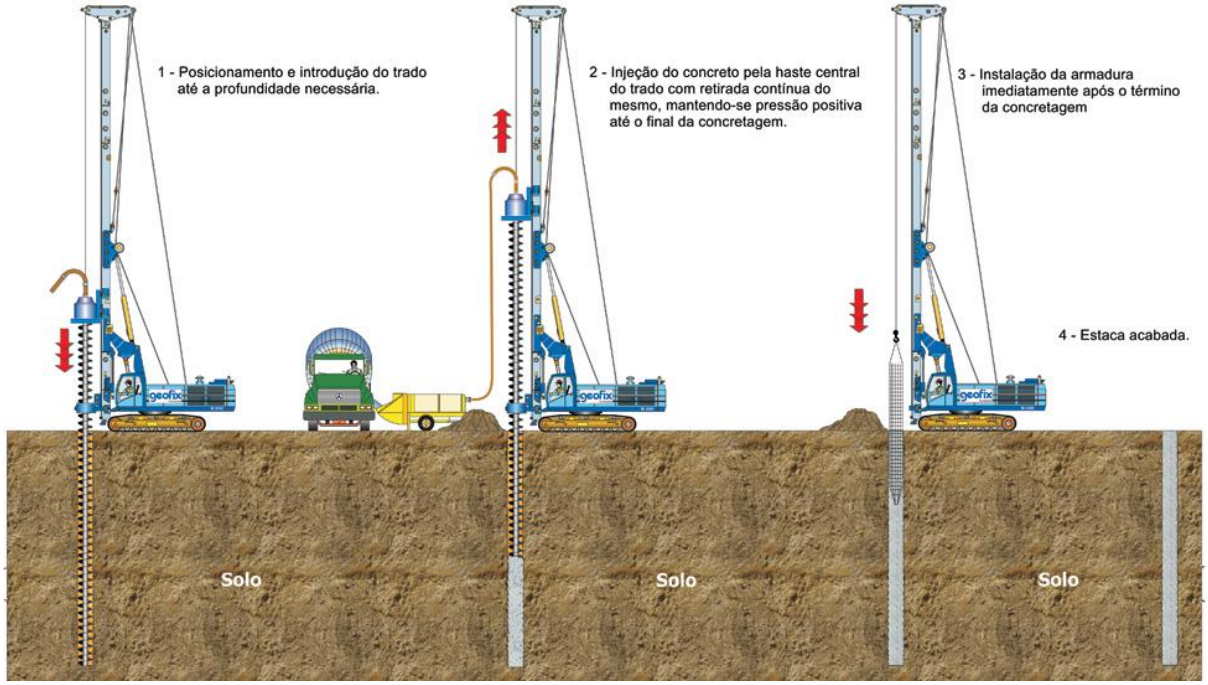

Figura 2.1 – Desenho esquemático das fases de execução de estacas hélice continua. – Geofix (2023) – https://www.geofix.com.br/servico-ehc.php

A norma ABNT NBR 6122/2019 estabelece padrões para a seleção do tipo de concreto e agregados apropriados com base na classe de agressividade do ambiente. As características a serem consideradas, para concretos com f_{ck} de 30MPa e 40MPa (C30 e C40), são as seguintes:

- Para C30 ou C40, abatimento entre 220 mm e 260 mm S 220[2], diâmetro de agregado de 4,75 mm e 12,5 mm e teor de exsudação inferior a 4%. O consumo mínimo de cimento é de 350 kg/m³.
- Para C30 o fator água/cimento deverá ser menor que 0,60, já para C40 o fator água cimento deverá ser menor que 0,45.

Um desafio comum encontrado nos concretos convencionais é a sua viscosidade aparente inadequada, o que pode resultar na incapacidade de serem bombeados em determinadas circunstâncias. Na experiência do autor, alguns profissionais optam por utilizar concreto autoadensável, visando manter tanto a resistência quanto a fluidez do material em níveis adequados.

Cabe ressaltar que o comprimento da estaca hélice contínua monitorada era limitado pela NBR/6122 a 24 metros (já considerando o uso máximo de prolongamento de 6 metros), todavia na mais recente atualização da norma foram permitidos trados maiores.

2.2 Monitoramento

O monitoramento da estaca hélice contínua está alinhado com os avanços da quarta revolução industrial, destacando a relevância dos dados. Para atender a essa demanda, foram desenvolvidos diversos protocolos de transmissão de dados. No contexto do monitoramento de estacas, são empregadas duas modalidades de transmissão: uma local, em que o relatório é produzido na cabine da máquina, e outra transmitida por tecnologia GSM, que possibilita a transmissão dos dados em tempo real para o escritório. Algumas máquinas mais recentes têm

[2] Slump maior que 220 mm

capacidade para gerar uma representação topográfica do terreno. As Figuras 2.2 e 2.3 ilustram um boletim de monitoramento e o mapa, respectivamente.

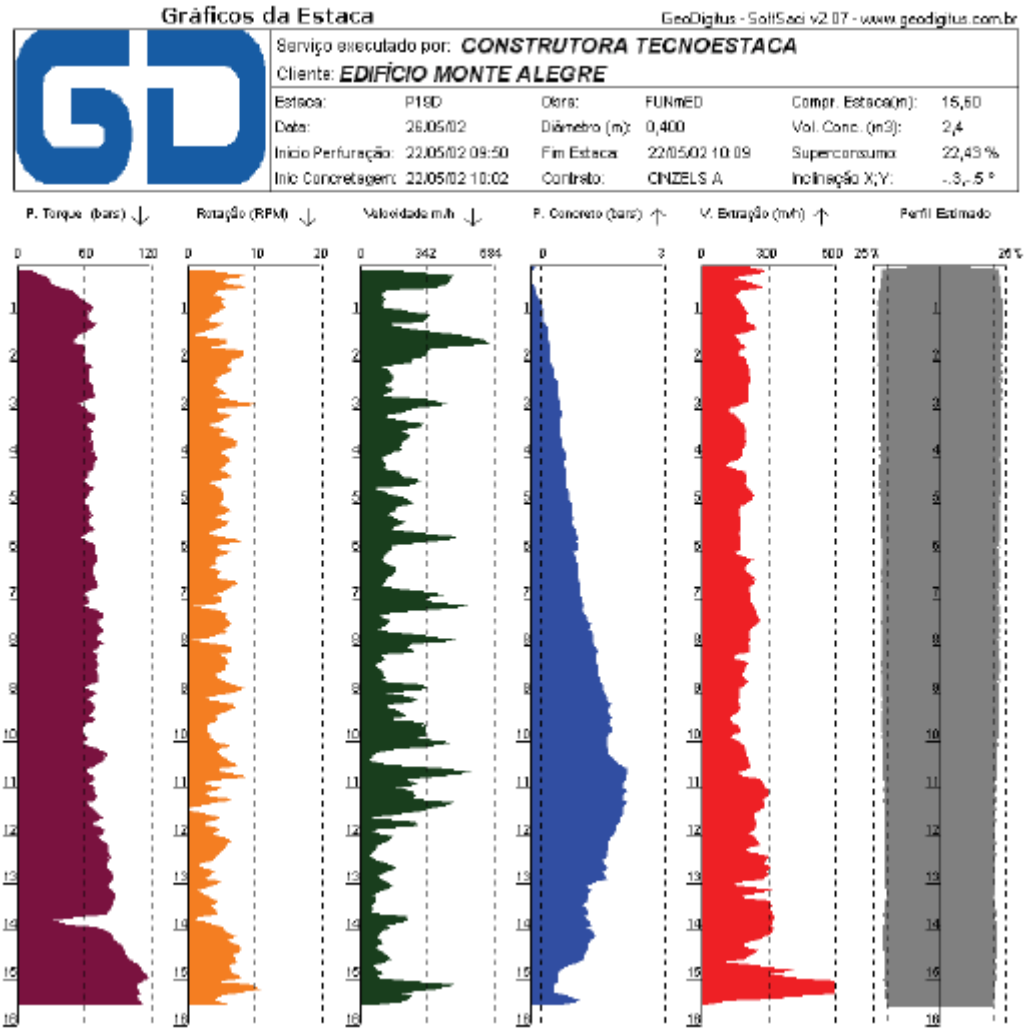

Figura 2.2 – Relatório de monitoramento de uma estaca – Adaptado do Geodigitus (2010a).

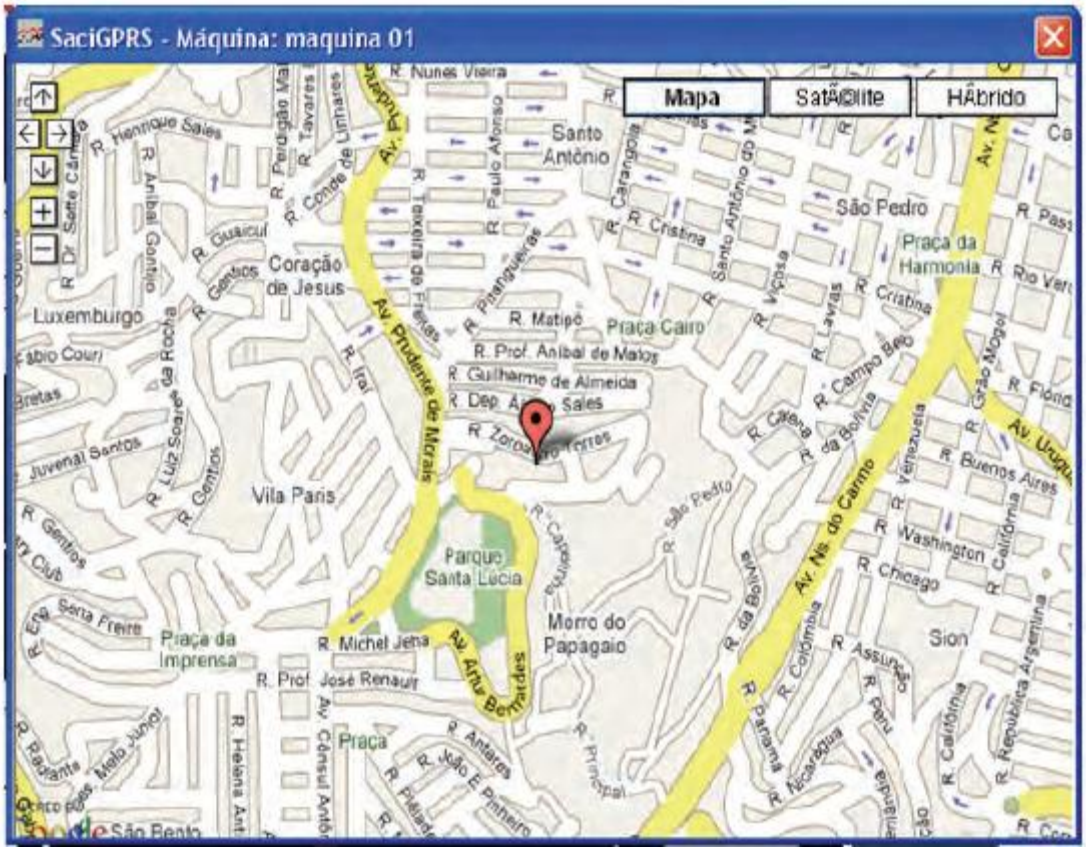
SaciGPRS - Máquina: maquina 01
Mapa
SatÃ©lite
HÃbrido
Santo Antônio
São Pedro
Praça da Harmonia
Coração de Jesus
Luxemburgo
Praça Cairo
Vila Paris
Parque Santa Lúcia
Morro do Papagaio
Sion
Praça da Imprensa
Praça
São Bento
Av. Prudente de Morais
Av. Nª Sª do Carmo
Av. Artur Bernardes
R. Michel Jeha
R. Prof. José Renault
R. Matipó
R. Prof. Aníbal de Matos
R. Guilherme de Almeida
R. Zoroastro Ferres
R. Cristina
R. Chicago
R. Washington
R. Buenos Aires
R. Assunção
R. Paraná
R. Colômbia
R. Peru
R. Antares
R. Irai
R. Tavares
R. Conde de Linhares
R. Henrique Sales
R. Aníbal Gontijo
R. Gustavo Capanema
R. Luiz Soares da Rocha
R. Juvenal Santos
R. Gentios
R. Cataguases
R. Caetano
R. São Pedro
R. Lavras
R. Campo Belo
R. Cristina
R. Venezuela
R. Bolívia
R. Califórnia
R. Nicarágua
R. Helena Antipoff
R. Princesa
R. Cons. Antônio Prado
R. Nunes Vieira
R. Paulo Afonso
R. Teixeira de Freitas
R. Pinanqueras
R. Carangola
R. Vigosa
R. Rio Verde
R. Grão Mogol
R. Floriano
Av. Uruguai
R. Rio Grande do Norte
R. Rio de Janeiro
R. Rio Grande do Sul
R. Rio Branco
R. Rio Pardo
R. Rio Verde
R. Rio Claro
R. Rio Preto
R. Rio Piracicaba
R. Rio Paraíba
R. Rio Paraná
R. Rio Tietê
R. Rio Grande
R. Rio Paraíba do Sul
R. Rio Paraíba do Norte

Figura 2.4 – Sensor de profundidade.

Velocidade de rotação

Segundo o Geodigitus (2010a), o sensor é instalado internamente ao motor de torque. Quando a instalação interna não é possível, instala-se um sensor de proximidade na cabeça de perfuração que detecta a passagem de pinos metálicos. O computador conta o número de vezes que os pinos passam pelo sensor devido ao giro do trado e calcula a rotação em rpm.

Geralmente os sensores de rotação são sensores digitais com saída 0 ou 1. Quando o sensor detecta uma variação no campo magnético, ele emite um sinal elétrico interpretado como 1. Quando não há variação de campo magnético, o sinal é interpretado como 0. Assim com o tempo medido entre dois sinais 1, calcula-se a velocidade de rotação.

Torque

Segundo Geodigitus (2010a), o torque é medido de forma indireta por um transdutor de pressão que é instalado na tubulação de óleo do sistema hidráulico do motor da mesa de rotação. Para determinar o torque do equipamento é necessário conhecer o projeto hidráulico e as relações mecânicas.

Inclinação da torre

A inclinação da torre da máquina da hélice é mensurada através de um clinômetro.

Pressão do concreto

Segundo Geodigitus (2010a), o sensor de pressão do concreto é instalado na junção entre o mangote de concreto e o topo da haste do trado. Este sensor mede a pressão do concreto de forma indireta, utilizando uma câmara de concreto que transfere a pressão para um líquido (água destilada) em contato com um tubo de borracha, comprimido pelo concreto durante sua passagem.

Além de medir a pressão do concreto, esta câmara capta o número de picos de pressão e transmite essas informações ao computador para determinar o volume de concreto utilizado. Como as bombas de concreto possuem dois cilindros hidráulicos mecanicamente ligados a cilindros que bombeiam o concreto, o processo de bombeamento gera diversos picos de pressão a cada "golpe" da bomba. A figura 2.5 mostra o esquema do sensor, onde o item 1 mostra a chegada do mangote, o item 2 mostra o sensor propriamente dito e o item 3 a saída do mangote em direção ao trado.

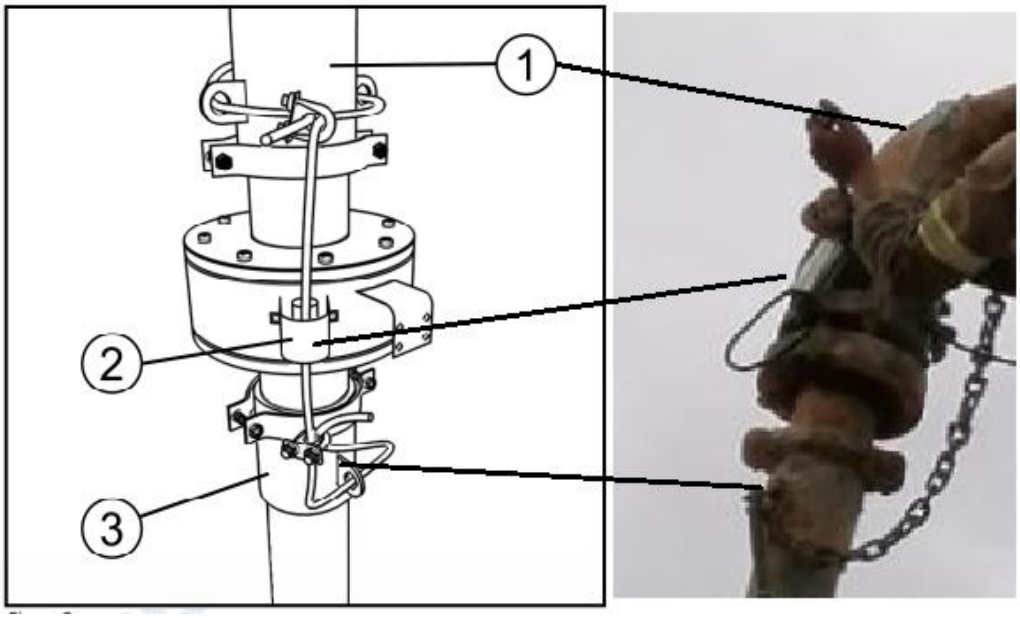

Figura 2.5 – Esquema de medição da pressão do concreto – Modificado de Geodigitus (2010b).

2.2.2 Grandezas calculadas

Nessa seção serão apresentadas as formulações implementadas no software SACI, exceto pelo diâmetro estimado. Existem outras formulações para cada uma dessas grandezas.

Volume de concreto

O software SACI, utilizando filtros implementados por software, registra somente o maior pico de pressão obtendo uma única contagem para cada ciclo de bombeamento.

Uma vez contado o número de ciclos e tendo sido informado ao SACI o volume de bombeamento (volume da bomba) de cada ciclo, obtém-se a vazão e o volume de concreto.

Velocidade de inserção e extração

Segundo Geodigitus (2010a), a informação do sensor de profundidade junto a um cronômetro interno do computador de bordo possibilita o cálculo da velocidade de inserção e de extração do trado, além do comprimento total da estaca.

Perfil estimado

Segundo Mandonili (2005) o diâmetro real da estaca pode ser calculado através da equação:

$$d_{ri} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot \bar{v}}} \tag{2.1}$$

sendo,

d_{ri} – Diâmetro real da estaca;

Q – Vazão de concreto e;

$\bar{v}$ – Velocidade média do fluxo de concreto.

Sobreconsumo/Subconsumo

O sobreconsumo (ou subconsumo) reflete a diferença do volume teórico da estaca com o volume de concreto injetado e pode ser calculado de acordo com a equação:

$$OCC(\%) = \frac{V_{injetado} - V_{teórico}}{V_{teórica}} \times 100 \quad (2.2)$$

sendo,

OCC – Sobreconsumo;

$V_{injetado}$ – Volume de concreto injetado e;

$V_{teórico}$ – Volume teórico da estaca.

Quando OCC for positivo a quantidade é denotada por sobreconsumo, se for negativo, a quantidade é denotada por subconsumo.

3 O CONCRETO PARA ESTACAS HÉLICE E SEUS PARÂMETROS

3.1 Parâmetros típicos do concreto

De acordo com Abdrabbo e Gaaver (2012), o concreto fresco apresenta um peso específico natural de 22 kN/m³. Já Barnes e Johnston (2012) propõem um peso específico de 24 kN/m³. Contudo, a ABNT NBR 15696 (2009) apresenta um valor de 25 kN/m³ para o peso específico do concreto fluido. Na experiência do autor o concreto fluido tem um peso específico por volta de 22 kN/m³ e curado de 24 kN/m³.

A pressão horizontal exercida pelo concreto fresco possui diversas influências, dentre elas a ABNT NBR 15696 (2009) cita: vibração, temperatura do concreto, temperatura do ambiente, aditivos do concreto, aditivos para aumentar fluidez e/ou para criação de bolhas de ar, retardadores de pega, variações de concreto (concreto auto-adensável, concreto leve e concreto pesado). A ABNT NBR 15696 (2009) considera o coeficiente de empuxo do concreto fresco igual a 1.

Contudo, a propriedade mais variável no concreto é a viscosidade aparente. Feys et al. (2008) realizaram um estudo reológico para determinar a viscosidade aparente do concreto fresco convencional (TC) e do autoadensável (SCC) a partir de um ensaio no reômetro. A figura 3.1 apresenta os resultados de Feys et. al. (2008).

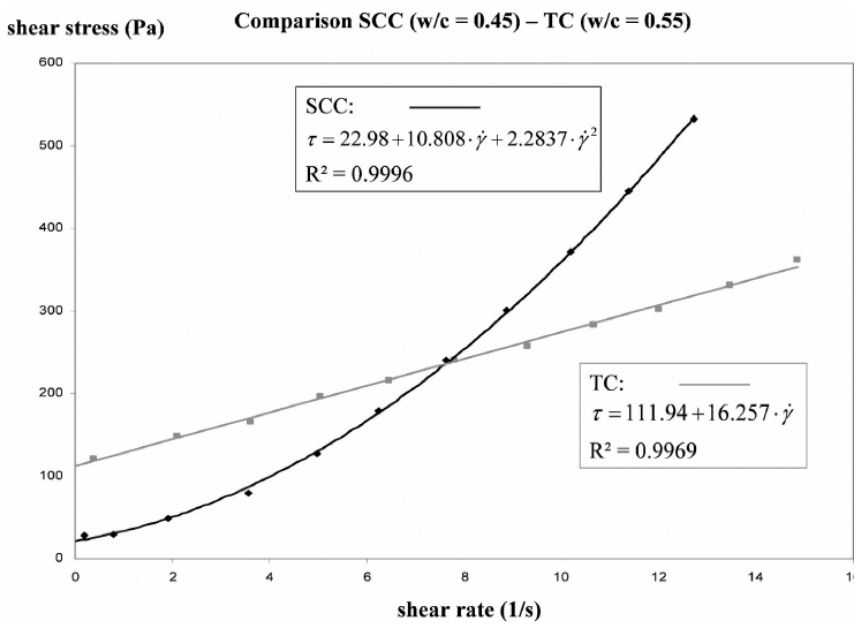

Figura 3.1 – Ensaio de viscosidade comparando concreto autoadensavel com o convencional- Feys et. al. (2008).

O ensaio descrito na figura 3.1 é válido para um determinado tipo de concreto com agregados, cimento, quantidade de água e aditivos específicos. É possível notar que o concreto convencional possui um comportamento do fluido de Bingham da seguite forma:

$$\tau = 111{,}94 + 16{,}257 \cdot \dot{\gamma} \tag{3.1}$$

sendo,

τ – Tensão de cisalhamento e;

$\dot{\gamma}$ – Taxa de cisalhamento.

Usando o modelo Power Law, equação 3.2, o ajuste para o concreto auto-adensável permite obter um R^2 de 0,9973.

$$\tau = A \cdot \dot{\gamma}^n = 12{,}119 \cdot \dot{\gamma}^{1{,}475} \quad (3.2)$$

sendo,

A e n– Parâmetro do modelo Power Law.

3.2 Estudo sobre a distribuição da pressão de injeção ao longo do trado

Nesta seção, foi realizado um estudo detalhado sobre a distribuição da pressão do concreto ao longo do trado, desde o sensor até a base. Para analisar o escoamento do concreto, foi utilizada a equação de quantidade de movimento, assumindo que o fluxo está completamente desenvolvido, ou seja, o perfil de velocidade não varia ao longo do tubo.

- Descrição do problema

O problema da pressão de injeção do concreto é de fácil definição. Uma bomba impulsiona o concreto até o topo da hélice, onde um sensor mede a pressão nesse ponto (P_A). A partir daí, o concreto desce em queda livre por um tubo vertical com diâmetro interno de 7,5, 10 e 12,5 mm (3, 4 ou 5 polegadas), até alcançar a ponta do trado (Ponto B). Um aspecto importante é que ao sair da tubulação, o concreto é direcionado para uma cavidade limitada. A figura 3.2 apresenta um desenho esquemático do sistema

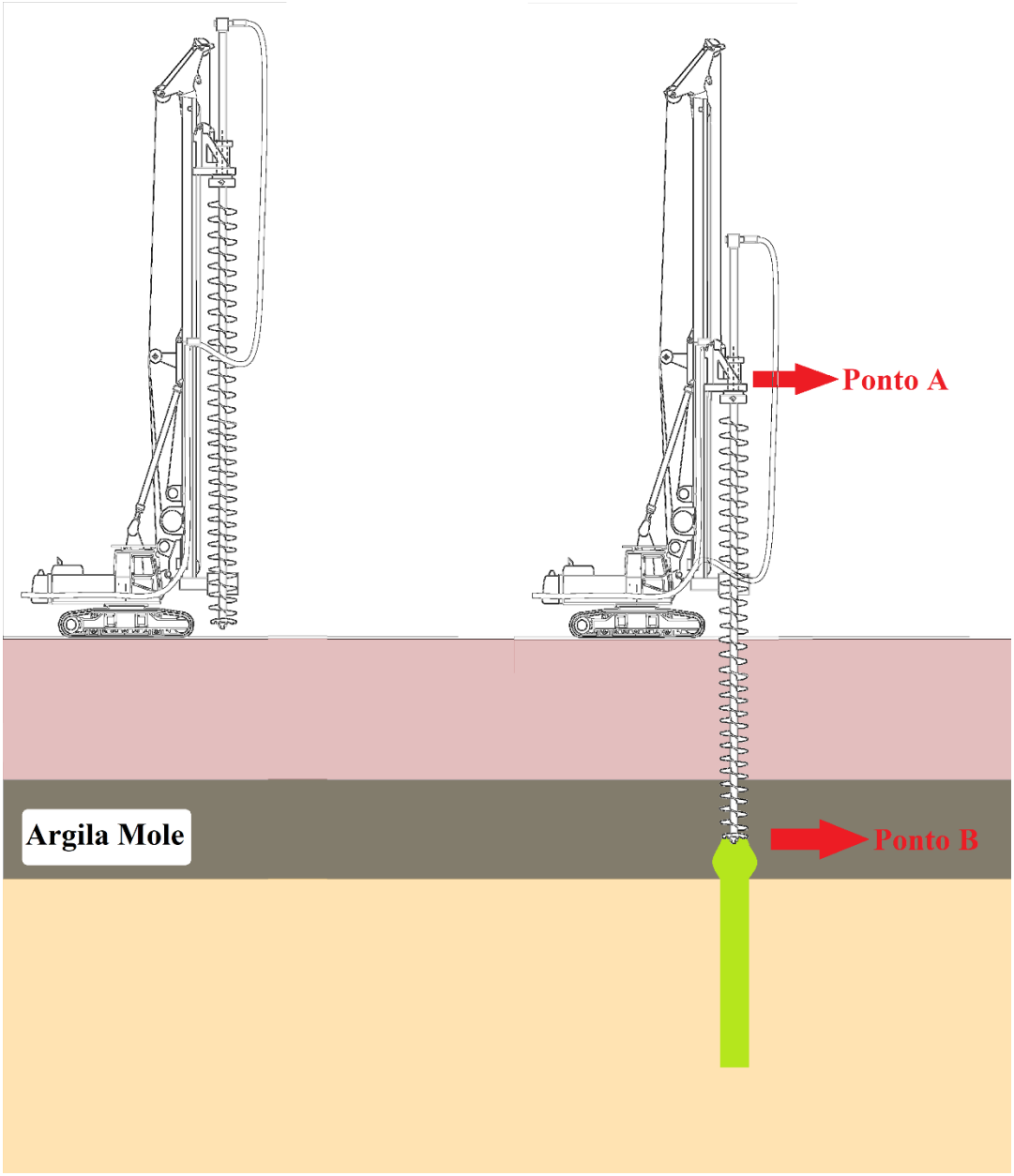

Figura 3.2 – Execução da estaca hélice continua monitorada – adaptado de Mandolini (2005).

- Equação da quantidade de movimento

As leis de conservação de um fluido são representadas pela conservação de massa, momento e energia. De acordo com Fox e McDonald (2001) a equação de Navier-Stokes é obtida a partir da aplicação das leis de Newton à dinâmica dos fluidos para um fluido

Newtoniano. Quando escrita para o regime Laminar de um fluido incompressível tem-se a equação:

$$\rho \cdot \frac{D\boldsymbol{v}}{Dt} = -\nabla p + \nabla^2 \cdot \mathbb{T} + \rho \boldsymbol{f} \tag{3.3}$$

que descreve o movimento de um fluído em termos de pressão e velocidade, sendo:

p – Pressão interna;

f – Forças de campo

$\mathbb{T}$ – Tensor de tensões

v – Velocidade;

ρ – Densidade e;

t – Tempo.

No caso de uma tubulação cilíndrica com raio R na direção z, em regime permanente de um escoamento completamente desenvolvido em que a única força de campo é a gravidade, a equação em coordenadas cilíndricas pode ser escrita conforme:

$$\frac{1}{r} \cdot \frac{\boldsymbol{d}}{dr}(r\tau_{zr}) = \frac{dp}{dz} + \rho g \tag{3.4}$$

sendo,

r – Raio de um tubo;

τ_{zr} – Tensão de cisalhamento no plano zr;

z – Profundidade e;

g – Gravidade;

Serão abordados os modelos Newtonioano, Bingham e Power Law. A figura 3.3 mostra o comportamento reológico previsto por cada modelo. Cabe ressaltar que as condições de contorno para um tubo de raio R são:

1. A velocidade na parede do tubo é zero, ou seja, $v(R) = 0$;
2. A velocidade no centro do tubo é finita, ou seja, $\frac{dv}{dr}(0) = 0$

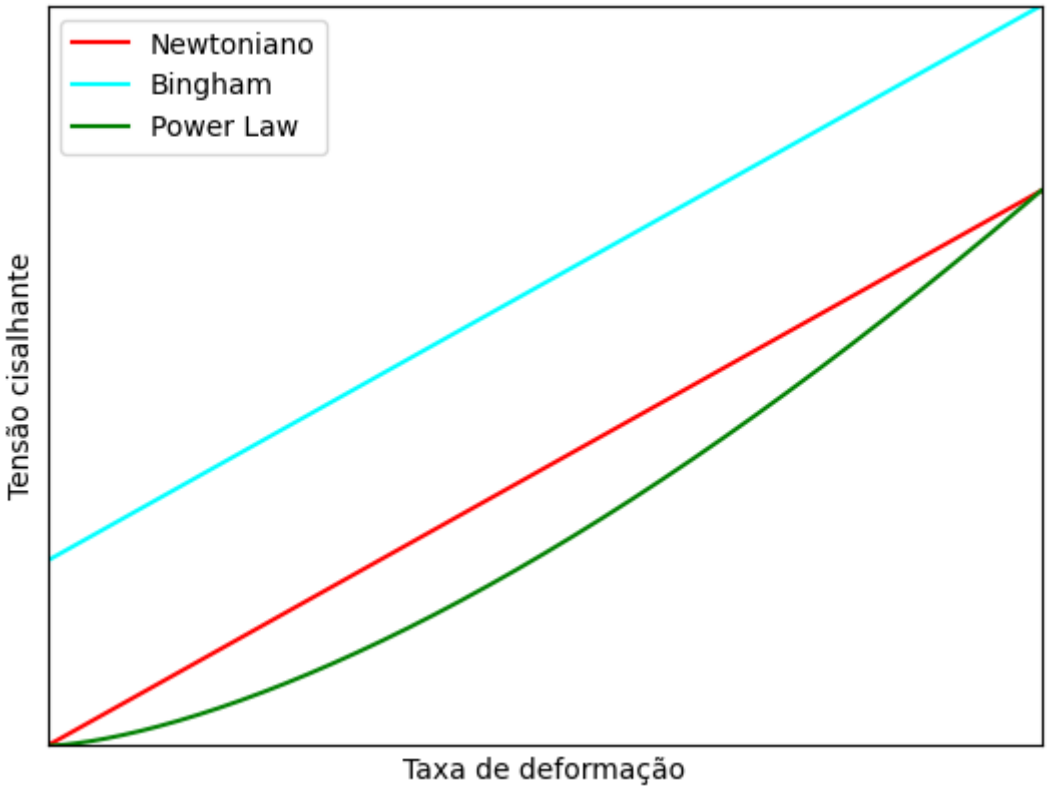

Figura 3.3 – Modelos reológicos de Newton, Bingham e Power Law.

A figura 3.4 mostra o sistema físico analisado.

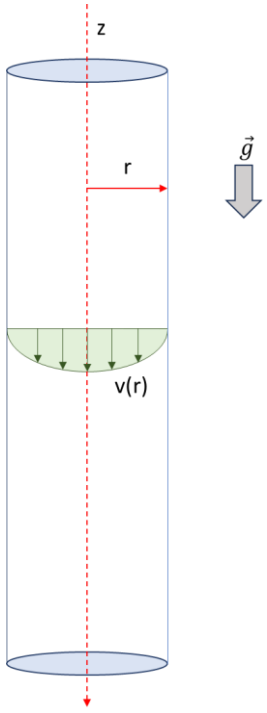

Figura 3.4 - Modelo físico estudado.

- Número de Reynolds

O número de Reynolds (Re) deve ser avaliado, pois é o parâmetro que permite determinar se o regime de escoamento é laminar ou turbulento. Com base nos parâmetros reológicos dos fluidos Newtoniano e Power Law descritos por Madlener et al. (2009) e apresentados na Tabela 3.1, observa-se que Re < 1 para velocidades máximas de 400 m/h, indicando que o escoamento, conforme ilustrado na Figura 3.1, é laminar.

Tabela 3.1 – Número de Reynolds para diferentes modelos – Madlener et al. (2009).

Modelo	**Número de Reynolds**
Newtoniano	$Re = \frac{\rho \cdot \bar{v} \cdot D}{\mu}$
Power Law	$Re = \frac{\rho \cdot D^n \cdot \bar{v}^{2-n}}{A \cdot \left(\frac{3n+1}{4n}\right)^n \cdot 8^{n-1}}$

- Modelo Newtoniano

No caso de um fluido Newtoniano, a tensão cisalhante possui uma relação linear com a velocidade de deformação descrita pela relação:

$$\tau_{zr} = \mu \frac{dv}{dr} \tag{3.5}$$

sendo μ – Viscosidade estática.

Resolvendo a equação diferencial por meio de uma dupla integração, obtém-se a seguinte expressão:

$$v(r) = \frac{1}{\mu}\left(\frac{dp}{dz} + \rho g\right)\frac{1}{4}(r^2 - R^2) \tag{3.6}$$

- Fluido de Bingham

No caso de um fluido não-Newtoniano como o modelo de Bingham, a tensão cisalhante é descrita pela equação:

$$\tau = \tau_y + \mu_p \left(\frac{dv}{dr}\right) \tag{3.7}$$

Sendo,

τ_y – Tensão de cisalhamento de *yielding* e;

μ_p – Viscosidade dinâmica do modelo de Bingham.

Resolvendo a equação diferencial a partir de uma integração dupla, chega-se à equação 3.8. Cabe ressaltar que a função velocidade precisa ser dividida pela metade pois a integração foi feita de 0 a r, mas o limite de validade da função é de -r a r.

$$v(r) = \begin{cases} \frac{1}{\mu_p}\left(\frac{dp}{dz} \cdot \frac{R^2 - {r_0}^2}{2} + \tau_y \cdot (R - r_0)\right) & 0 \leq r \leq r_0 \\ \frac{1}{\mu_p}\left(\frac{dp}{dz} \cdot \frac{R^2 - r^2}{2} + \tau_y \cdot (R - r)\right) & r \geq r_0 \end{cases} \tag{3.8}$$

em que $r_0 = \frac{\tau_y}{\frac{dp}{dz}}$.

- Fluido do tipo Power Law

No caso Não-Newtoniano com modelo Power Law, a tensão cisalhante se desenvolve conforme a equação:

$$\tau_{zr} = A \frac{dv^n}{dr} \tag{3.9}$$

Cabe ressaltar que para n = 1, o modelo Power Law é simplificado para o Newtoniano. Resolvendo a equação diferencial a partir de uma integração dupla, chega-se à equação (3.10). Cabe ressaltar que a função velocidade precisa ser dividida pela metade pois a integração foi feita de 0 a r, mas o limite de validade da função é de -r a r.

$$v(r) = \frac{1}{2}\left[\frac{1}{A}\left(\frac{dp}{dz} + \rho g\right)\right]^{n} \frac{n}{n+1}\left(R^{\frac{1}{n}+1} - r^{\frac{1}{n}+1}\right) \tag{3.10}$$

- Definição da pressão no ponto B

De acordo com o princípio da aderência, na superfície sólida a velocidade do fluido é a mesma que a velocidade da superfície em movimento. O fluxo de concreto ocorre a medida que o trado é extraído, dessa forma, a velocidade média do fluxo é metade da velocidade máxima do fluxo na área da seção transversal).

Dessa forma, para determinar a pressão no ponto B, assume-se que o fluxo está completamente desenvolvido no tubo, ou seja, o perfil de velocidade do fluido não muda mais ao longo da direção do escoamento. Nesse estado, o movimento do fluido se deve apenas à diferença de pressão, então $\frac{dp}{dz} + \rho g \ = \frac{\Delta P}{L}$. Assim, segue o passo a passo para a estimativa da pressão no ponto B.

1. Determinação da velocidade média do fluxo através do boletim de monitoramento;
2. Calcular a velocidade máxima como o dobro da velocidade média;
3. A velocidade máxima ocorre no centro do tubo, ou seja, r = 0;

4. Escolhido um modelo reológico, utiliza-se a solução do perfil de velocidade para calcular $\frac{\Delta P}{L}$ e;
5. Sabendo o tamanho do trado (L) e a pressão no ponto A, calcula-se a pressão no ponto B (P_B).

Cabe ressaltar que foram realizadas algumas simplificações/hipóteses, exemplo: regime laminar, fluxo completamente desenvolvido e unidirecional, escoamento devido a diferença de pressão em regime permanente cuja única força de campo é a gravidade e fluido incompressível.

Em um tubo vertical, a gravidade afeta a pressão ao longo da altura do tubo, mas para manter o fluxo, a diferença de pressão ao longo do escoamento precisa compensar tanto a resistência viscosa quanto a força gravitacional. Ainda assim, uma vez que o fluxo esteja desenvolvido, o perfil de velocidade do fluido se estabiliza, e a gravidade se torna parte do balanço de forças, mas não a força que diretamente dirige o movimento, que é mantido pela diferença de pressão.

4 PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DE INTERESSE PARA ESTACA HÉLICE

4.1 Peso específico

Em comparação a outros parâmetros geotécnicos, o peso específico do solo não é uma quantidade que varia muito. Portanto, na presente pesquisa foi adotada a tabela 4.1 que apresenta valores de peso específico seco (γ_d) e peso específico saturado (γ_{sat}).

Tabela 4.1 – Peso específico de diferentes tipos de solo – adaptado de Hough (1969).

Tipo de solo	$\gamma_{d,min}$ (kN/m³)	$\gamma_{d,max}$ (kN/m³)	$\gamma_{sat,min}$ (kN/m³)	$\gamma_{sat,max}$ (kN/m³)
Areia de Ottawa padrão	14,4	17,2	14,6	20,6
Areia uniforme pura	13,0	18,5	13,2	21,4
Areia com mica	12,0	18,8	12,1	21,7
Areia Siltosa	13,6	20,0	13,8	22,3
Silte inorgânico uniforme	12,5	18,5	12,7	21,4

De acordo com Martins (2019), o índice de vazios de uma areia composta por grãos perfeitamente esféricos varia entre 0,35 e 0,91. Considerando uma densidade real dos grãos de aproximadamente 2,7, o peso específico saturado dessa areia hipotética varia entre aproximadamente 18 kN/m³ e 22 kN/m³.

4.1.1 Contribuição à estimativa do peso específico em função da tensão confinante e limite de liquidez

Skempton (1969) apresentou um ábaco, figura 4.1, correlacionando o índice de vazios (e) com a tensão vertical, utilizando funções logarítmicas que variam de acordo com o limite de liquidez (LL) do solo. O autor destaca que as curvas são baseadas em uma densidade real dos grãos de 2,7 e são aplicáveis apenas a solos normalmente adensados. Com base nessas informações, é possível construir um gráfico do peso específico (considerando que o solo está

saturado) em função da tensão vertical do solo, lançando mão de relação de índices físicos entre peso específico saturado, densidade real dos grãos e índice de vazios.

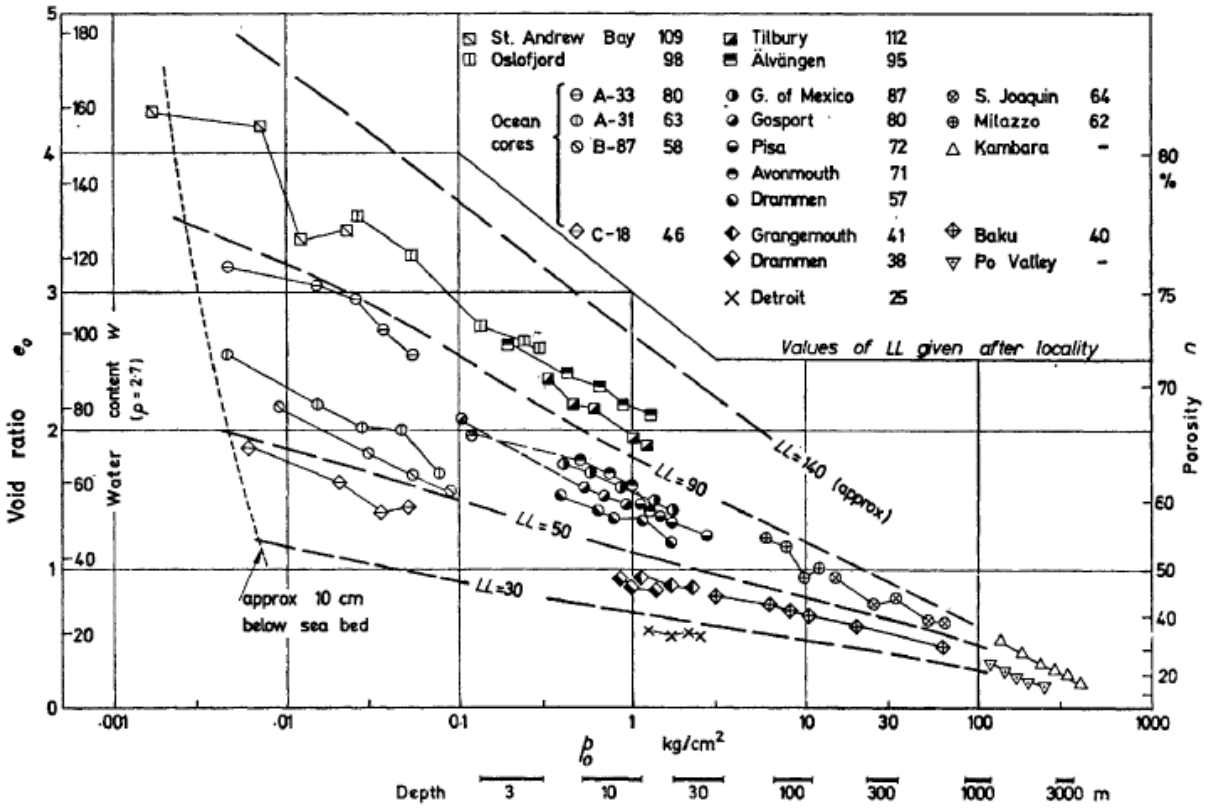

Figura 4.1 - Índice de vazios em função da tensão e limte de liquidez

É importante notar que o peso específico do solo deveria ser uma função da tensão vertical efetiva máxima que ele sofreu ao longo de sua história de carregamento. No entanto, como o ensaio de adensamento utilizado para determinar a tensão vertical efetiva máxima já fornece o peso específico, a aplicação da metodologia proposta oferece pouco ganho.

A figura 4.2 mostra o ábaco do peso específico saturado em função da tensão vertical efetiva.

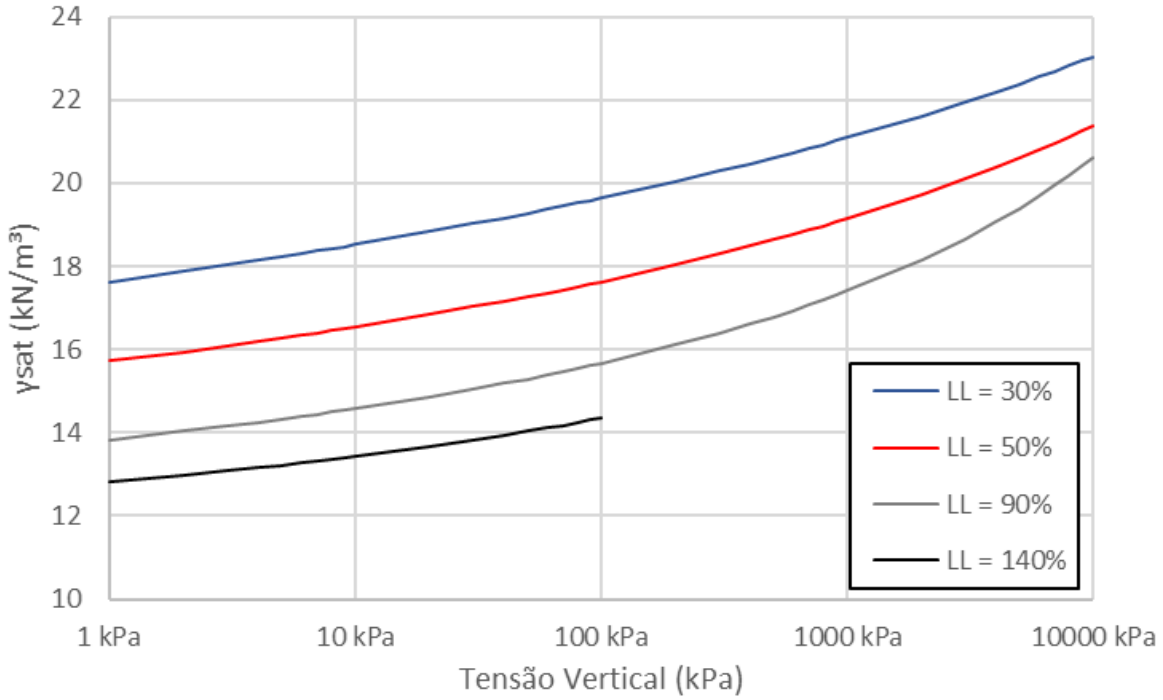

Figura 4.2 – Peso específico de solos argilosos em função da tensão vertical e *LL* – modificado de Skempton (1969).

4.2 Coeficiente de empuxo no repouso

O coeficiente de empuxo é a razão entre a tensão efetiva horizontal (σ'_h) e a tensão efetiva vertical (σ'_v). Porém esse valor varia conforme o nível de deslocamento e a determinação através de ensaios *in situ* é complicada. O coeficiente de empuxo no repouso (sem deslocamento) pode ser estimado pela expressão semiempírica de Jáky (1948) com a correção de Kulhawy e Mayne (1990) através de uma correlação empírica indicada na figura 4.3 com a equação:

$$K_0 = \left(1 - sen(\phi')\right) \cdot OCR^{sen(\phi')} \tag{4.1}$$

sendo,

K_0 – Coeficiente de empuxo do repouso;

ϕ' – Ângulo de atrito e;

OCR – Razão de sobreadensamento;

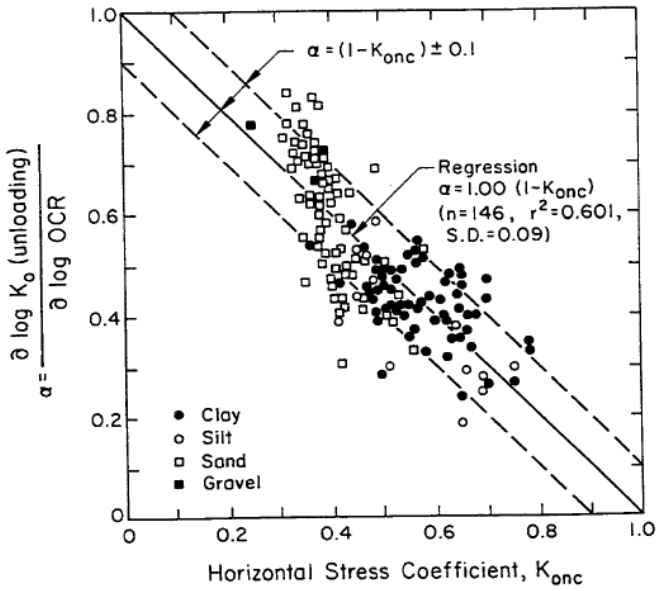

Figura 4.3 – Relação entre K_0 e *OCR* onde alfa é o expoente de OCR - Kulhawy e Mayne (1990).

A Teoria da Elasticidade ainda prevê valores para K_0 em termos do coeficiente de Poisson (v') da seguinte forma:

$$K_0 = \frac{v'}{1 - v'} \tag{4.2}$$

A figura 4.4, adaptada de Wesley (2010), mostra a variação de K_0 em solos sedimentares e residuais com o tempo.

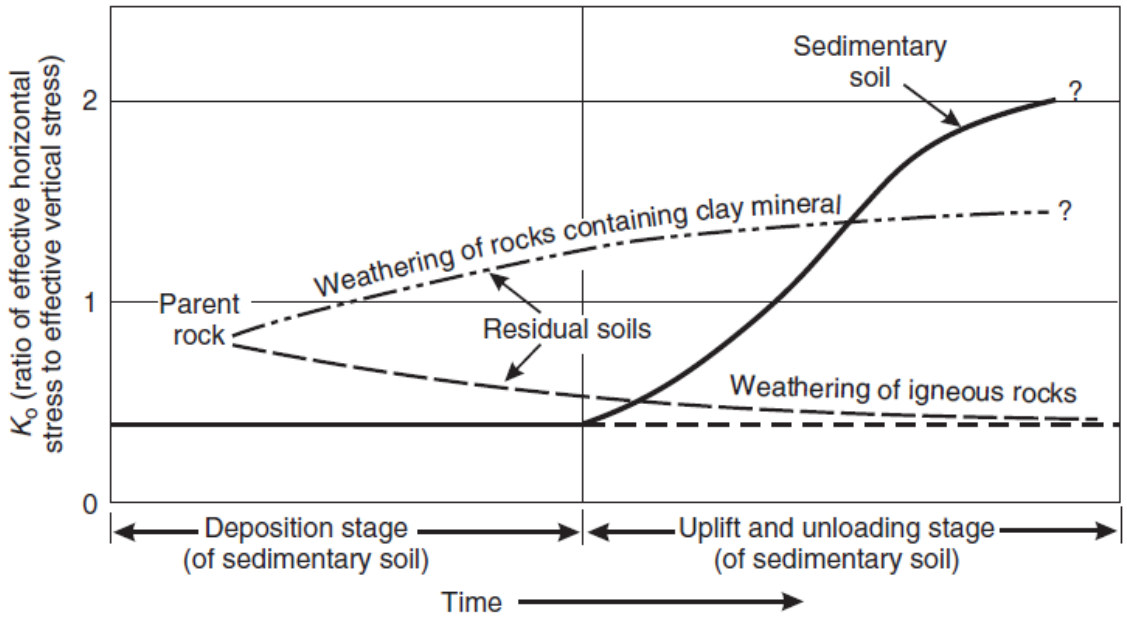

Figura 4.4 – Variação de K_0 em solos sedimentares e residuais com o tempo – adaptado de Wesley (2010).

Booker e Ireland (1965) mostra a influência do ângulo de atrito, OCR e o índice de plasticidade (*IP*) em K_0 em ensaios triaxiais com adensamento anisotrópico tipo CAU conforme a figura 4.5.

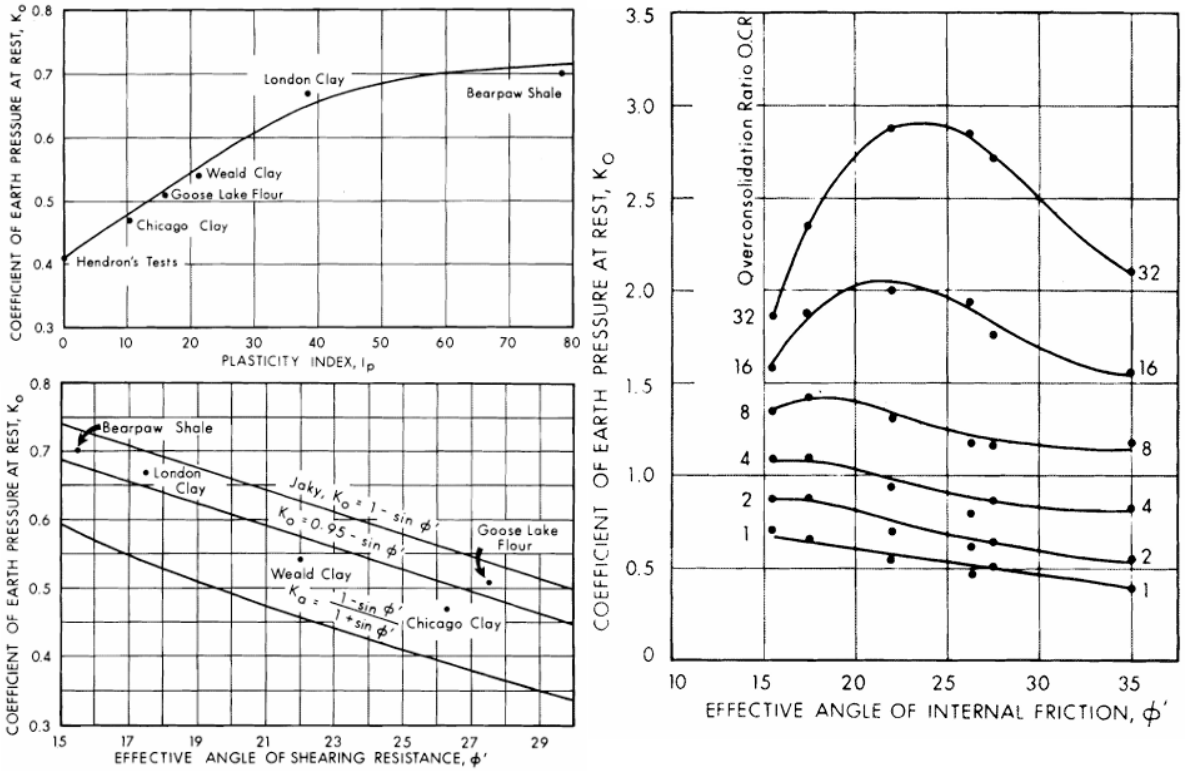

Figura 4.5 – Variação de K_0 com o ângulo de atrito, OCR e o índice de plasticidade – adaptado de Booker e Ireland (1965).

4.3 Razão de sobreadensamento

OCR é a razão entre a maior tensão que o solo já sofreu (tensão de sobeadensamento - σ'_{vm}) e a tensão atual no solo, ou seja:

$$OCR = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}} \tag{4.3}$$

Kulhawy e Mayne(1990) indicam uma correlação entre *OCR* e número de golpes do SPT (N_{SPT}), figura 4.6. Das (2016) menciona que a energia utilizada no SPT para a obtenção dessa correlação é de 60%. Assim chega-se a:

$$OCR = 0{,}58 \cdot \frac{N_{SPT} \cdot P_{atm}}{\sigma'_{v0}} \tag{4.4}$$

sendo σ'_{v0} a tensão vertical inicial efetiva e P_{atm} a pressão atmosférica.

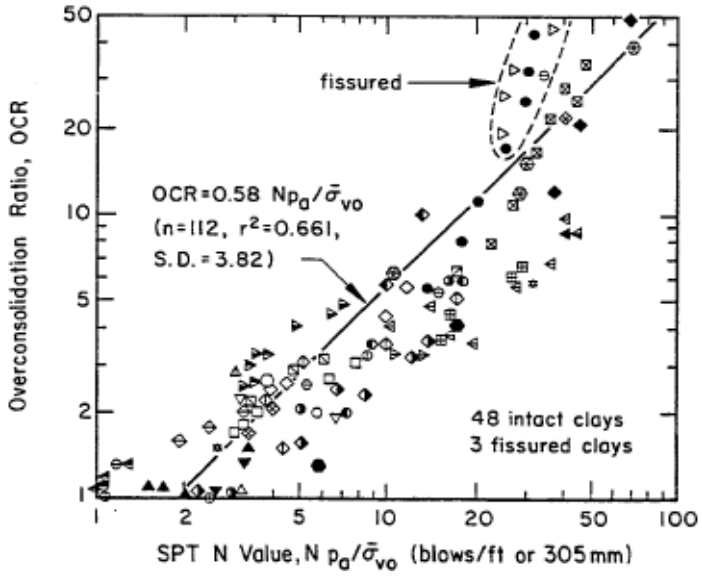

Figura 4.6 – Correlação entre OCR e N_{SPT} no caso de argilas - Kulhawy e Mayne (1990).

4.4 Ângulo de atrito

Segundo Kulhawy e Mayne (1990) o ângulo de atrito de pico para argilas normalmente adensadas, não-sensíveis e não cimentadas é basicamente igual ao ângulo de atrito a volume constante (ϕ_{cv}). Quando essas condições não são atendidas o ângulo de atrito a volume constante representa o limite inferior para o ângulo de atrito de pico. Diversos fatores podem influenciar o ângulo de atrito, mas para uma análise inicial uma correlação simples pode ser realizada com índices físicos conforme apresentada por Mitchell (1976) é indicada na figura 4.7.

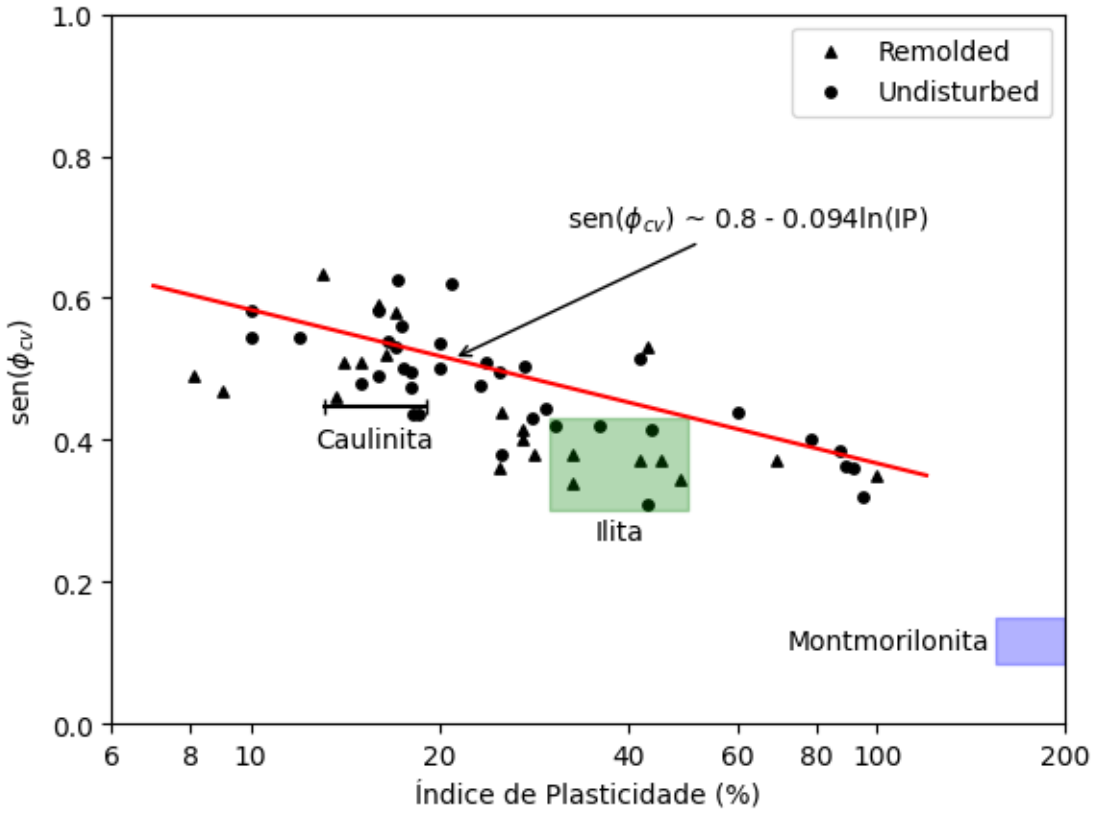

Figura 4.7 – Ângulo de atrito a volume constante para argilas normalmente adensadas vs Índice de plasticidade – Adaptado de Mitchell (1976).

Silva (2013) apresenta diversos índices de plasticidade para argilas moles brasileiras variando de 40 a 166 % com média em torno de 114 %, portanto ao lançar mão da figura 4.4 e da equação 4.1 sabendo que a resolução da mesma é de 0,1, chega-se que em média o valor de K_0 de argilas moles brasileiras é de 0,6. Tal raciocínio coincide com os dados apresentados por Booker e Ireland (1965) na figura 4.4.

4.5 Resistência não-drenada

A resistência não-drenada (S_u) não é uma propriedade constante do solo. Ela varia conforme a umidade, velocidade de solicitação, estado de tensões, *OCR* e outros fatores.

A teoria dos estados críticos prevê a variação da resistência não-drenada (S_u) em termos do estado de tensões e tensão de sobreadensamento de acordo com a equação:

$$S_u = \frac{M}{2} \cdot p_0 \cdot \left(\frac{R_p}{e}\right)^{\Lambda} \tag{4.5}$$

O parâmetro *M* está relacionado com a ruptura do solo a volume constante, o parâmetro *Λ* com a compressibilidade do solo e o *Rp* pode ser traduzido como o *OCR*. Domingos (2008) calcula para duas argilas do Rio de Janeiro os parâmetros *M* e *Λ* indicados na tabela 4.2. Póvoa (2016) caracteriza uma argila mole no bairro do Imburo em Macaé/RJ e Lima (2007) caracteriza uma argila de Rio das Ostras/RJ. Os parâmetros foram calculados conforme as equações:

$$M = \frac{6 \cdot sen(\phi_{cv})}{3 - sen(\phi_{cv})} \tag{4.6}$$

$$\Lambda = 1 - \frac{c_s}{c_c} \tag{4.7}$$

A sensibilidade (S_t), definida como a razão entre a resistência não-drenada indeformada e a resistência não drenada totalmente amolgada, de Sarapuí/RJ e Macaé/RJ encontra-se na tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Parâmetros de estados críticos para alguns solos fluminenses – Póvoa (2016)

Local	***M***	***Λ***	***S_t***
Argila do Botafogo/RJ	0,98	0,80	
Argila de Sarapuí/RJ	0,98	0,85	2 - 4
Argila de Macaé/RJ	-	0,93	~2
Argila de Rio das Ostras/RJ	-	0,90	

A resistência não-drenada varia conforme a solicitação a qual é submetida. A figura 4.8 mostra a variação do S_u para triaxiais de compressão, extensão e DSS.

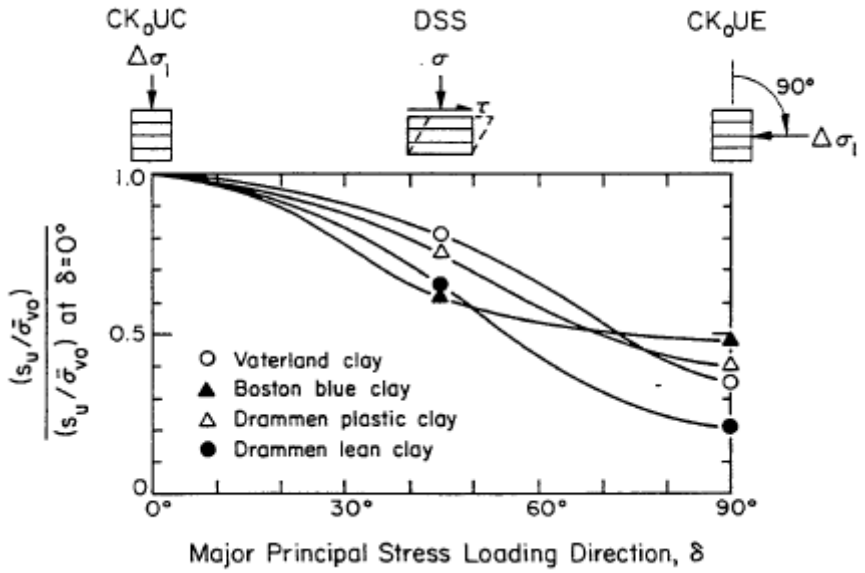

Figura 4.8 – Relação de S_u em função da solicitação – Adaptado de Kulhawy e Mayne (1990) *apud* Hansen e Clough (1980).

4.6 Módulo de elasticidade não-drenado

O módulo de elasticidade não-drenado representa a grandeza das deformações instantâneas em uma situação não drenada. O E_u, módulo não-drenado, pode ser determinado através de ensaios triaxiais ou relacionado em termos de outros parâmetros do solo.

A figura 4.9, adaptada de Duncan e Buchignani (1976), relaciona a razão E_u/S_u com o índice de plasticidade do solo e o *OCR*.

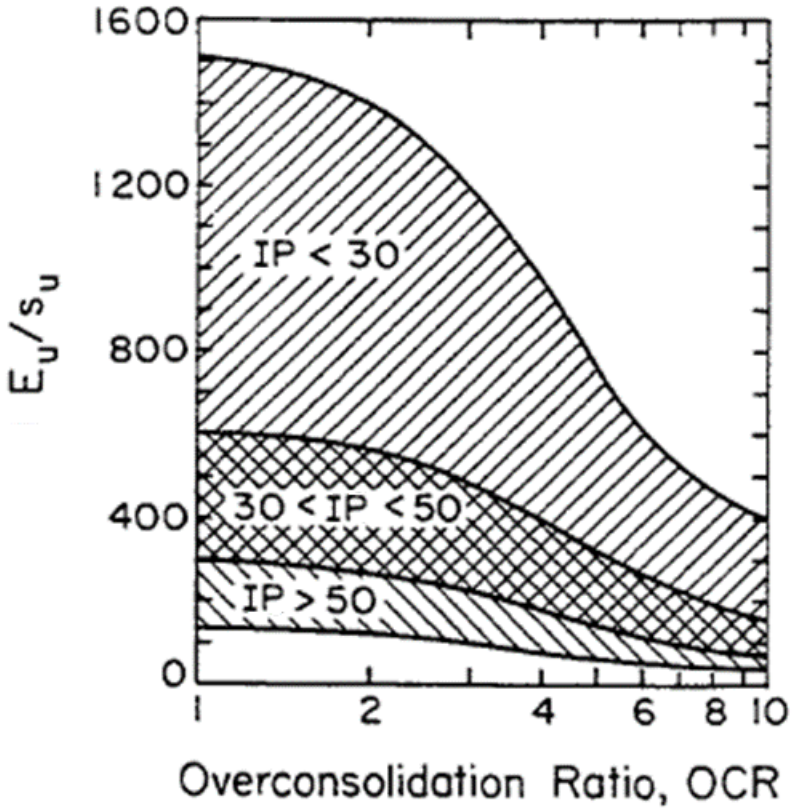

Figura 4.9 – Ábaco para o cálculo de E_u/S_u – Adaptado de Duncan e Buchignani (1976).

A teoria dos estados críticos também prevê uma relação teórica para E_u/S_u, equação 4.8, e uma correção para solos sobreadensados, equação 4.9.

$$\left(E_u/S_u\right)_{NA} = \frac{1+e_0}{C_c} \cdot \frac{2 \cdot M \cdot \ln(10)}{\Lambda \cdot (1-\Lambda) \cdot e^{-\Lambda}} \tag{4.8}$$

$$\frac{\left(E_u/S_u\right)_{SA}}{\left(E_u/S_u\right)_{NA}} = (1 - C \cdot \ln(OCR)) \cdot OCR^{-\Lambda} \tag{4.9}$$

sendo,

e_0 – Índice de vazios inicial;

C_c – Índice de compressibilidade;

C – Teoria dos estados críticos;

A constante *C* deve ser determinada experimentalmente e, segundo Kulhawy e Mayne (1990), os valores ficam entre 0 e 2 com um valor representativo na ordem de 1.

4.7 Coeficiente de Poisson

Serão apresentadas duas metodologias de estimativa de coeficiente de Poisson, mas cabe ressaltar que para situações não drenadas $v' = 0{,}5$. A primeira metodologia é apresentada em Barata (1986) na tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Sugestão de valores de coeficiente de Poisson – Adaptado de Barata (1986).

Tipo de solo	Coeficiente de Poisson
Argilas saturadas[3]	0,5
Argilas não-saturadas	0,1 - 0,3
Areias argilosas	0,2 - 0,3
Siltes	0,3 - 0,35
Areias	0,2 - 0,4

Segundo Danziger e Lopes (2021) o coeficiente de Poisson pode ser estimado através no N_{SPT} com a seguinte equação:

$$v' = 0{,}1 + \frac{N_{SPT}}{100} \leq 0{,}5 \tag{4.10}$$

4.8 Módulo de cisalhamento

O módulo de cisalhamento (*G*) é correlacionado com o módulo de Young (*E*) segundo a Teoria da Elasticidade a partir de:

[3] Em carregamento não-drenado

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + v)} \tag{4.11}$$

A teoria dos estados críticos prevê a variação do módulo de cisalhamento com o nível de tensão a partir da equação a seguir:

$$G = \frac{3 \cdot (1 - 2 \cdot v) \cdot (1 + e) \cdot p'}{2 \cdot (1 + v) \cdot \kappa} \tag{4.12}$$

sendo,

p’ – Tensão efetiva média e;

κ – Parâmetro da teoria dos estados críticos;

Considerando um solo sedimentar normalmente adensado, um ângulo de atrito de 25º, coeficiente de Poisson de 0,3 e $\frac{\kappa}{1+e_0} = 0{,}026$ é possível estimar o módulo de cisalhamento da seguinte forma:

$$G = 12{,}7 \cdot \sigma_v' \tag{4.13}$$

5 TEORIA DE EXPANSÃO DE CAVIDADE A SER APLICADA AO PROBLEMA DA CONCRETAGEM DE ESTACAS HÉLICE EM SOLOS MOLES

5.1 Introdução

Segundo Mitchell (2000) a análise da expansão de cavidades cilíndricas e esféricas em mecânica dos solos e das rochas é surpreendentemente versátil e acurada para o estudo de problemas importantes em engenharia geotécnica. A teoria da expansão de cavidade pode estudar:

- Capacidade axial e horizontal de fundações profundas;

- Interpretação de pressiômetro e ensaios de cone para determinação do estado e propriedades do solo in situ e;

- Estabilidade e deformações associadas a escavação e tunelamento.

Para o tema dessa dissertação, há aplicabilidade de soluções para expansão de cavidade cilíndrica, uma vez que o sobreconsumo de concreto pode ser interpretado como a variação volumétrica da estaca.

Segundo Yu (2000) a teoria da expansão da cavidade se preocupa com os campos de tensão e deslocamento em torno das cavidades embutidas em meios lineares ou não lineares.

O problema de expansão de cavidade é modelado segundo a figura 5.1.

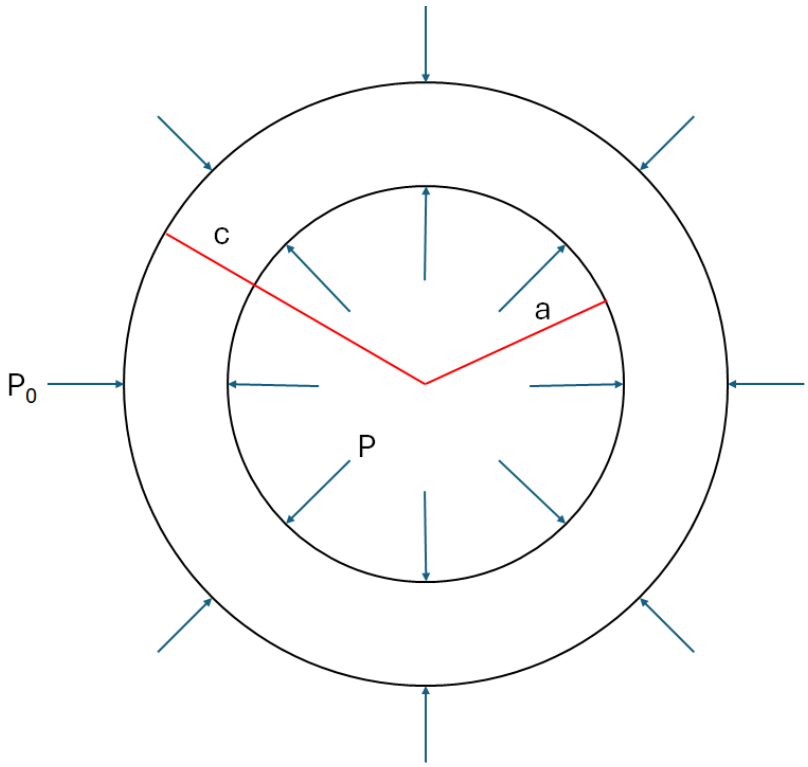

Figura 5.1 – Modelo de expansão de cavidade.

Nas regiões elásticas e plásticas, a equação de equilíbrio é:

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \tag{5.1}$$

Sendo,

σ_r – Tensão radial e;

σ_θ – Tensão polar;

No que tange às deformações, a equação 5.2a e 5.2b vale para pequenas deformações e a equação 5.3a e 5.3b vale para grandes deformações (deformações tipo Hencky).

$$\varepsilon_r = -\frac{d\delta_h}{dr} \tag{5.2a}$$

$$\varepsilon_\theta = -\frac{\delta_h}{r} \tag{5.2b}$$

$$\varepsilon_r = -\ln\left(\frac{dr}{da}\right) \tag{5.3a}$$

$$\varepsilon_\theta = -\ln\left(\frac{r}{a}\right) \tag{5.3b}$$

sendo,

δ_h – Deslocamento radial;

ε_r – Deformação radial;

ε_θ – Deformação polar e;

a – Raio inicial da cavidade;

As equações de pequenas deformações são de fácil resolução por serem equações explícitas. A simplificação de pequenas deformações significa que a geometria do problema não muda com a aplicação das tensões.

A figura 5.2 mostra a diferença das metodologias para a deformação polar assumindo uma expansão de cavidade de raio inicial de 15 cm.

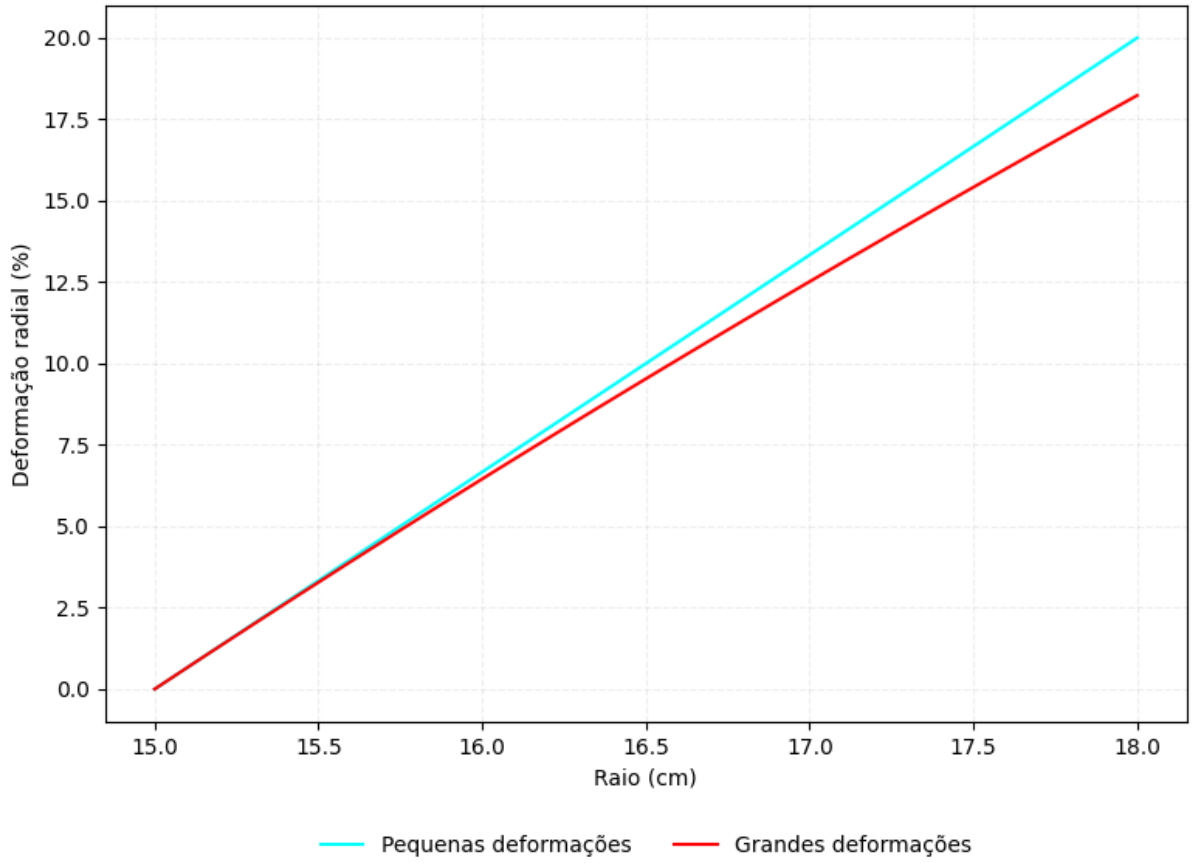

Figura 5.2 – Comparação de grandes e pequenas deformações.

Para compatibilizar as tensões e deformações faz-se necessário a utilização de um modelo constitutivo, expressos nos itens a seguir.

5.2 Física do problema

Peiffer et. al. (1994) executou uma estaca ao lado de um dilatômetro que monitorava a execução com medidas A. A figura 5.3 mostra o monitoramento de três estacas utilizando esse processo.

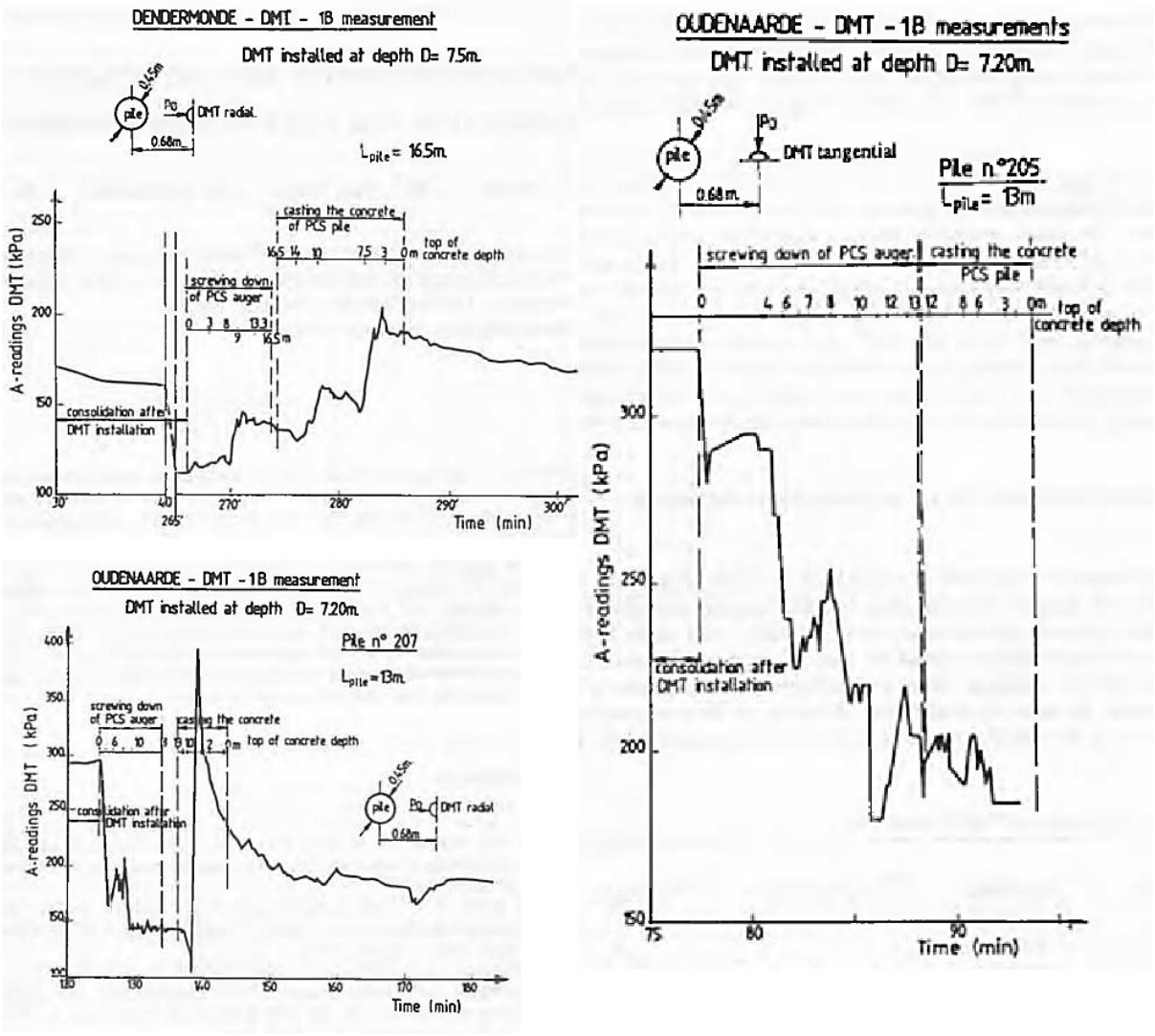

Figura 5.3 – Monitoramento realizado através do DMT durante a instalação de uma estaca hélice contínua – adaptado de Peiffer et. al. (1994).

Então, pode-se descrever assim a física do problema: O solo encontra-se em um estado natural. Com a perfuração do trado o solo é desconfinado, quando o trado retorna concretando o solo é carregado lateralmente devido à pressão do concreto. Neste ponto acontecem dois fenômenos ao mesmo tempo, um descarregamento devido à retração do concreto (tensão residual) e o adensamento radial. Cabe ressaltar que segundo Silva (2011) o desconfinamento pode ser evitado através de uma velocidade ideal de perfuração, no entanto aplicar essa velocidade em um caso real é de difícil execução. A figura 5.6 mostra um exemplo do que pode

acontecer com o solo durante a instalação de uma estaca hélice contínua onde a pressão de concreto foi suficiente para reconstituir o estado de tensões inicial.

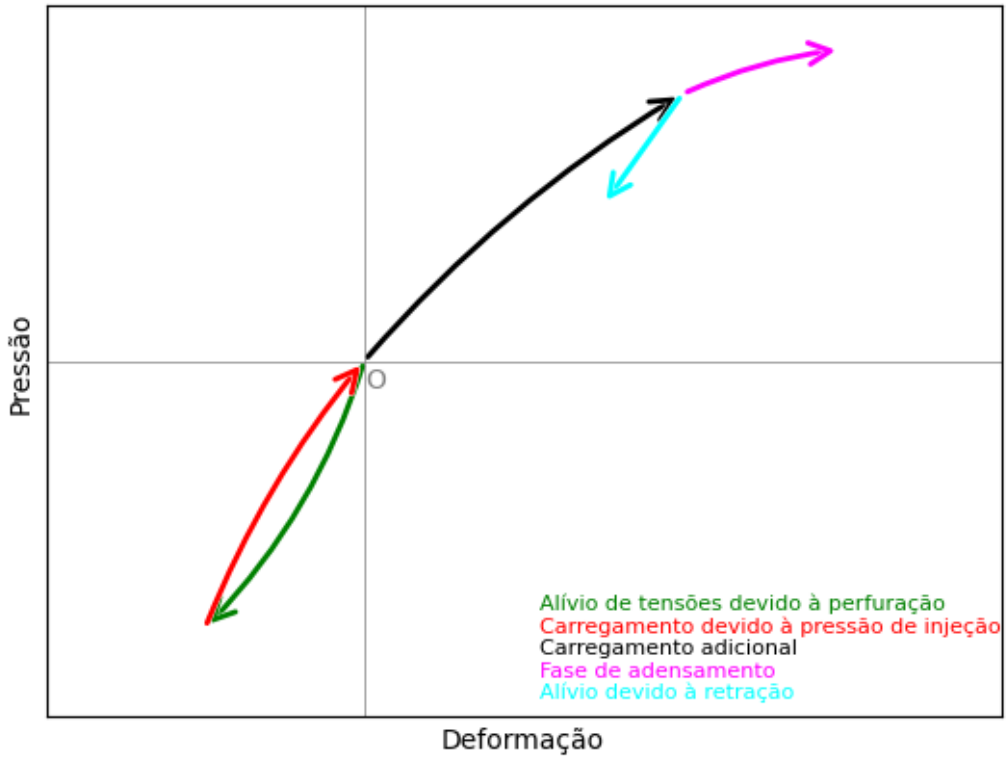

Figura 5.4 – Gráfico hipotético pressão-deformação durante a execução de estacas tipo hélice contínua.

Devido a esse carregamento radial, o estudo do sobreconsumo pode ser feito pela teoria de expansão de cavidade.

5.3 Acréscimo de tensão na cavidade

A Teoria da Elasticidade possui solução para as tensões radiais e polares dada uma pressão interna a uma cavidade cilíndrica (o acréscimo de tensão cisalhante é zero). Segundo Yu (2000) a tensão radial e polar em um meio infinito é descrita pela equação 5.4 e 5.5 respectivamente.

$$\sigma_r = p_0 + (p - p_0) \cdot \left(\frac{a}{r}\right)^2 \quad (5.4)$$

$$\sigma_\theta = p_0 - (p - p_0) \cdot \left(\frac{a}{r}\right)^2 \quad (5.5)$$

sendo, p_0 a pressão externa a cavidade.

É possível notar que, fazendo uma analogia a um ensaio triaxial, o mecanismo de expansão de cavidade aplicado ao problema estudado é análogo ao triaxial de extensão com aumento de tensão horizontal. A figura 5.5 mostra o mecanismo descrito.

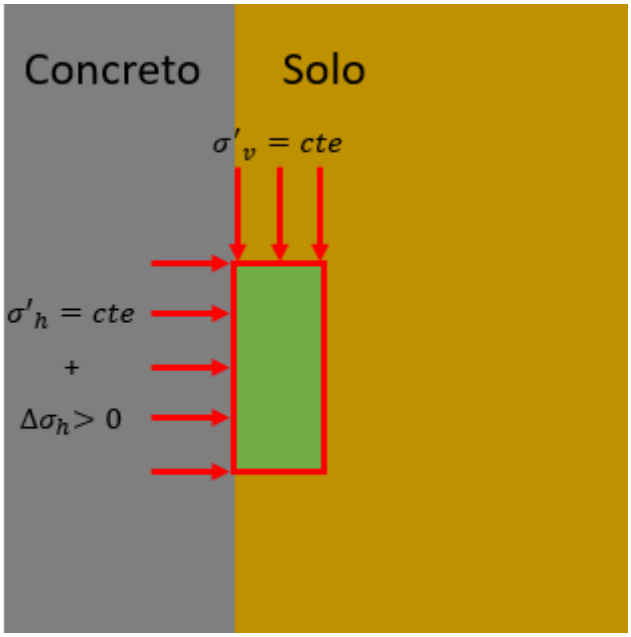

Figura 5.5 – Mecanismo de solicitação do solo durante a concretagem.

5.4 Tensão de plastificação

O primeiro passo para o estudo é saber se o solo ao redor da estaca irá plastificar ou não, por isso utiliza-se soluções para identificar a problemática.

5.4.1 Critério de Tresca

O critério de Tresca é baseado em análise de tensões totais. Introduz-se uma variável Y que é o diâmetro do círculo de Mohr. Assim, Yu (2000), diz que a pressão interna a cavidade necessária para plastificar o material ao redor da cavidade em um meio finito é dada por:

$$p_y = \frac{Y}{2}\left(1 - \frac{{a_0}^2}{{b_0}^2}\right) + p_0 \tag{5.6}$$

sendo,

p_y – Pressão de plastificação;

Y – Diâmetro do círculo de Mohr e;

b – Raio total da cavidade;

O modelo em meio finito é modelado pela figura 5.6.

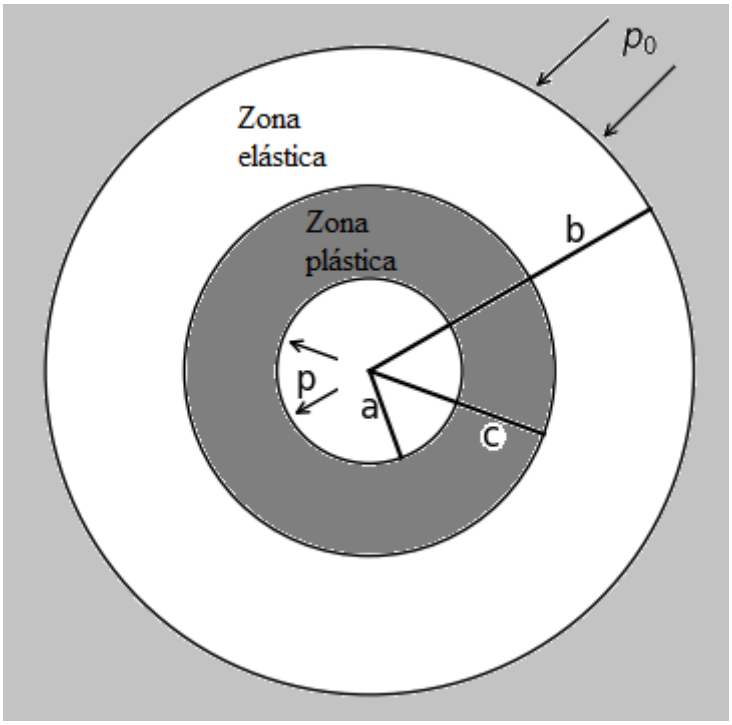

Figura 5.6 – Modelo de expansão de cavidade em meio finito.

Em tensões totais o Y = 2.Su, então, para um meio infinito, a pressão de plastificação p_y é dada por:

$$p_y = \frac{Y}{2} + p_0 \tag{5.6}$$

Torstensson (1977) faz uma simplificação do critério de Tresca. Essa solução parte da hipótese de uma cavidade cilíndrica em um meio elasto-plástico. O problema é caracterizado pelo desenvolvimento de uma zona plástica ao redor da cavidade e uma zona elástica ao redor da zona plástica a partir de uma cavidade inicial de raio zero. A figura 5.7 esquematiza o fenômeno físico associado.

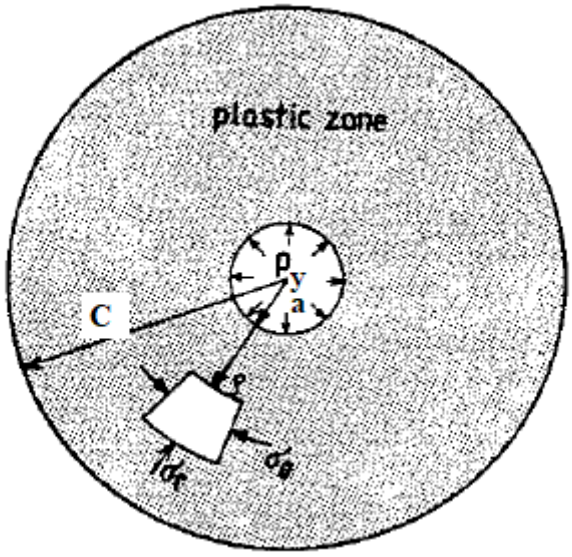

Figura 5.7 – Expansão de cavidade adaptado de Torstensson (1977)

As equações a seguir modelam o fenômeno físico descrito calculando o raio da zona plástica (c), a diferença de pressão de ruptura (Δp_u) e o excesso de poropressão (Δu).

A pressão última, equação 5.7, é a diferença entre a pressão interna a cavidade e a tensão horizontal total do solo no estado de ruptura.

$$p_y = p_0 \ + S_u \cdot \left\{1 + ln\left(\frac{E}{2 \cdot (1+v) \cdot S_u}\right)\right\} \tag{5.7}$$

5.4.2 Critério de Mohr-Coulomb

A análise pelo critério de Mohr-Coulomb é feita em tensões efetivas. Essa análise é extensa e complexa, então, Yu (2000) introduz nove variáveis auxiliares do modelo de Mohr-Coulomb para facilitar a aplicação do modelo:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1+v)} \tag{5.8}$$

$$M = \frac{E}{1 - v^2} \tag{5.9}$$

$$Y = \frac{2 \cdot C \cdot \cos{(\phi)}}{1 - sen(\phi)} \tag{5.10}$$

$$\alpha = \frac{1 + sen(\phi)}{1 - sen(\phi)} \tag{5.11}$$

$$\beta = \frac{1 + sen(\psi)}{1 - sen(\psi)} \tag{5.12}$$

$$\gamma = \frac{\alpha \cdot (\beta + 1)}{\beta \cdot (\alpha - 1)} \tag{5.13}$$

$$\delta = \frac{Y + (\alpha - 1) \cdot p_0}{2 \cdot G \cdot (\alpha + 1)} \tag{5.14}$$

$$\mu_{mc} = \frac{2 \cdot \delta \cdot (1 - v^2)}{(1+v) \cdot (\alpha - 1) \cdot \beta} \times \left[\alpha \cdot \beta + 1 - \frac{v \cdot (\alpha + \beta)}{1 - v}\right] \tag{5.15}$$

$$\chi = exp\left(\frac{(\beta + 1) \cdot (1 - 2 \cdot v) \cdot (1 + v) \cdot [Y + (\alpha - 1) \cdot p_0]}{E \cdot (\alpha - 1) \cdot \beta}\right) \tag{5.16}$$

sendo ψ – ângulo de dilatância.

Segundo Yu (2000), a plastificação ao redor da cavidade se dá a partir de p_y, calculado pela expressão a seguir.

$$p_y = 2 \cdot G \cdot \delta + p_0 \tag{5.17}$$

5.4.3 Método do equilíbrio limite

O método do equilíbrio limite geralmente visa a determinação de carregamentos que causam ruptura de estruturas. Tal problema é baseado na compatibilidade entre as capacidades de equilíbrio e resistência do material constitutivo de uma estrutura submetida a um dado processo de carregamento.

Bouassida e Frikha (2007) utilizam o método do equilíbrio limite para calcular a pressão última (p_{ult}), equação 5.18, necessária para o solo romper.

$$p_{ult} = p_0 + 2 \cdot S_u \cdot ln\left(\frac{r}{a}\right) \tag{5.18}$$

A figura 5.8 mostra o fenômeno físico modelado pelos autores.

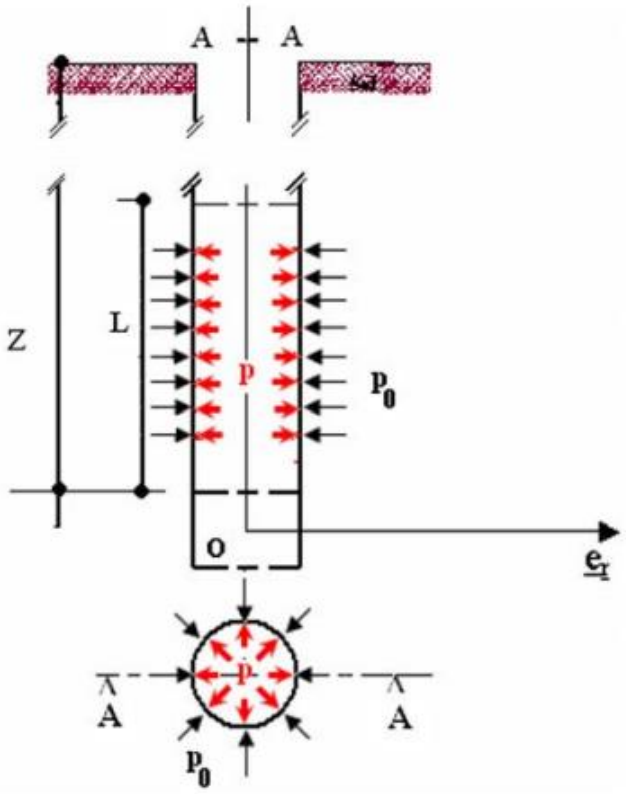

Figura 5.8 – Expansão de cavidade – adaptado de Bouassida e Frikha (2007).

Um problema dessa análise é encontrar a superfície r que será a crítica. Para o pressiômetro, Bouassida e Frikha (2007) indicam que $\Delta p_{ult}/S_u$ é da ordem de 5,4 conforme a figura 5.9.

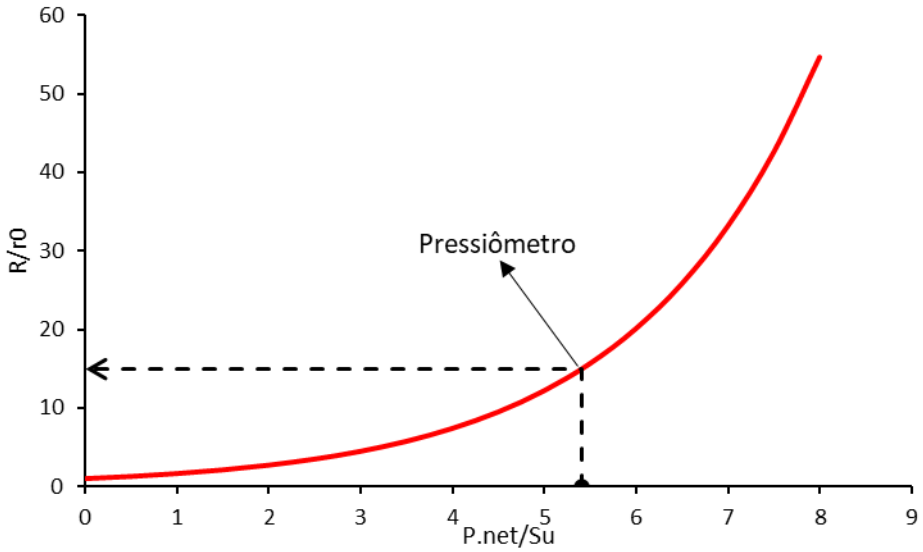

Figura 5.9 – Expansão de cavidade – adaptado de Bouassida e Frikha (2007).

5.5 Raio de plastificação

O raio de plastificação é um resultado importante para a análise no entorno da estaca e responder até onde a execução da estaca plastifica o solo de forma radial.

5.5.1 Critério de Tresca

Segundo Tortensson (1977) o raio da zona plástica, equação 5.19, não tem relação com o deslocamento horizontal da cavidade cilíndrica, mas diz qual é a zona que o solo foi plastificado.

$$c = a \cdot \sqrt{\frac{G}{S_u}} \tag{5.19}$$

5.5.2 Critério de Mohr Coulomb

Segundo Yu (2000) o raio de plastificação (c) dado pela equação a seguir.

$$\frac{c}{a} = \left\{ \frac{(\alpha + 1) \cdot [Y + (\alpha - 1) \cdot p]}{2 \cdot \alpha \cdot [Y + (\alpha - 1) \cdot p_0]} \right\}^{\frac{\alpha}{\alpha - 1}} \tag{5.20}$$

5.6 Deslocamento

5.6.1 Teoria da Elasticidade

Essa seção apresenta a solução de expansão de cavidade cilíndrica em materiais elásticos. Além de servir como uma primeira aproximação, serve como base para análises mais complexas.

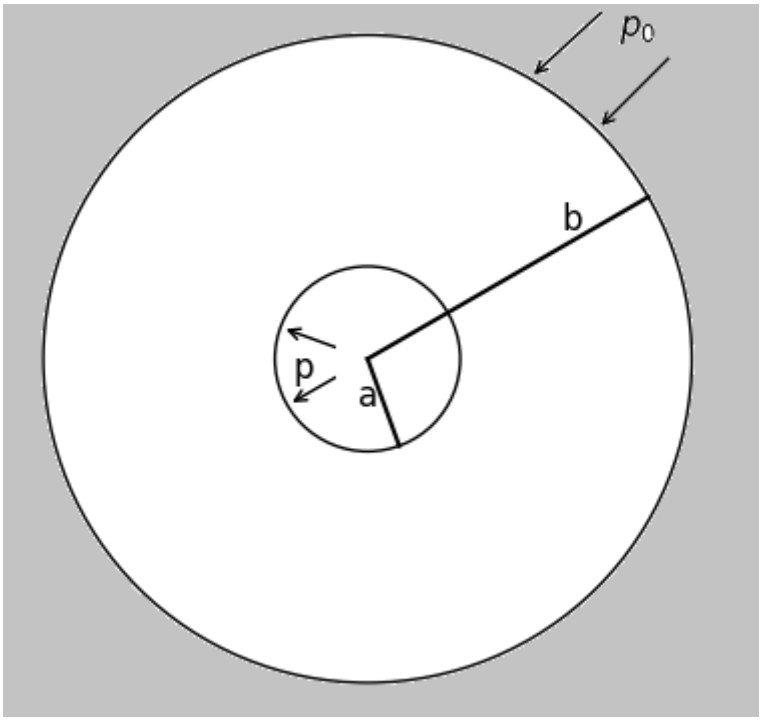

Figura 5.10 – Modelo geométrico de expansão de cavidade em materiais elásticos.

A figura 5.10 apresenta o modelo que será interpretado segundo a Teoria da Elasticidade, onde a diferença de pressão p-p_0 expande a superfície de raio a em direção à superfície de raio b. Para meio infinitos, considera-se $b \rightarrow \infty$.

Para meios infinitos a expansão de uma cavidade cilíndrica se dá através da equação 5.21 encontrada por Yu. (2000), onde r é a superfície que se deseja saber o deslocamento δ_h. O módulo de cisalhamento é dado por G.

$$\delta_h = \frac{p - p_0}{2 \cdot G} \cdot \left(\frac{a}{r}\right)^2 \cdot r \tag{5.21}$$

O valor de p é a pressão do concreto no solo e p_0 é a tensão horizontal total.

5.6.2 Critério de Tresca

Yu (2000) apresenta uma formulação de deslocamento volumétrico para a análise de Torstensson (1977) segundo a equação 5.22.

$$p(V) = \sigma_{h0} + S_u \cdot \left(1 + \ln\left(\frac{G}{S_u}\right)\right) + S_u \cdot \ln\left(\frac{\Delta V}{V}\right) \tag{5.22}$$

5.6.3 Critério de Mohr-Coulomb

Yu (2000) insere a variável *R* como função da pressão interna à cavidade conforme a equação 5.23 e o deslocamento elasto-plástico na equação 5.24.

$$R_{mc} = \frac{(\alpha + 1) \cdot [Y + (\alpha - 1) \cdot p]}{2 \cdot \alpha \cdot [Y + (\alpha - 1) \cdot p_0]} \tag{5.23}$$

$$\left(\frac{a_0 + \delta_h}{a_0}\right)^{\frac{\beta+1}{\beta}} = \frac{R^{-\gamma}}{(1 - \delta)^{\frac{\beta+1}{\beta}} - \frac{\gamma}{\chi} \cdot \sum_{i=0}^{\infty} A_n(R_{mc}, \mu)} \tag{5.24}$$

A_n é definido pela equação:

$$A_n(R,\mu) = \begin{cases} \dfrac{{\mu_{mc}}^n}{n!} \cdot \ln(R_{mc}) \quad para\ n = \gamma \\ \dfrac{{\mu_{mc}}^n}{n! \cdot (n-\gamma)} \cdot ({R_{mc}}^{n-\gamma} - 1) \quad para\ n \neq \gamma \end{cases} \tag{5.25}$$

sendo A_n e R_{mc} variáveis auxiliares do modelo do Mohr-Coulomb.

Yu (2000) menciona que para fazer uma análise não drenada basta fazer o ângulo de atrito aproximadamente igual à zero.

5.7 Excesso de Poropressão

Em camadas de solos não-drenados o processo de injeção de concreto durante a estaca hélice gera um excesso de poropressão.

5.7.1 Torstensson (1977)

Tortensson (1977) apresenta a formulação, equação 5.26, para o excesso de poropressão a partir de uma expansão de cavidade de raio zero na zona plástica.

$$\Delta u = S_u \cdot \ln\left(\frac{G}{S_u}\right) \tag{5.26}$$

O excesso de poropressão gerado não é levado em consideração no cálculo da tensão horizontal total para o cálculo de p_y. Mas, para o cálculo das tensões geostáticas após a execução da estaca, o excesso de poropressão deve ser considerado.

5.7.2 Tresca

Já Yu (2000) menciona que o excesso de poropressão na região plástica, ou seja, r < c, é dado pela equação 5.27. Segundo Yu (2000) raio de plastificação desse modelo está associado ao exposto na equação 5.19.

$$\Delta u = 2 \cdot S_u \cdot \ln\left(\frac{c}{r}\right) \tag{5.27}$$

6 BANCO DE DADOS DE EXECUÇÃO DE ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA NO ESTADO DO RIO DE JANEIRO

Foram coletados 682 boletins de monitoramento de estacas hélice contínua executadas no Estado do Rio de Janeiro provenientes de 13 obras. Com base nesses boletins são feitas análises qualitativas dos dados provenientes do monitoramento.

Cabe ressaltar que os boletins coletados foram gerados a partir do software SACI. As estacas possuem 30 a 50 cm de diâmetro com comprimentos variando entre 7 a 21 metros. Um exemplo de boletim coletado com todas as informações está na figura 6.1.

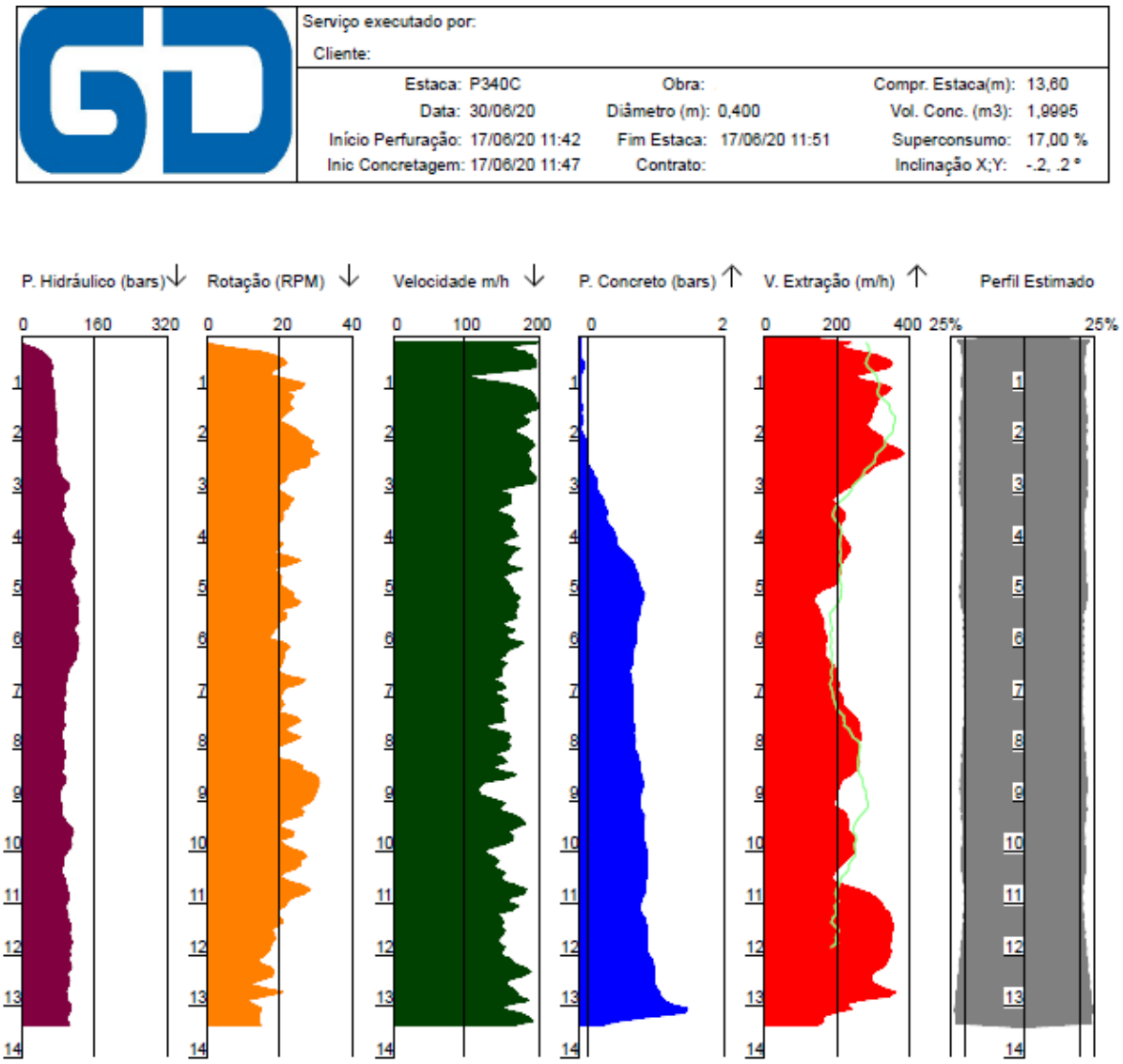

Figura 6.1 - Boletim de monitoramento de estaca hélice contínua

6.1 Sobreconsumo vs presença de argila mole

De todos os boletins analisados, 363 estacas foram executadas em perfis sem argila mole e 319 estacas com argila mole. A figura 6.2 mostra o número de ocorrências e o sobreconsumo nos casos com e sem presença de argila mole.

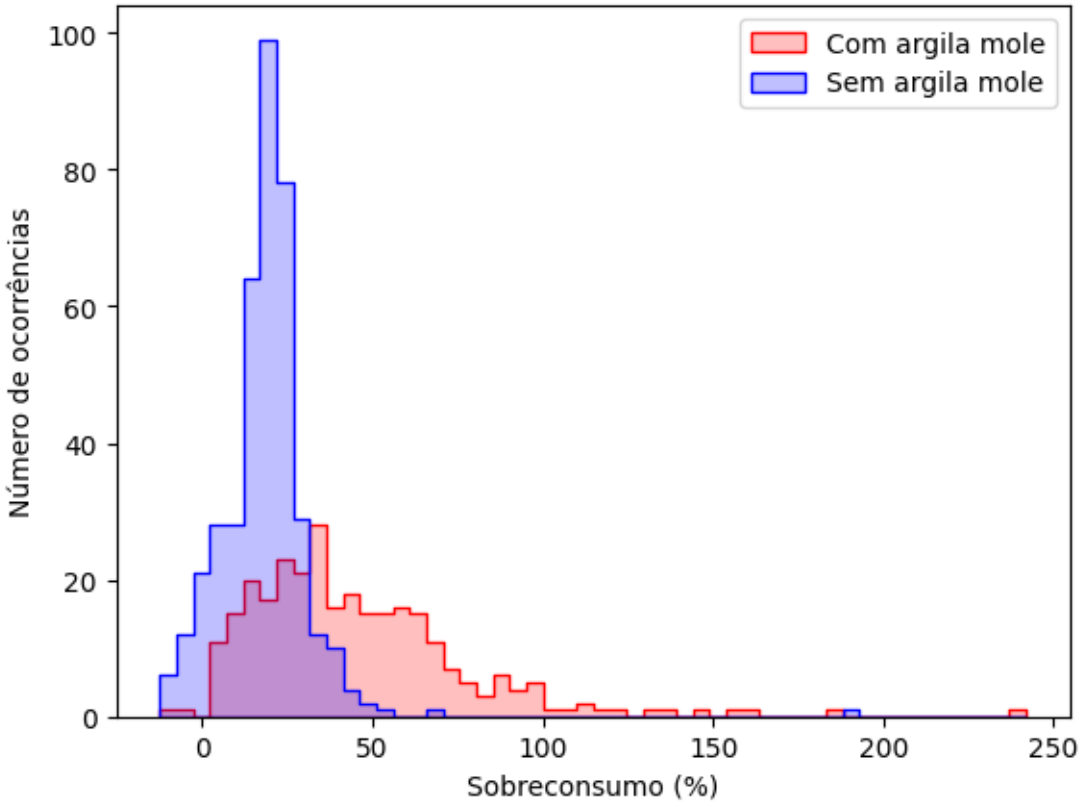

Figura 6.2 – Número de ocorrências com sobreconsumo em casos com e sem presença de argila mole no perfil

Para uma análise quantitativa, faz-se necessária a apresentação dos dados na tabela 6.1 que traz quantidades estatísticas para tentar descrever o banco de dados.

Tabela 6.1 – Resumo do banco de dados.

		Sobreconsumo pontual (%)						
	Número de estacas	**Máximo (%)**	**Mínimo (%)**	**Média (%)**	**Mediana (%)**	**Faixa mais frequente (%)**	**Desvio Padrão (%)**	**Coeficiente de variação**
Geral	682	241,94	-12,52	29,42	22,57	15-25	26,82	91%
Sem argila mole	363	189,053	-9,60	19,10	19,661	15-25	13,94	73%
Com argila mole	319	241,94	-12,52	41,15	34,521	25-35	32,55	79%

6.2 Sobreconsumo *vs* diâmetro do trado

Na prática de execução de estacas hélice continua existe um consenso de que quanto maior for o diâmetro do trado menor será o sobreconsumo. A figura 6.3 mostra um histograma do sobreconsumo para diferentes diâmetros do trado.

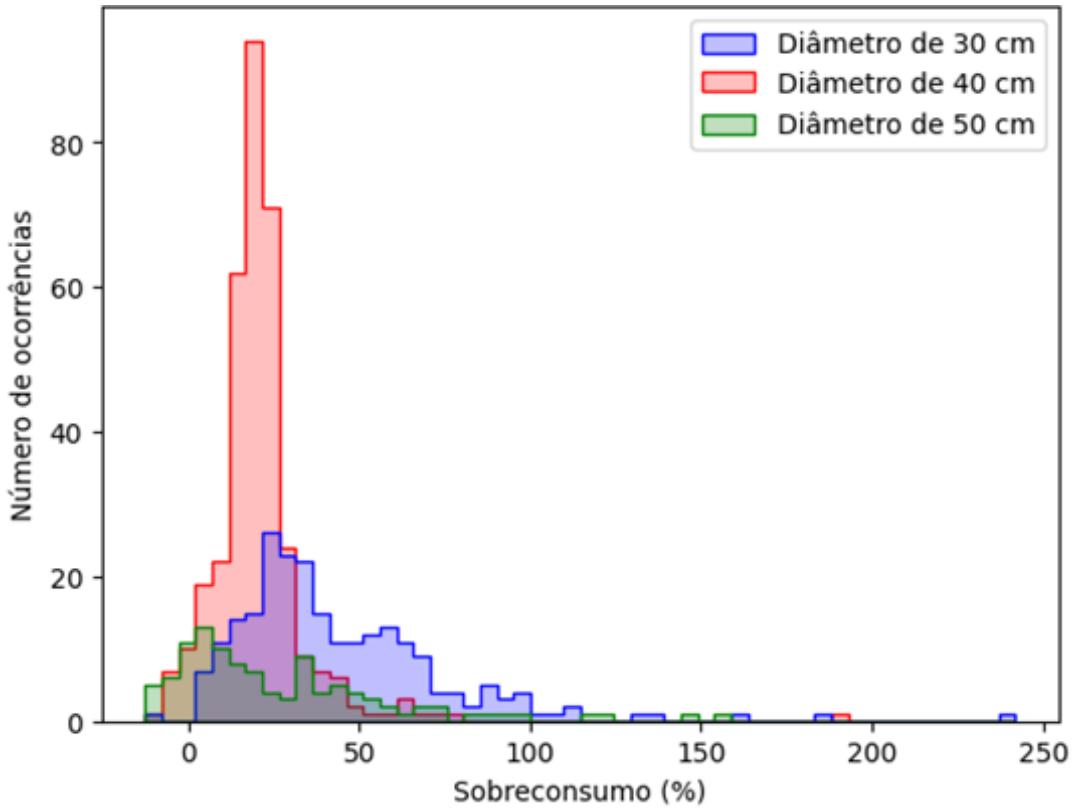

Figura 6.3 – Sobreconsumo pelo diâmetro do trado.

Observa-se que, em média, à medida que o diâmetro aumenta, o sobreconsumo tende a diminuir. No entanto, o desvio padrão indica que essa correlação é fraca.

6.3 Sobreconsumo *vs* comprimento da estaca

A figura 6.4 mostra a dispersão do sobreconsumo pelo comprimento da estaca considerando diferentes diâmetros do trado.

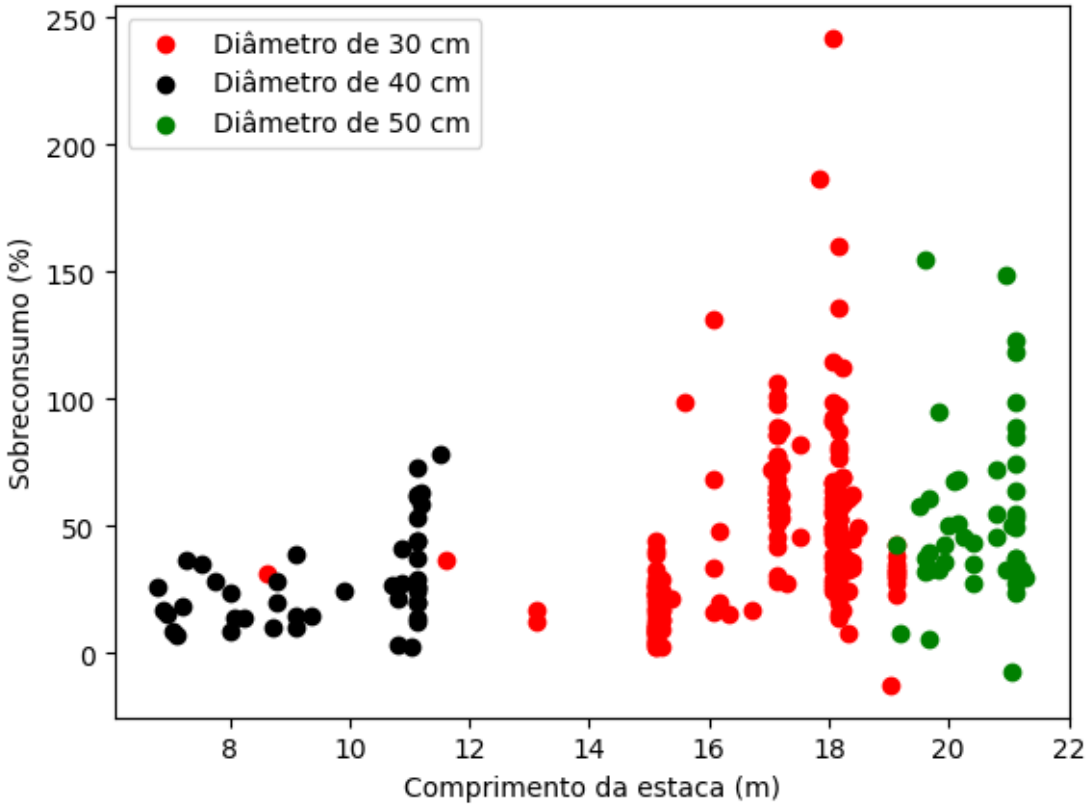

Figura 6.4 – Sobreconsumo pelo comprimento da estaca.

Percebe-se que em 18 metros ocorre uma mudança de tendência, o que coincide com o comprimento usual do trado antes do uso do prolongador.

6.4 Sobreconsumo *vs* camada mole

A presença de argila mole por si só não é a única variável que afeta o sobreconsumo, mas a profundidade e a espessura da camada de argila mole são outras variáveis, portanto a Figura 6.5 mostra a relação entre o sobreconsumo médio e a espessura da camada dividida pela profundidade do ponto médio da camada de argila mole, cabe ressaltar que para cada valor da

espessura da camada dividida pela profundidade do ponto médio da camada de argila mole existem diversos sobreconsumos, a correlação foi feita utilizando a média desses sobreconsumos. Essa variável foi idealizada para representar as duas variáveis de forma adimensional e que representasse uma tendência.

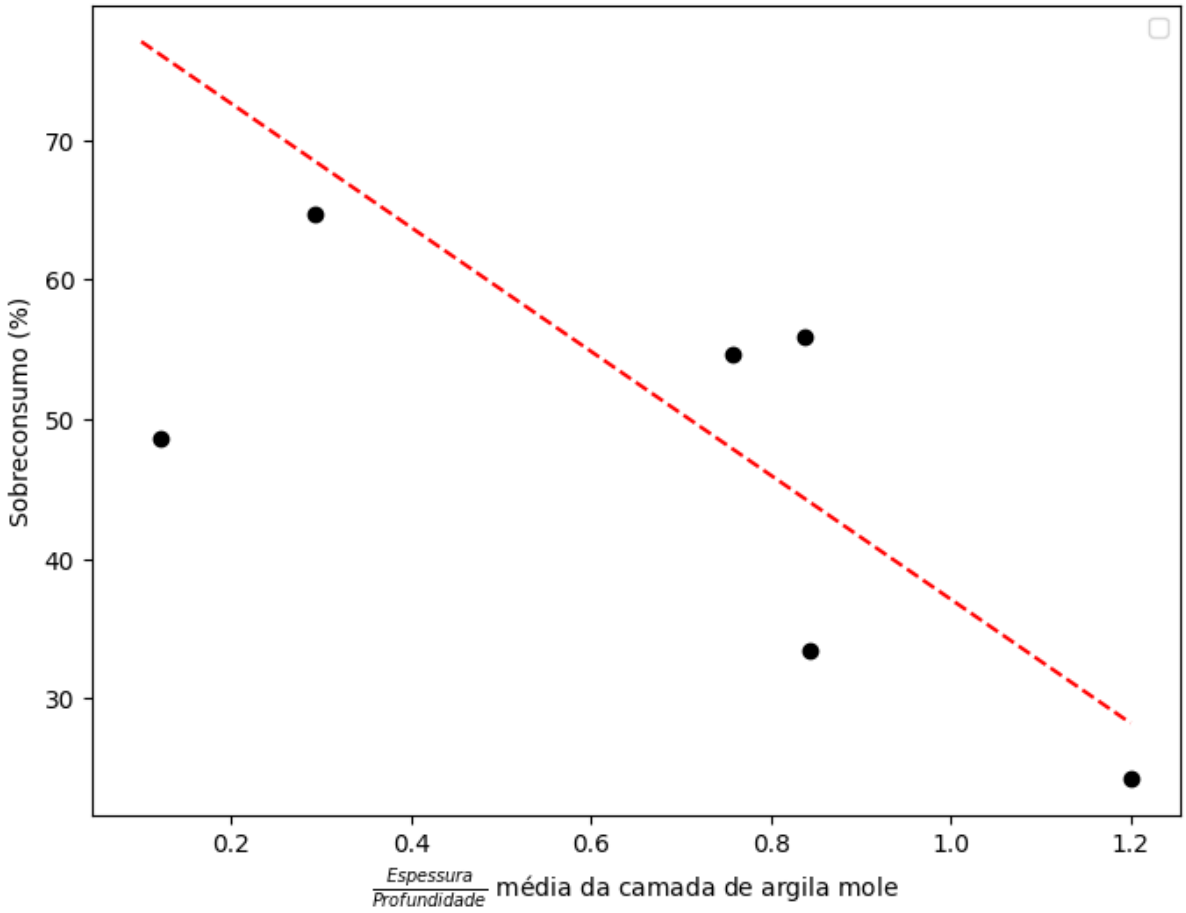

Figura 6.5 – Sobreconsumo pela geometria da camada de argila mole: espessura da camada dividida pela profundidade do ponto médio da camada.

Percebe-se que ocorre uma tendência de redução do sobreconsumo em função desse parâmetro adimensional.

6.5 Sobreconsumo *vs* características geométricas da estaca *vs* parâmetros geotécnicos

Correlacionar o sobreconsumo com parâmetros geométricos da estaca e características do solo não é simples. Tentou-se lançar mão de uma variável adimensional que seria a razão entre o comprimento da estaca vezes a profundidade do centro da camada mole e o diâmetro da estaca vezes a espessura da camada mole para tentar englobar alguns dos parâmetros mais importantes do sistema, cabe ressaltar que para cada valor dessa variável existem diversos sobreconsumos, a correlação foi feita utilizando a média desses sobreconsumos. A figura 6.6 apresenta a relação entre o sobreconsumo essa é variável adimensional.

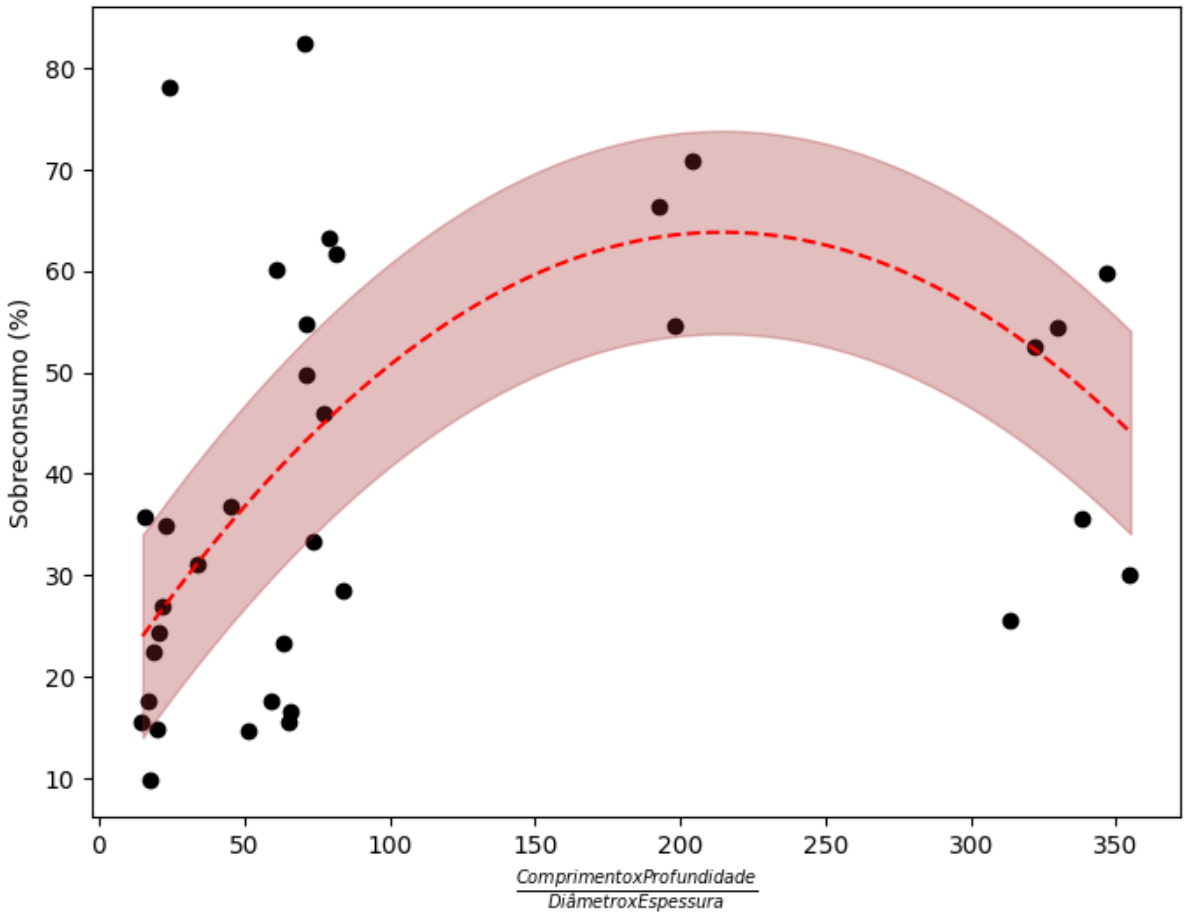

Figura 6.6 – Sobreconsumo em função do diâmetro e comprimento da estaca e da profundidade e espessura média da camada de argila mole.

Embora haja uma dispersão grande, a curva de tendência da figura acima indica que sobreconsumos baixos ocorrem quando essa variável adimensional é menor do que 50,

chegando a um máximo em torno de 200. Essa dispersão se deve a outros parâmetros que não estão considerados, por exemplo, S_u da argila, velocidade de extração do trado, pressão de injeção, etc.

7 ESTUDOS DE CASOS

São apresentados três estudos de caso. Os estudos de caso 1 e 2 foram obras realizadas no norte fluminense que contaram com sondagens a percussão, esses estudos de caso fazem parte do banco de dados apresentado no capítulo anterior. Já o estudo de caso 3 foi uma obra realizada em Minas Gerais que conta com uma investigação geotécnica detalhada, esse estudo de caso não está no banco de dados.

7.1 Considerações da pressão de injeção no nível da ponta do trado

A fim de validar a metodologia desenvolvida no capítulo 3, comparou-se as estimativas do método com resultados de medidas realizadas por Brons e Kool (1988) e Batista et. al. (2023)[4]. O comportamento reológico do concreto foi utilizado conforme descrito na seção 3.1 para obtenção dos parâmetros reológicos e representação modelo de escoamento. Foi utilizado como hipótese o diâmetro interno e comprimento do trado igual à 12,5 cm e 18 m respectivamente, no que tange a velocidade utilizou-se valores típicos de 200 a 400 m/h. Assim, a figura 7.1 mostra os dados reais em comparação com as estimativas realizadas a partir dos modelos de Newton, Bingham e Power Law.

[4] A coleta dos dados desse trabalho foi realizada através de visão computacional.

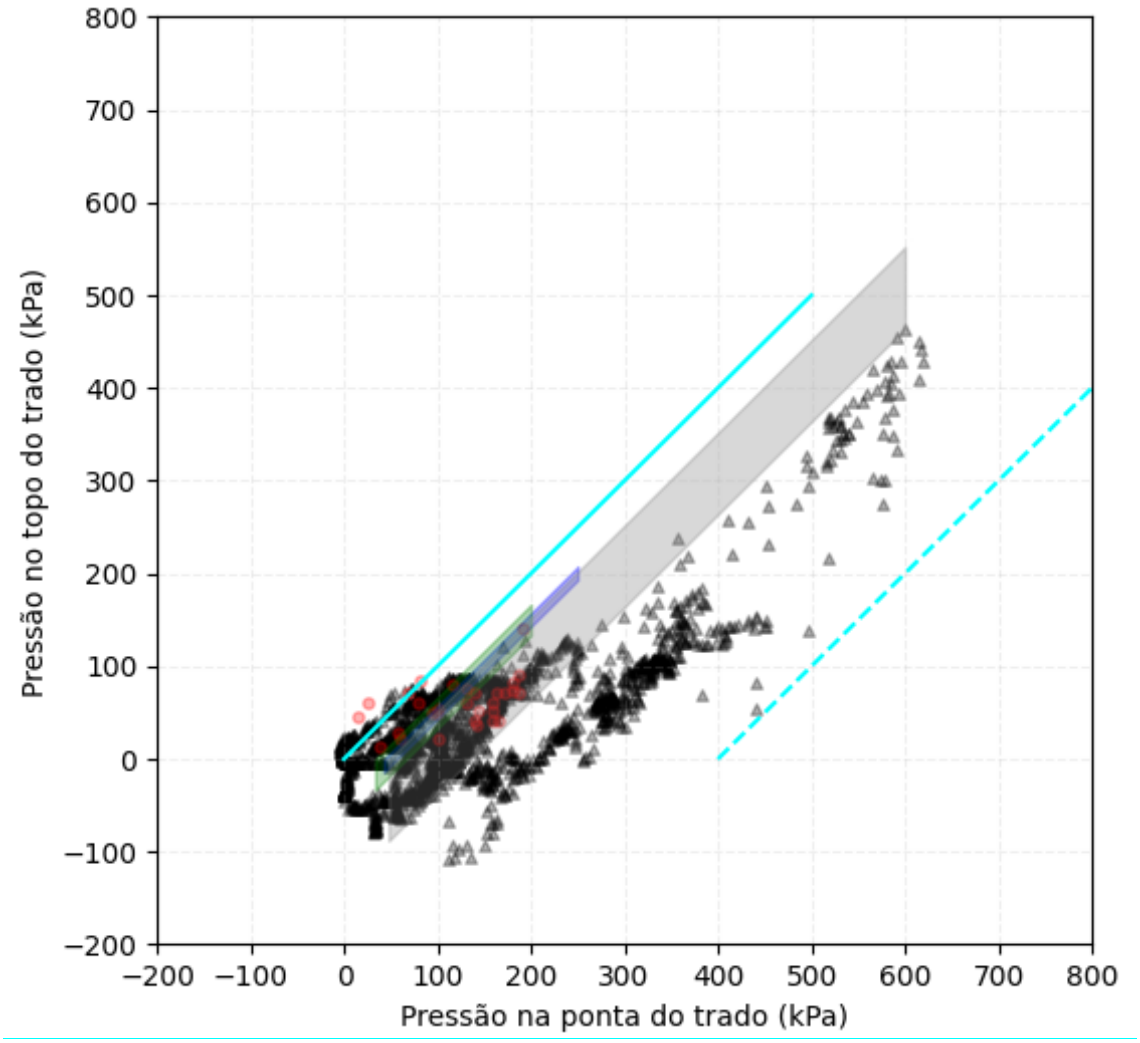

Figura 7.1 – Considerando diâmetro de 12,5 cm no trado

Nota-se que em um mesmo perfil de solo, se duas estacas diferentes forem executadas com trados de comprimentos diferentes, o sobreconsumo será diferente pois a pressão devido à coluna de concreto será diferente nas duas situações. A figura 7.2 ilustra essa situação.

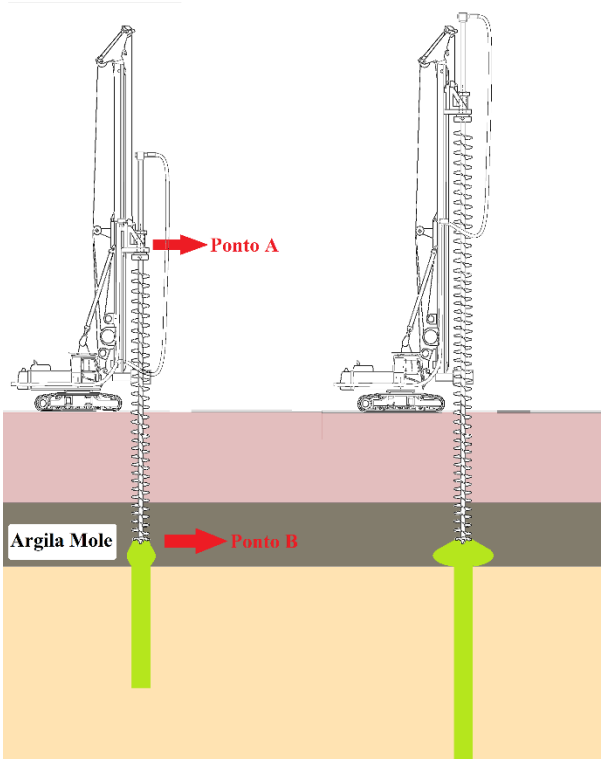

Figura 7.1 – Possíveis efeitos da altura do trado no sobreconsumo (maior sobreconsumo por trado mais alto).

Para os estudos de caso desse capítulo foi utilizado uma faixa de pressão de 75 a 150 kPa que corresponde à valores médios de pressão na base do trado quando a pressão medida no topo do trado é baixa.

7.2 Estudo de caso 1 – Macaé/RJ

7.2.1 Dados da obra

O estudo de caso 1 foi uma obra realizada da cidade de Macaé no Estado do Rio de Janeiro. O perfil geotécnico, realizado a partir de verticais de sondagem a percussão com medidas de N_{SPT}, encontra-se na figura 7.3 onde percebe-se uma camada de argila muito mole sobreposta por um aterro.

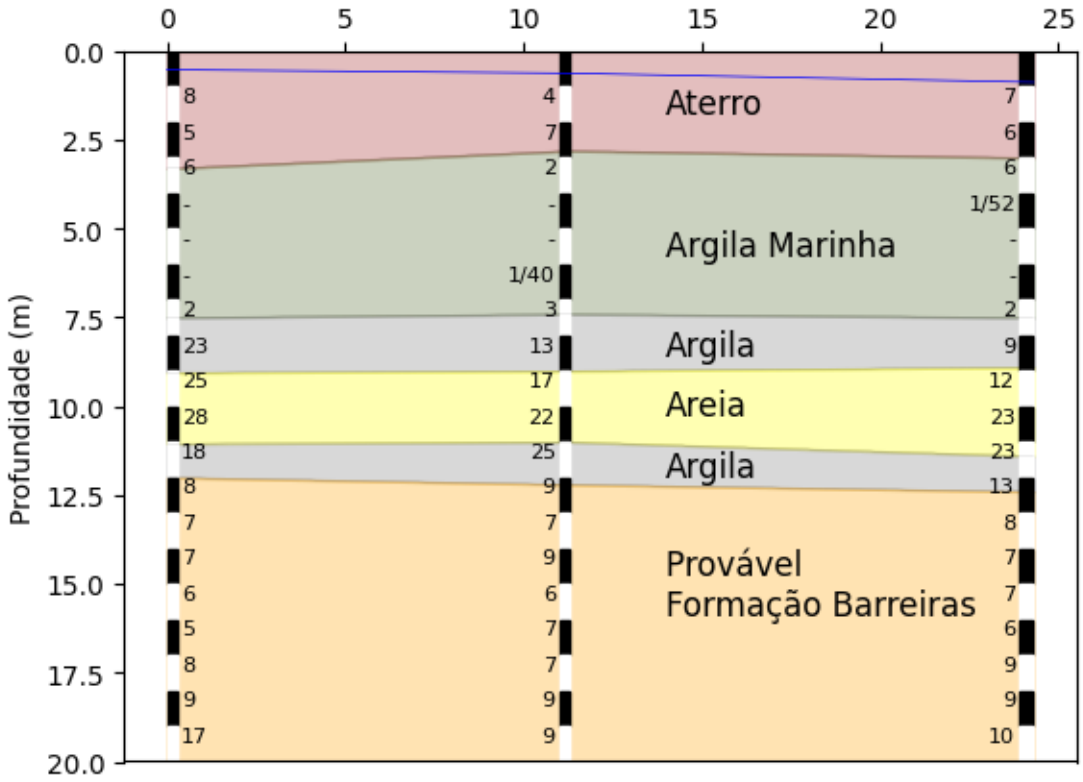

Figura 7.2 – Perfil do estudo de caso 1.

A solução de fundação para essa obra foi em estaca hélice contínua com 30 cm de diâmetro com profundidades em torno de 18 m. A figura 7.4 apresenta um boletim de execução de EHC típico dessa obra e a figura 7.5 apresenta um histograma do sobreconsumo de concreto nessa obra. Percebe-se que a média de sobreconsumo é de 49% com destaque para estacas que tiveram mais de 150% de sobreconsumo de concreto.

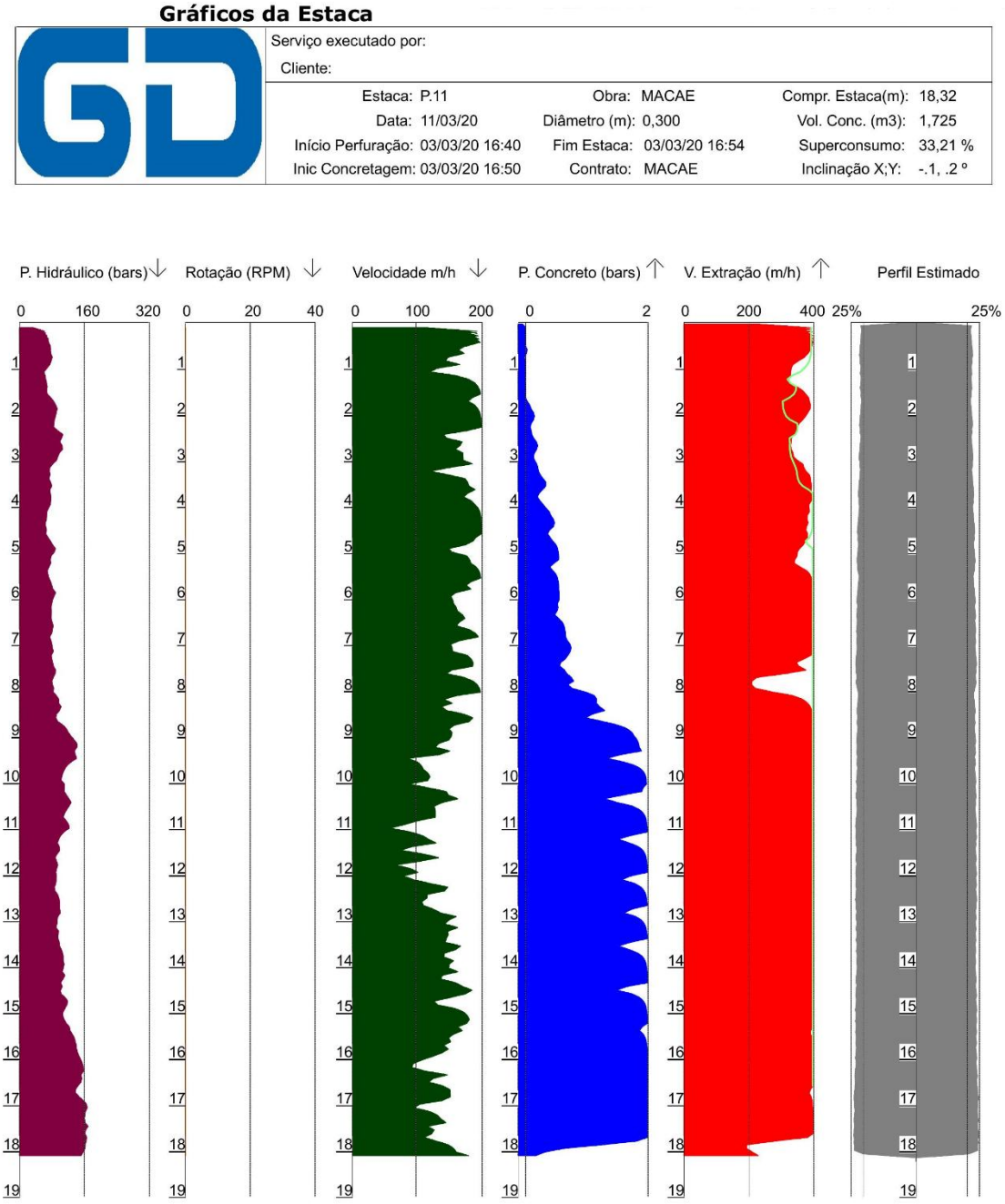

Figura 7.3 – Boletim de uma estaca do estudo de caso 1.

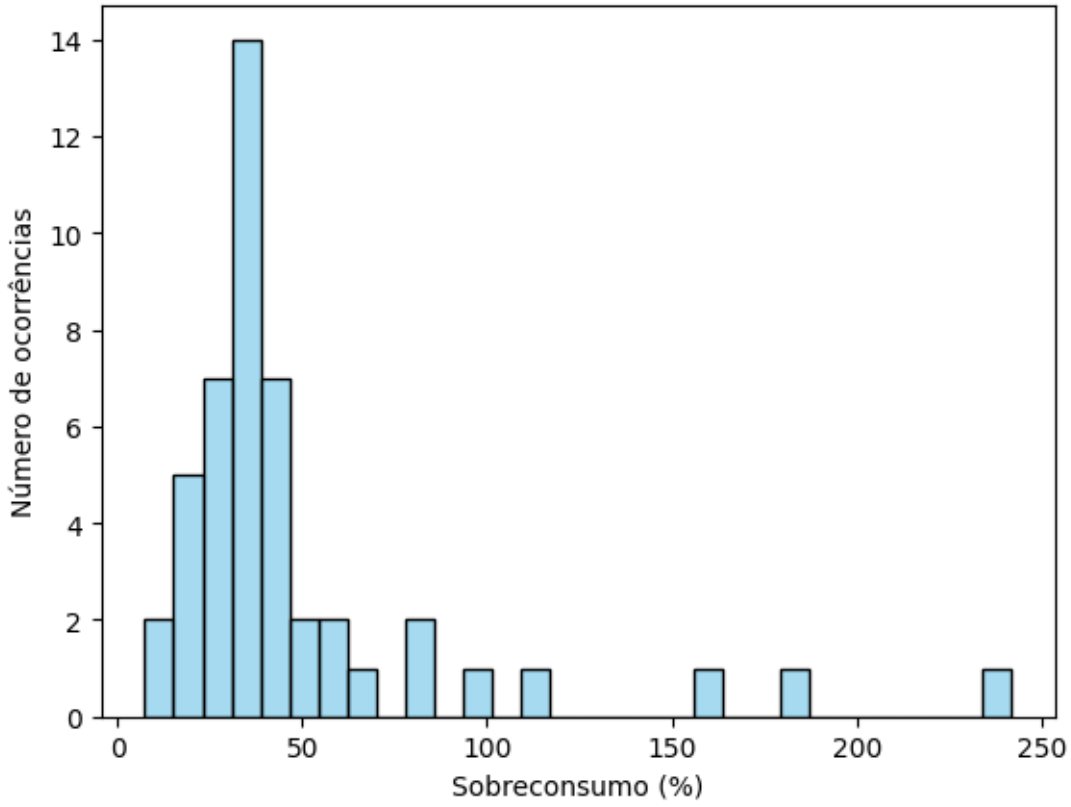

Figura 7.4 – Histograma do sobreconsumo do estudo de caso 1.

O proprietário desta obra insistiu em utilizar areia de brita no concreto das estacas. No entanto, ao tentar executar o trabalho com esse tipo de concreto, houve entupimento frequente do mangote, resultando na falha da execução das estacas. Esse problema ocorreu em sete tentativas distintas, todas sem sucesso. Na oitava tentativa, utilizando um concreto com areia convencional, a execução foi bem-sucedida, mas apresentou um sobreconsumo muito elevado, padrão que se manteve nas estacas subsequentes, um boletim de monitoramento de uma dessas estacas encontra-se na figura 7.6. Vários fenômenos podem ter influenciado o solo, sendo mais provável uma combinação deles. Portanto, decidiu-se excluir da análise as cinco estacas com os maiores sobreconsumos. Com efeito, a média de sobreconsumo passou a ser 36%.

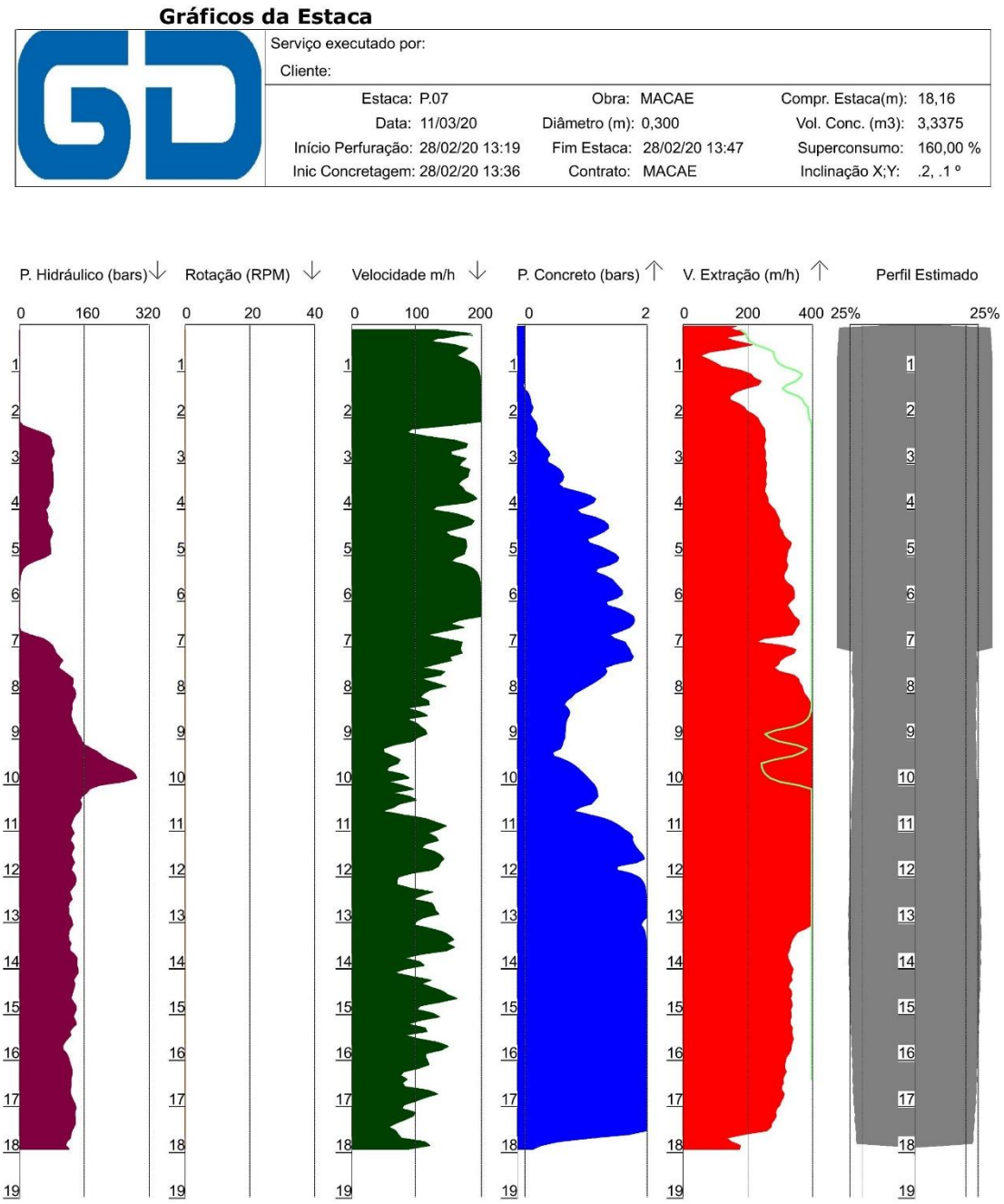

Figura 7.5 – Boletim de uma estaca com sobreconsumo excessivo do estudo de caso 1.

7.2.2 Previsão *vs* desempenho em termos de sobreconsumo

A figura 7.7 apresenta o cálculo das tensões geostáticas considerando que a camada de argila mole, que está entre 3 e 7,5 m de profundidade, tenha um LL de 90% e o K_0 nas camadas de argilas é de 0,6 e nas outras camadas de 0,5. Cabe ressaltar que ao analisar as características

do terreno e realizarem-se algumas análises de deformação no tempo, pode-se supor que o adensamento do aterro não finalizou, portanto foi considerado que apenas 50% das poropressões foram dissipadas, dessa forma apenas 50% da tensão do aterro é aplicada de forma efetiva na camada mole.

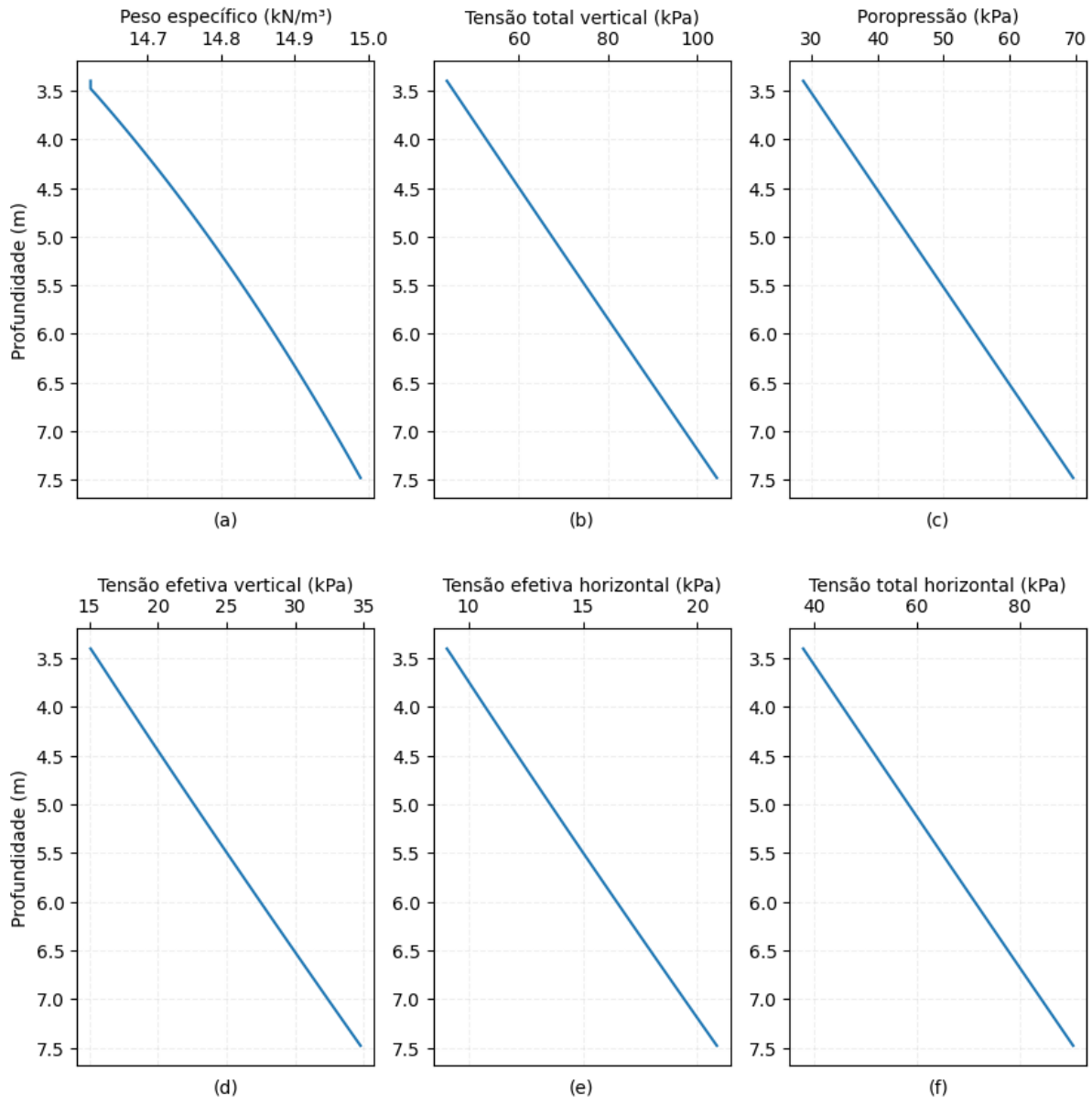

Figura 7.6 – Peso específico e tensões geostáticas na camada de argila mole.

A resistência não drenada da camada de argila mole foi estimada a partir da razão S_u/σ'_v simplificada da equação 4.5. A resistência do solo é ponderada de forma parcial pela

sensibilidade devido a um potencial amolgamento ao redor da estaca como foi relatado por Seward (2009). A tabela 7.1 mostra os parâmetros utilizados para uma estimativa mais conservadora ou mais arrojada em relação ao sobreconsumo. Cabe ressaltar que o sobreconsumo da estaca nas camadas que não são de argila mole fora estimado em 20%, assim todo o excedente é calculado na camada de argila mole. Vale lembrar que a pressão de concreto para o caso conservador foi adotada como 102 kPa pois a estimativa com 150 kPa apresentava resultados não-razoáveis (sobreconsumo e raio de plastificação muito elevados). Este valor foi escolhido após um teste de sensibilidade que mostrou um sobreconsumo pequeno para a pressão abaixo de 100 kPa e muito alto acima de 110 kPa na ponta do trado.

Tabela 7.1 – Parâmetros e resultados da estimativa do estudo de caso 1.

Parâmetros	**Estimativa arrojada**	**Estimativa conservadora**
Pressão de injeção (kPa)	75	102
S_u/σ'_v	0,3	0,3
Sensibilidade parcial	1,05	1,00
E_u/S_u	300	500
Tensão de plastificação (kPa) Tresca / Torstesson / Mohr-Coulomb / Equilibrio Limite	71 / 106 / 70 / 104 (70 – 106)	71 / 109 / 70 / 104 (70 – 109)
Raio de plastificação (cm) Tresca / Mohr-Coulomb	150 / 21	193 / 125
Sobreconsumo (%) Torstesson / Mohr-Coulomb	18 / 20	60 / ∞

A figura 7.8 apresenta a região prevista de sobreconsumo para os resultados da tabela 7.1.

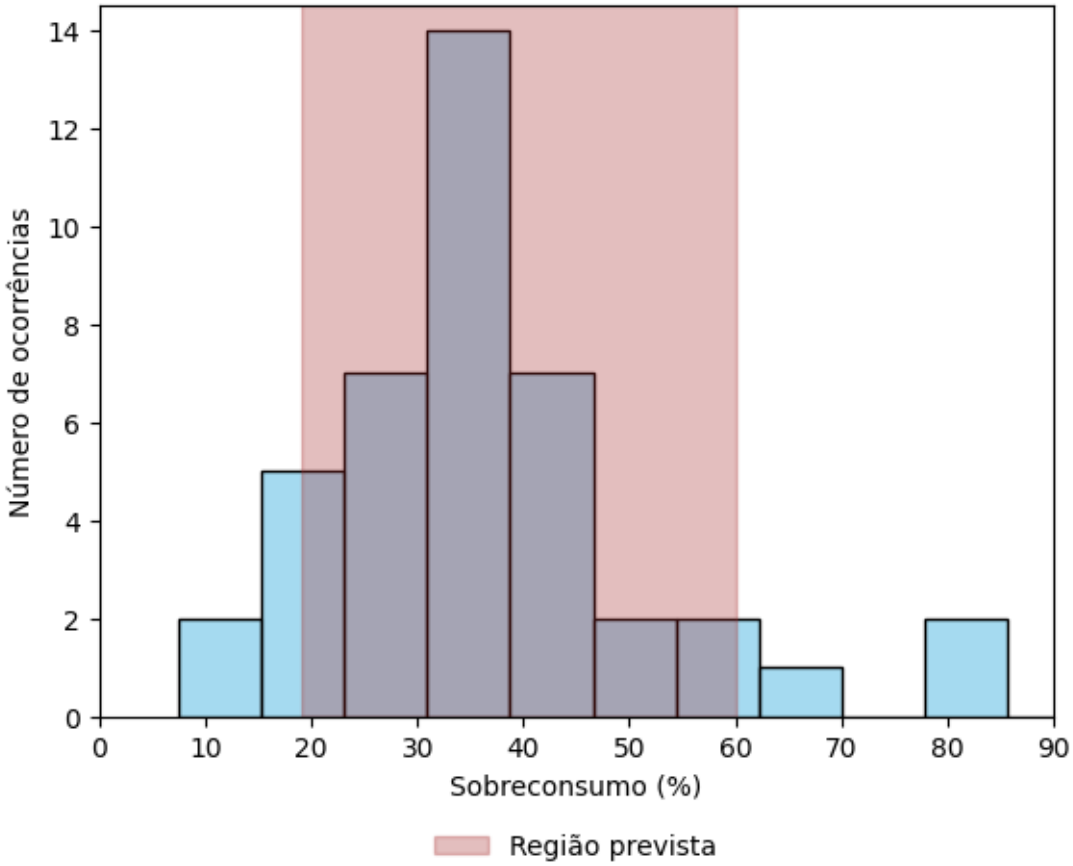

Figura 7.7 – Previsão *vs* Desempenho do sobreconsumo para o estudo de caso 1.

7.3 Estudo de caso 2 – Rio das Ostras/RJ

7.3.1 Dados da obra

O estudo de caso 2 foi uma obra realizada na cidade de Rio das Ostras no Estado do Rio de Janeiro. O perfil geotécnico encontra-se na figura 7.9 onde se percebe uma camada de argila mole sobreposta por um aterro.

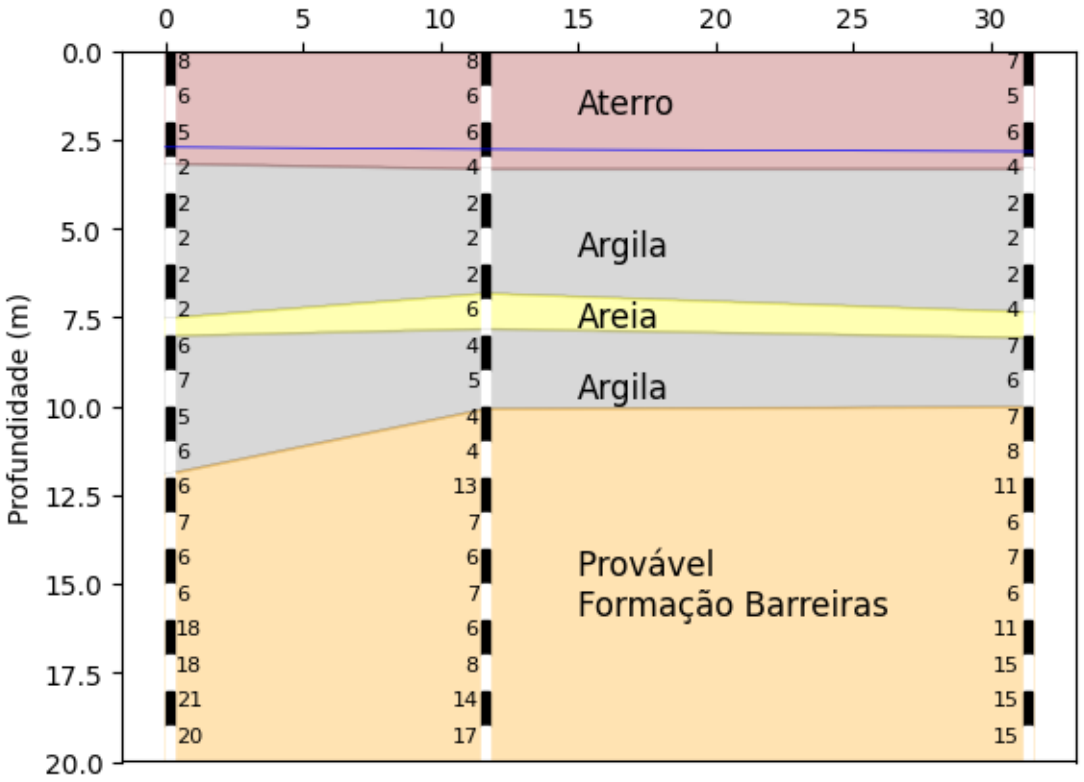

Figura 7.8 – Perfil do estudo de caso 2.

A solução de fundação para essa obra foi em estaca hélice contínua com 30 cm de diâmetro. A figura 7.10 apresenta um boletim de execução de EHC típico dessa obra e a figura 7.11 apresenta um histograma do sobreconsumo, cuja média é de 56%.

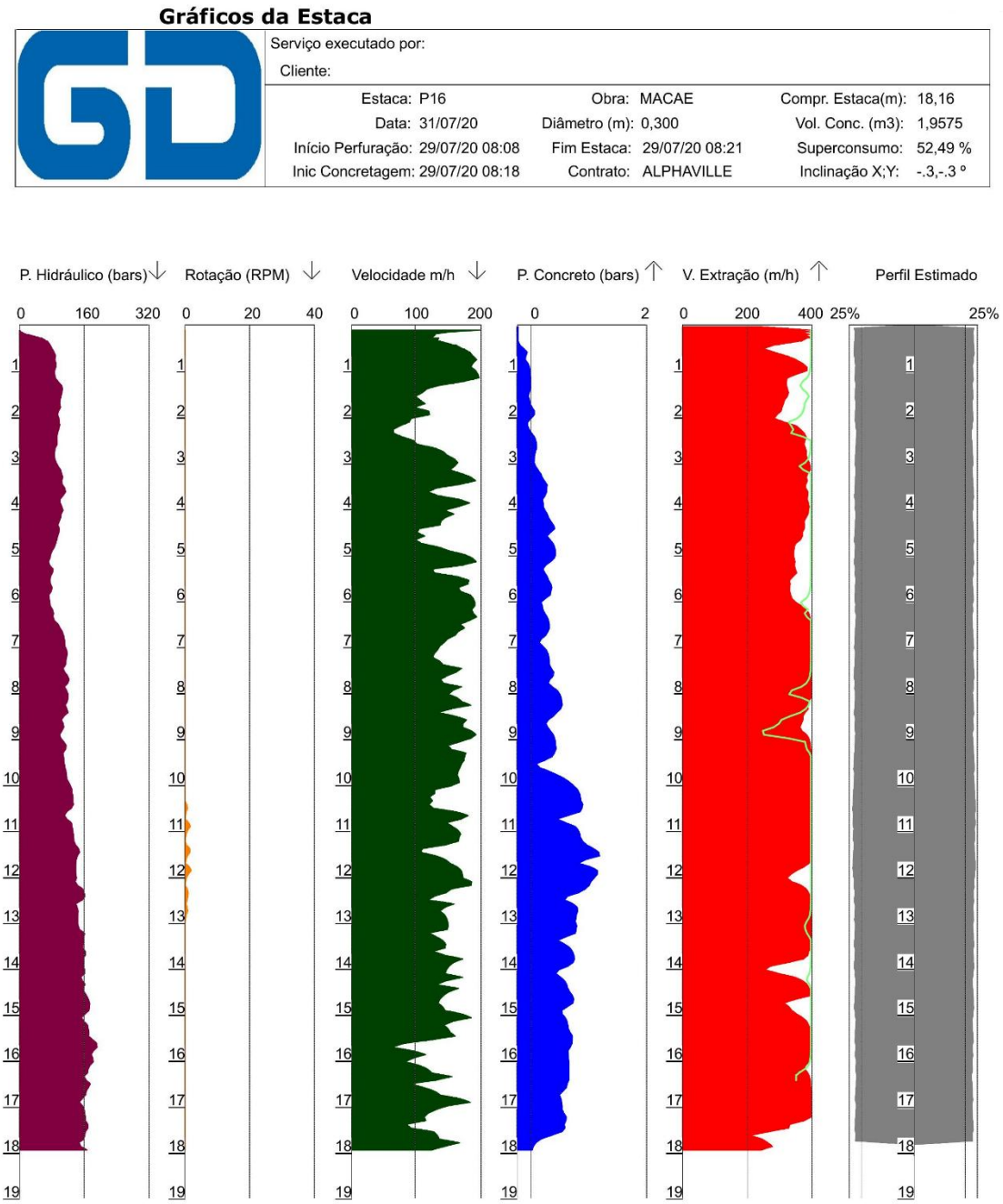

Figura 7.9 – Boletim de uma estaca do estudo de caso 2.

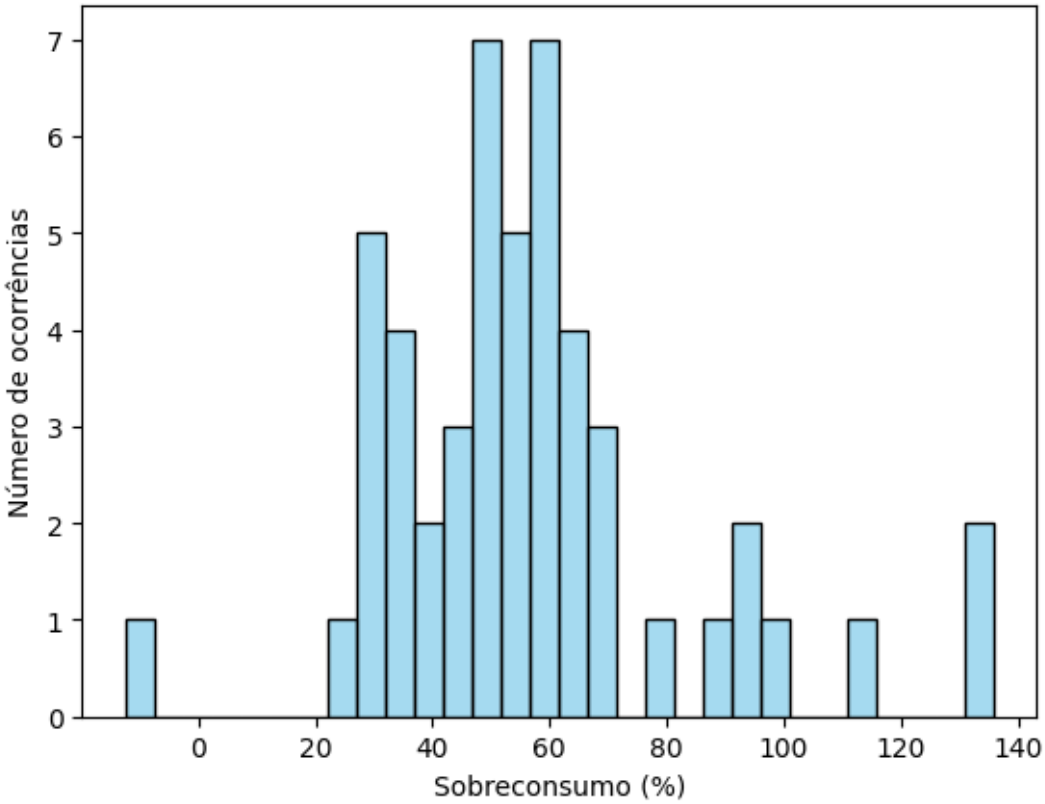

Figura 7.10 – Histograma do sobreconsumo do estudo de caso 2.

7.3.2 Previsão *vs* desempenho em termos de sobreconsumo

A figura 7.12 apresenta o cálculo das tensões geostáticas considerando que a camada de argila mole, que está entre 3 e 7 m de profundidade, tenha um LL de 90% e o K_0 nas camadas de argilas é de 0,6 e nas outras camadas de 0,5.

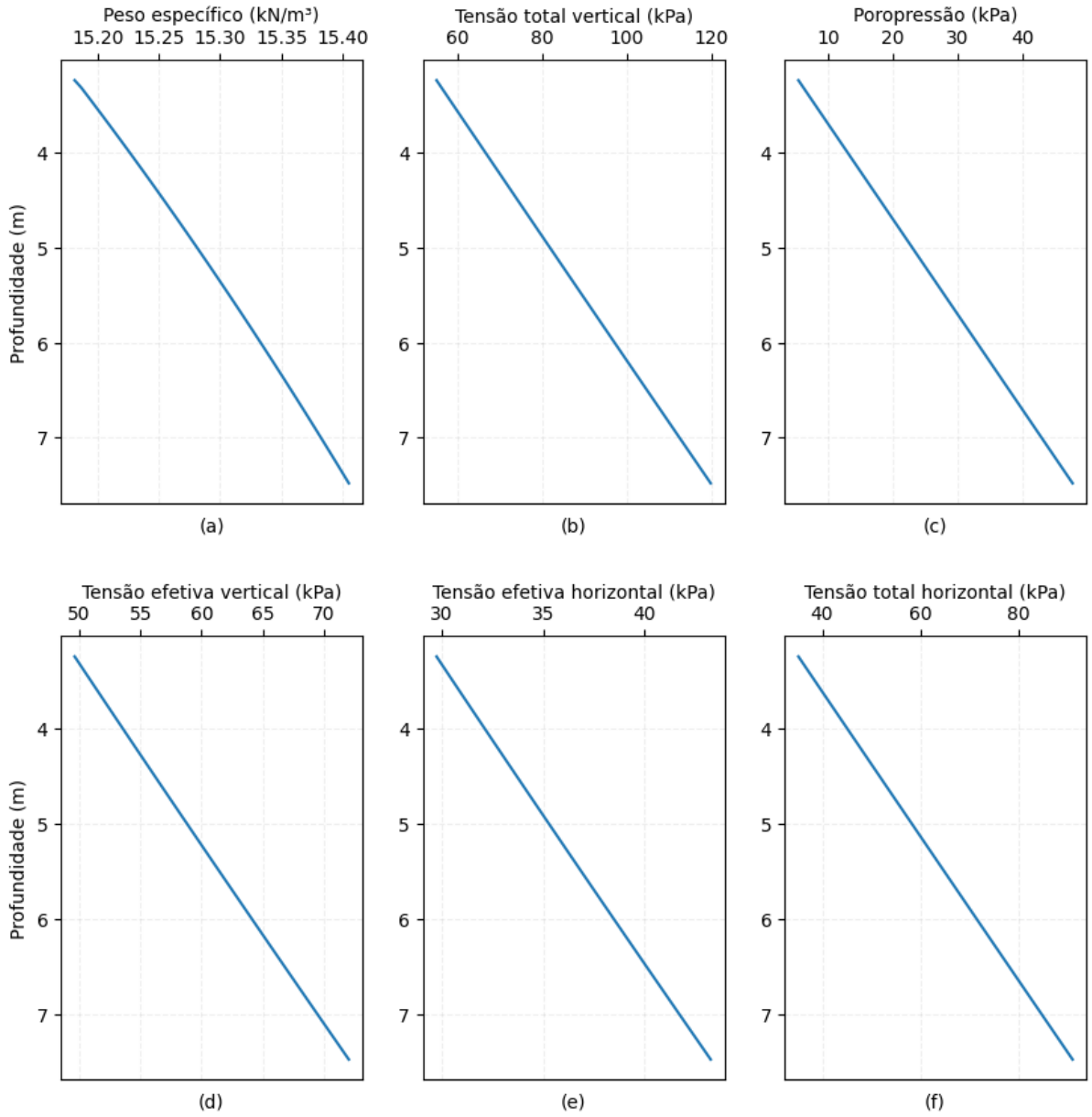

Figura 7.11 – Peso específico e tensões geostáticas na camada de argila mole.

Da mesma forma que o estudo de caso 1, a resistência não drenada da camada de argila mole foi estimada a partir da razão S_u/σ'_v simplificada da equação 4.5 também ponderada por uma sensibilidade parcial. A tabela 7.2 mostra os parâmetros utilizados para uma estimativa mais conservadora ou mais arrojada em relação ao sobreconsumo. Cabe ressaltar que, da mesma forma que para o estudo de caso 1, o sobreconsumo da estaca nas camadas que não são de argila mole fora estimado em 20%, assim todo o excedente é calculado na camada de argila mole.

Tabela 7.2 – Parâmetros e resultados da estimativa do estudo de caso 2.

Parâmetros	**Estimativa arrojada**	**Estimativa conservadora**
Pressão de injeção (kPa)	75	150
S_u/σ'_v	0,12	0,3
Sensibilidade parcial	1,00	1,25
E_u/S_u	300	300
Tensão de plastificação(kPa) Tresca / Torstesson / Mohr-Coulomb / Equilibrio Limite	70 / 104 / 70 / 102 (70 – 104)	81 / 165 / 78 / 161 (78 – 165)
Raio de plastificação (cm) Tresca / Mohr-Coulomb	150 / 21	150 / 180
Sobreconsumo (%) Torstesson / Mohr-Coulomb	18 / 23	76 / ∞

A figura 7.13 apresenta a região prevista de sobreconsumo para os resultados da tabela 7.2.

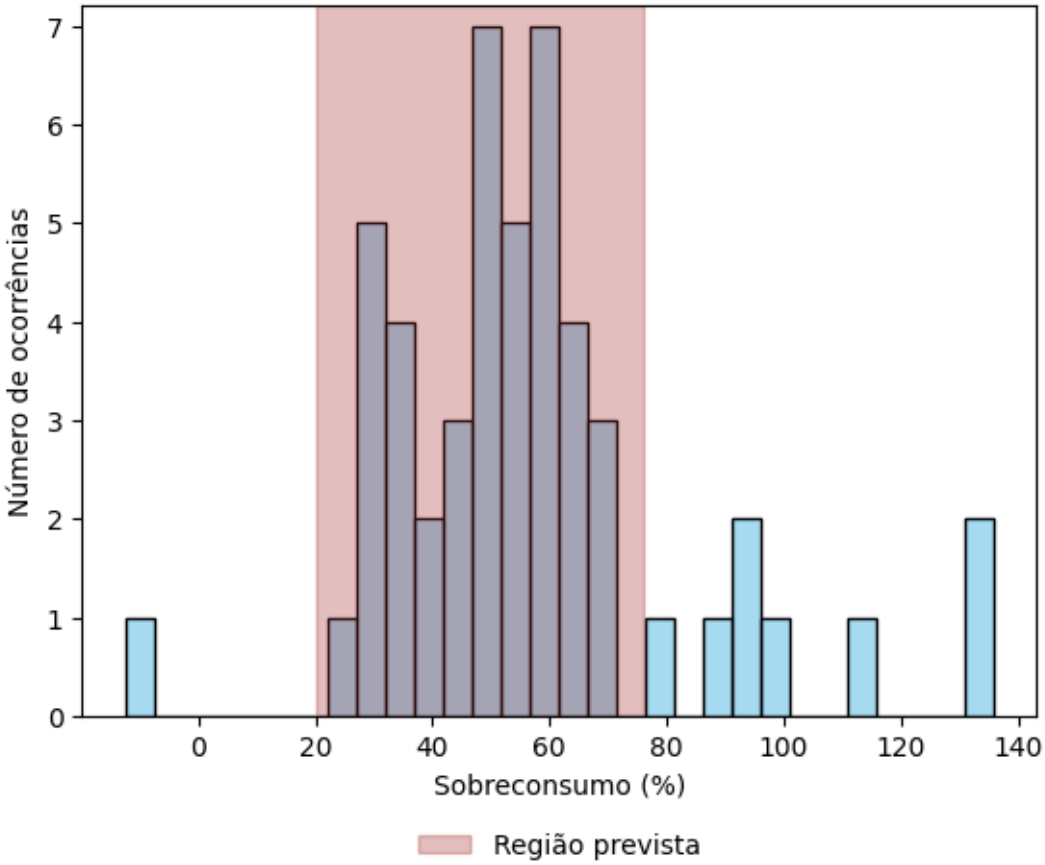

Figura 7.12 – Previsão *vs* Desempenho do sobreconsumo para o estudo de caso 2.

7.4 Estudo de caso 3 – Minas Gerais

7.4.1 Dados da obra

O estudo de caso 3 foi uma obra realizada no Estado do Minas Gerais. Conforme RL-5713-GT-004 (2020), o perfil encontrado pelo ensaio de piezocone (CPTu) encontra-se na figura 7.14, onde se percebe uma camada de argila mole sobreposta por um aterro (identificado através da sondagem a percussão na figura 7.15).

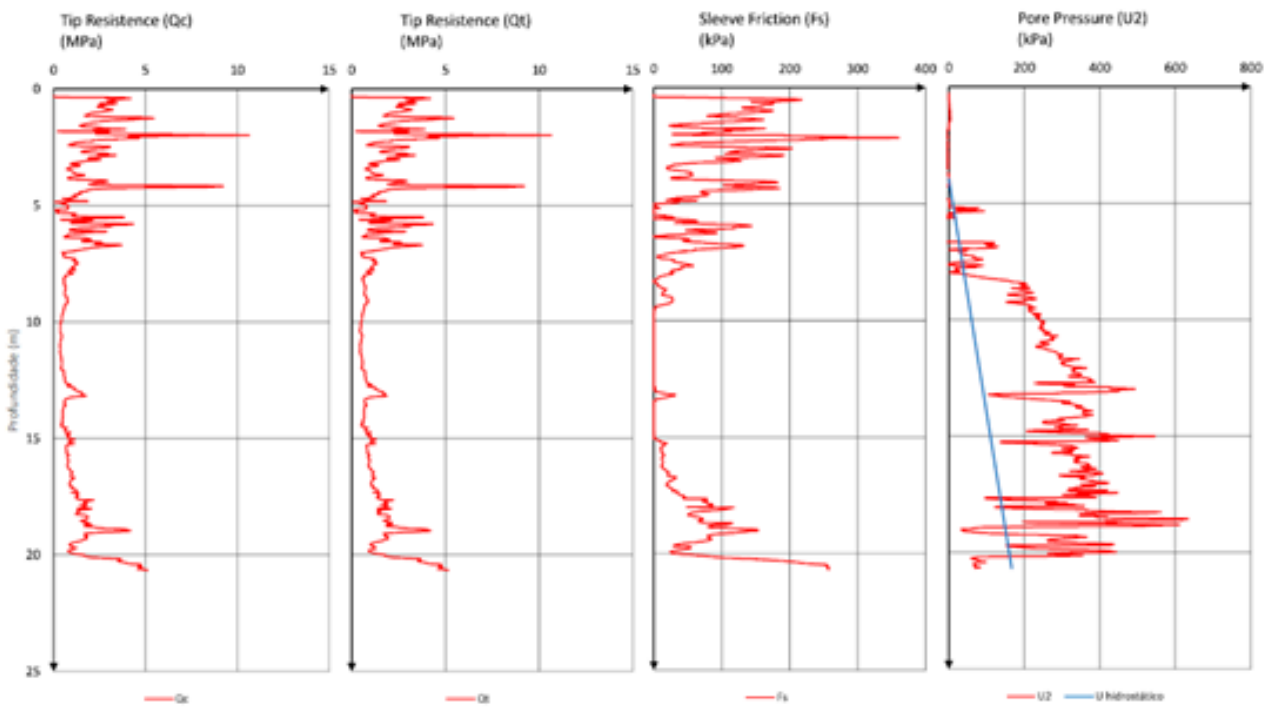

Figura 7.13 – Resultados de ensaio de piezocone do caso 3.

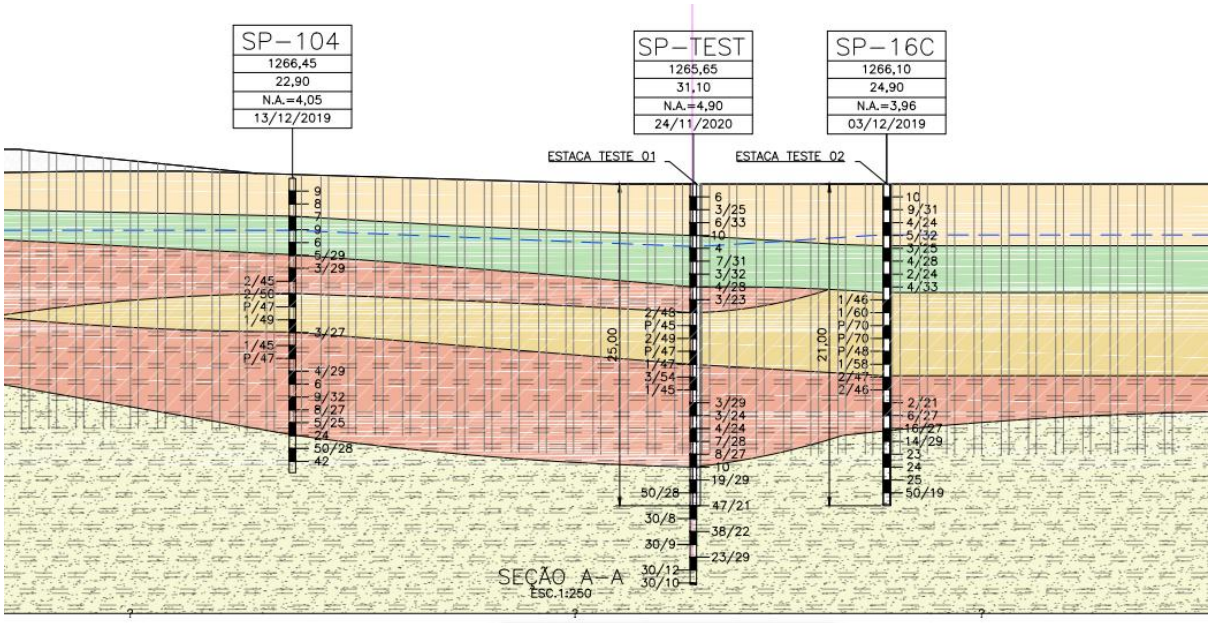

Figura 7.14 - Perfil obtido através de sondagem à percussão com medida de N_{SPT}.

Sondagem a percurssão

No RL-5713-GT-004 (2020) também é apresentado ensaio de palheta, de onde se obtêm valores de resistência não-drenada, resistência não-drenada amolgada e sensibilidade e ensaio de dilatômetro onde se determina o módulo dilatométrico e estima-se o módulo de Young. Com medidas de resistência não-drenada e Módulo de Young, obtém-se a rigidez. A figura 7.16 mostra o perfil encontrado pelos ensaios.

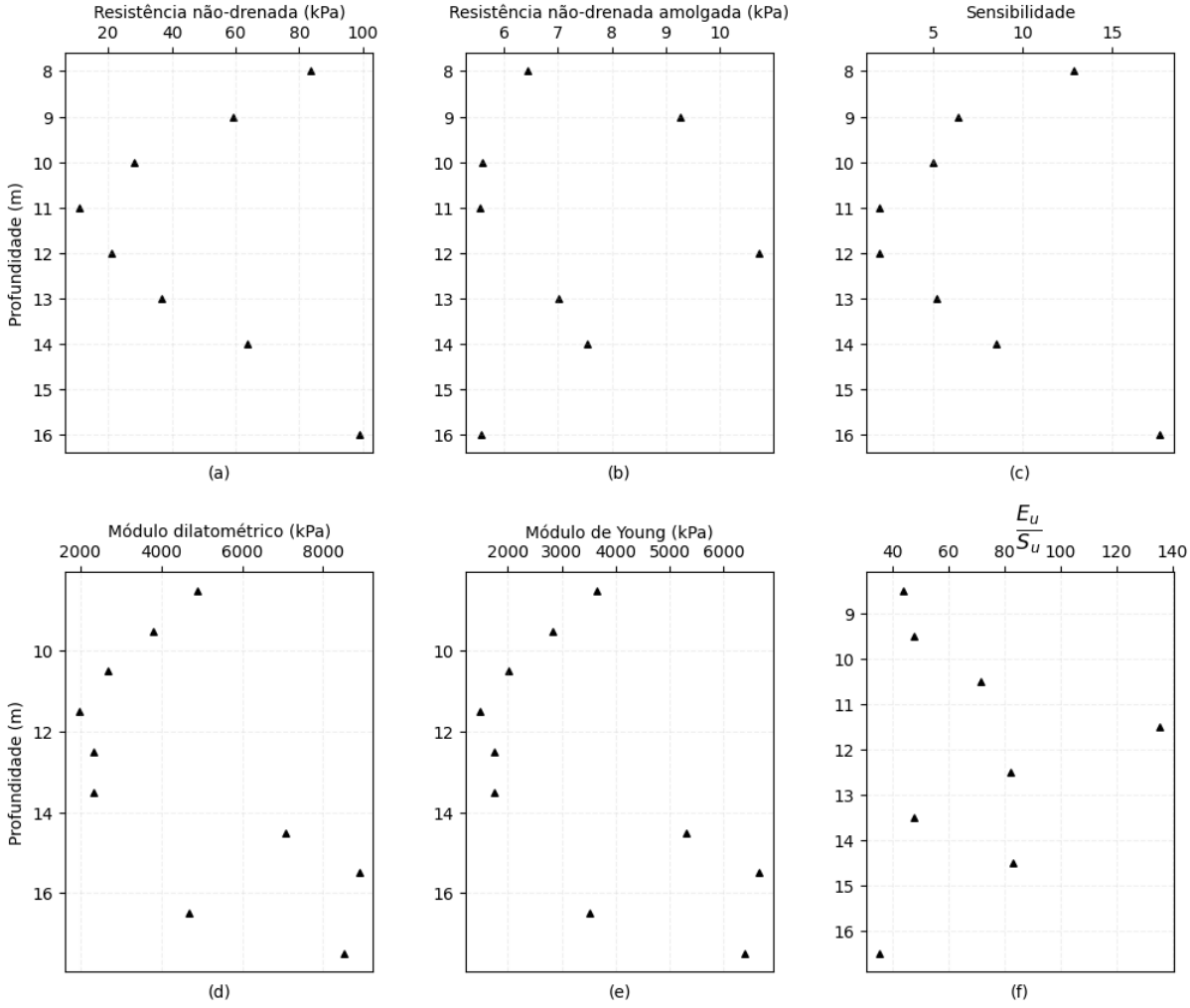

Figura 7.15 – Perfil de parâmetros determinados e estimados pelos ensaios de palheta e dilatômetro.

Segundo o Relatório de Estaqueamento, Lajes e Capiteis (2020), a solução da obra foi estaca tipo hélice continua com 60 cm de diâmetro e 24 m de comprimento. O mesmo relatório

mostra que existe um piezômetro a cerca de 1,6 m da estaca estudada. A tabela 7.3 mostra medidas dos piezômetros ao longo da execução da estaca.

Tabela 7.3 – Medidas dos piezômetros.

Profundidade	**Poropressão (kPa)**	**Poropressão (kPa)**		
(m)	**Antes da execução**	**Perfuração**	**Concretagem**	**Após 24 h**
10	94	81	140	107
17	176	110	263	177

Nota-se que durante a perfuração ocorreu um excesso de poropressão negativo, o que é esperado de acordo com Peiffer et. al. (1994) que encontraram um alívio de tensão horizontal durante a inserção de uma hélice no solo e durante a concretagem houve um excesso de poropressão de 46 kPa e 87 kPa a 10 e 17 m de profundidade respectivamente.

7.4.2 Previsão *vs* desempenho em termos de poropressões

Lançando mão dos modelos de excesso de poropressão da seção 5.7 é possível construir a tabela 7.4 com previsão e desempenho.

Tabela 7.4 – Parâmetros e resultados da estimativa do estudo de caso 3.

Profundidade (m)	***Δu* medido (kPa)**	S_u	E_u/S_u	**Raio de plastificação (m)**	***Δu* (kPa) – Torstensson**	***Δu* (kPa) – Tresca**
10	46	28	45	1,15	76	-7
17	87	115[5]	19	1,29	336	-1,5
10	46	28	300	3	129	47
17	87	115	300	3	529	192

Observa-se que os resultados com a razão E_u/S_u do dilatômetro não são bons; com a razão típica de 300, os resultados são bem melhores.

[5] Resultado extrapolado do *vane test*

8 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

8.1 Conclusões

Sobre as teorias de expansão de cavidade.

As teorias de expansão de cavidade têm uma ampla gama de aplicações em engenharia geotécnica, sendo essenciais em situações que envolvem a análise de comportamento de solos e fundações. No entanto, para que essas teorias sejam aplicadas de maneira eficaz, é crucial utilizar parâmetros de entrada acurados, pois a acurácia dos resultados obtidos é altamente sensível aos parâmetros geotécnicos, geométricos e barométricos envolvidos.

No caso da execução de estacas hélice contínua, são aplicáveis soluções de expansão de cavidade cilíndrica para descrever o comportamento do solo durante a concretagem. As soluções elastoplásticas simples com base no modelo de Tresca e Mohr-Coulomb apresentaram uma previsão promissora do fenômeno.

Sobre a relação do sobreconsumo e parâmetros da estaca e geotécnicos.

A análise do banco de dados coletado permite a obtenção de alguns indicativos de comportamento do sobreconsumo de estacas hélice. Sobre a presença de argila mole conclui-se que o sobreconsumo quando há argila mole é maior que quando não há argila mole. Ainda é possível notar que o desvio padrão do sobreconsumo em terrenos com argila mole é maior de quando não há. Buscou-se achar um índice para correlacionar com o sobreconsumo, considerando a espessura e a profundidade da camada de argila mole. Obteve-se uma tendência de redução do sobreconsumo com o aumento desse índice.

Em termos de parâmetros da estaca, percebe-se que em média quanto maior o diâmetro do trado menor é o sobreconsumo, todavia devido à alta dispersão dos valores a correlação entre o diâmetro do trado e sobreconsumo é baixa. É possível notar que o comprimento da

estaca é um fator decisivo, pois em comprimentos de estaca de 18 m, comprimento do trado convencional, há uma mudança de comportamento, pois para comprimentos maiores precisa-se lançar mão do prolongador de 6 m.

De modo a envolver parâmetros geotécnicos e da estaca, definiu-se um índice adimensional, a razão entre o comprimento da estaca vezes a profundidade do centro da camada mole e o diâmetro da estaca vezes a espessura da camada mole. Percebe-se uma tendência parabólica do sobreconsumo com o índice. Todavia há a necessidade de mais dados para confirmar essa tendência.

Sobre a pressão de concreto no ponto de medição e na extremidade do trado.

O desenvolvimento da metodologia para prever a pressão do concreto na ponta do trado mostrou-se satisfatório, pois ao utilizar parâmetros médios de pressão, na região prevista pelos modelos analíticos, os resultados se ajustam a uma parte significativa dos pontos medidos mostrando-se adequado.

A correspondência obtida entre as previsões analíticas e os dados experimentais indica que os modelos utilizados são eficazes para estimar a pressão de concreto em campo, desde que sejam baseados em parâmetros médios adequados. Esse resultado reforça a confiabilidade dos métodos Bingham e Power Law aplicados ao escoamento do concreto no trado para as velocidades de 200 a 400 m/h.

O escoamento do concreto ocorre em regime laminar, pois o número de Reynolds é muito baixo para todos os modelos analisados, portanto a rugosidade do tubo interno do trado não é uma variável que interfere no fator de atrito em um regime desse tipo. Por sua vez o comprimento da estaca é uma variável significativa, pois quanto mais longa a estaca maior será o trado necessário para instalá-la e maior será a coluna de concreto.

Sobre os estudos de casos abordando o sobreconsumo.

Os estudos de casos relacionados à previsão de sobreconsumo demonstraram um comportamento com potencial promissor. A aplicação da teoria de expansão de cavidade mostrou-se adequada para descrever o fenômeno, sugerindo que essa abordagem pode ser eficaz.

No entanto, a acurácia da metodologia é comprometida pela ausência de parâmetros confiáveis, o que limita a sua eficácia. A obtenção de dados acurados é essencial para melhorar a acurácia das previsões e tornar a aplicação dessa teoria mais confiável.

Sobre o estudo de caso abordando as variações de poropressão.

O estudo de caso envolvendo a previsão do excesso de poropressão durante a concretagem da estaca apresentou uma resposta promissora. A metodologia apresentou uma dispersão devido ao módulo de elasticidade, todavia uma melhor determinação desse parâmetro parece ser crucial para um bom desempenho do método.

Além disso, a fase de perfuração da estaca apresentou um excesso de poropressão negativo, o que coincide com a resposta em um triaxial CK_0UCU, que indica um possível alívio de tensões ao redor da estaca durante a instalação.

8.2 Sugestões para futuras pesquisas

Para futuras pesquisas, sugerem-se:

- Expansão e análise do banco de dados para correlacionar parâmetros da estaca e variáveis geotécnicas, utilizando inteligência artificial, visão computacional e métodos estatísticos;
- Estudo de uma estaca específica com monitoramento avançado, incluindo sensor desenvolvido por Batista et. al. (2023), ensaios geotécnicos completos e retroanálise para obtenção de parâmetros;
- Investigação do impacto de variáveis operacionais e materiais como tempo de fabricação do concreto e influência do operador no sobreconsumo;
- Aplicação de modelos numéricos e critérios avançados de ruptura para analisar o comportamento do solo e da estaca, considerando modelos constitutivos mais sofisticados;
- Monitoramento e amostragem da região ao redor da estaca para verificar "*mixed soil*", dissipação de poropressão e influência na capacidade de carga das estacas vizinhas e;
- Avaliação do perfil da estaca através de ensaios especializados como nucleares, térmicos e extração da estaca, visando entender a integridade e desempenho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRAFIAS

ABDRABBO, F. M. & GAAVER, K. E., 2012. Installation effects of auger cast-in-place piles. **Alexandria Engineering Journal**, v. 51, p. 281 – 292.

ALBUQUERQUE, P. J. R., 2001. **Estacas Escavadas, Hélice Contínua e Ômega: Estudo do Comportamento à Compressão em Solo Residual de Diabásio, Através de Provas de Carga Instrumentadas em Profundidade**. Tese de Doutorado. USP, São Paulo, Brasil.

ANTUNES, W. R. E TAROZZO, H., 1996. Estacas Tipo Hélice Contínua. In: HACHICH, W., FALCONI, F.F., SAES, J.S., FROTA, R.G.Q., CARVALHO, C.S., NIYAMA, S. **Fundações Teoria e Prática**. São Paulo: Editora. PINI Ltda, Cap.9, p.345-347.

BARATA, F. E., 1986. **Recalques de Edifícios sobre fundações diretas em terrenos de compressibilidade rápida e com consideração da rigidez da estrutura**. Tese de concurso para professor titular, Escola de engenharia, UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

BARNES, J. M. E JOHNSTON, D. W., 2012. Fresh Concrete Lateral Pressure on Formwork. **Construction Research Congress: Wind of Change: Integration and Innovation**. ASCE. p.1-8 https://doi.org/10.1061/40671(2003)33.

BATISTA, M. A., SILVA, F. T. A., SILVA, C. M., CLÓ, D. E. T. AND PAULA, A. L., 2023. Medição e Análise da Pressão de Concreto na Ponta do Trado em Estacas Hélice Contínua: Valor na Ponta versus Valor no Topo. **10º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia**.https://sefe10.com.br/evento/sefe10/trabalhosaprovados/naintegra/1108

BROOKER, E. W. E IRELAND, H. O., 1965. Earth Pressures at Rest related to Stress History. **Canadian Geotechnical Journal**, Vol. II, No.1 (1-15)

DANZIGER, B. R. e LOPES, F. R., 2021. **Fundações em Estacas.** 1ª ed., Rio de Janeiro, LTC Editora – GEN | Grupo Editorial Nacional.

DERBYSHIRE, P. H., 1983. Continuous flight auger piling in the UK. **Piling and ground treatment**. January 1984, 87-92

DFI, 2003. **Augered Cast-in-Place Pile Manual**. 2ª ed. Deep Foundation Institute.

DOMINGOS, G. S., 2008. **O Efeito Tridimensional e de Fluência nos Recalques de Fundações em Argila: O Método de Skempton e Bjerrum Revisitado**. Dissertação de Mestrado. Programa de Engenharia Civil, UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

BOUASSIDA, M. E FRIKHA, W., 2007. Extreme pressure due to expanded cylindrical and spherical cavity in a limitless medium: applications in soil mechanics. **Acta Geotechnica**, v. 2, p. 87 – 96.

BRONS, K.F.; KOOL, A.F., 1988. Methods to improve the quality of augerpiles. In: **International Geotechinical Seminar on Deep Foundations on Bored and Augerpiles**, 1st, Ghent-Belgium. Proceedings. Rotterdam: A. A. Balkema. pp. 269-272.

DUNCAN, J. M. E BUCHIGNANI, A. L., 1976. **An Engineering Manual for Settlement Studies**. Department of Civil Engineering. University of California, Berkeley, USA. 94 p.

ELZEN, L. W. A. V. D., 1979. Concrete screw piles,a vibration less, non-displacement piling method Proceedings of conference on 'Recent developments in the design and construction of piles' **I.C.E London** 67 71.

EN 1536, 1999. Execution of special geotechnical work – Bored piles. **BS – British Standard.**

FEYS, D., VERHOEVEN, R. e DE SCHUTTER, G., 2008. Pumping of Self Compacting Concrete: An insight into a daily application. **Proceedings of the International FIB Symposium 2008 - Tailor Made Concrete Structures: New Solutions for our Society.**

FHWA, 2007. Geo-Report Number 8 - Design and Construction of Continuous Flight Auger Piles. **FHWA-HIF-07-03.**

FOX, R. W. e MCDONALDS, A. T., 2001. **Introdução à Mecânica dos Fluidos.** Traduzido por: KOURY, R. N. N. e FRANÇA, G. A. C. 5ª ed., Minas Gerais, LTC Editora – GEN | Grupo Editorial Nacional.

GEODIGITUS, 2010 (a). **Manual de instruções**. Geodigitus, Belo horizonte, MG, Brasil**.**

GEODIGITUS, 2010 (b). **Boletim técnico**. Geodigitus, Belo horizonte, MG, Brasil**.**

GEOFIX, 2023. **https://www.geofix.com.br/servico-ehc.php**, Junho de 2023

GRAND VIEW RESEARCH, 2024. **Piling Machine Market Size & Trends.** Report ID: 978-1-68038-479-6. https://www.grandviewresearch.com/industry-analysis/piling-machines-market

HANSEN, L. A. E CLOUGH, G. W., 1980. Characterization of the Undrained Anisotropy of Clays. **Application of Plasticity and Generalized Stress-Strain in Geotechnical Engineering**, Ed. by R. N. Yong and E. T. Selig, ASCE, New York, pp. 253-276.

HOUGH, B. K., 1969. **Basic Soils Engineering**, 2nd Ed., Ronald Press, New York, 634 p.

IRYO, T., BABA, H., SAADAT, F. e KOLAKOWSKI, E., 2011. Case history: Continuous flight auger (cfa) piling at coastal region in the island of Madagascar. 14th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering 64th Canadian Geotechnical Conference, October 2-6, 2011, Toronto, Ontario, Canada.

JÀKY, J., 1948. The Coefficient of Earth Pressure at Rest. **Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers**, Budapest, Oct. 1944, pp. 355-358.

KULHAWY, F. H. e MAYNE, P. W., 1990. **Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design**. EL-6800 Research Project 1493-6.

LIMA, B. T., 2007. **Modelagem Numérica da Construção de Aterro Instrumentado na Baixada Fluminense, Rio de Janeiro**. Dissertação de Mestrado. UERJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

MADLENER, K., FREY, B. e CIEZKI, H. K., 2009. Generalized Reynolds Number for Non-Newtonian Fluids. **Progress in Propulsion Physics 1** pp. 237-250. https://doi.org/10.1051/eucass/200901237

MANDOLINI, A., 2005. **Comunicação pessoal.**

MARTINS, I. S., 2019. **Notas de aula**. Programa de Engenharia Civil, UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

MITCHELL, J. K., 1976. **Fundamentals of soil behavior**. 1ª ed. USA. John Wiley & Sons. ISBN: 978-8-126-53853-9.

MITCHELL, J. K., 2000. **Cavity Expansion Methods in Geomechanics.** FOREWORD. 1st edition, Springer Science+Business Media Dordrecht, Nottingham, United Kingdom. https://doi.org/10.1007/978-94-015-9596-4.

MITCHELL, J. M. E DERBYSHIRE, P. H., 1983. Auger-injected piles. **Informal Discussion Ground Engineering Group**. Proc. lnstn Ciu. Engrs, Part 1, 1983, 74, Feb., 157-160

NBR 6122, 2019. Projeto e Execução de Fundações. **ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.**

NBR 15696, 2009. Fôrmas e escoramentos para estruturas de concreto — Projeto, dimensionamento e procedimentos executivos. **ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.**

NESMITH W. M. Jr. P. E., 2015. Recent Developments in ACIP and DD piling. Originally published in the Proceedings of the 2015 **Minnesota Geotechnical Society Annual Conference**.

OZELIM, L.C.d.S.M.; FERRARI DE CAMPOS, D.J.; CAVALCANTE, A.L.B.; CAMAPUM DE CARVALHO, J.; SILVA, C.M., 2022. Estimating Shear Strength Properties of the Surrounding Soils Based on the Execution Energies of Piles. **Geotechnics** 2022, 2, 457-466. https://doi.org/10.3390/geotechnics2020022

PEIFFER, H., VAN IMPE, W. F., CORTVRINDT, G. e BOTTIAU, M., 1994. DMT-Measurements Around PCS-Piles in Belgium. **XIII ICSMFE**, 1994. New Delhi, India / XIII CIMSTF, 1994, New Delhi. Inde.

POLIDO, U. F., 2013. Experiência com Estaca Hélice Contínua na Região Sudeste: Algumas questões práticas. **CTF 2013 – Conferência em Tecnologia de Fundações**. Campinas, SP, Brasil.

PÓVOA, L. L. M., 2016. **Caracterização Geotécnica de um Depósito de Solo Mole em Área de Baixada Localizada em Macaé-RJ**. Dissertação de Mestrado. UENF, Campos dos Goytacazes, RJ, Brasil.

RELATÓRIO DE ESTAQUEAMENTO, LAJES E CAPITÉIS, 2020. **ALCOA ARB 3 - ESTAQUEAMENTO, LAJES E CAPITÉIS**, VOLUME I, Relatório Técnico

RL-5713-GT-004, 2020. **Serviços de Investigação Geotécnica**, Reforço da ARB 3, Relatório Técnico.

SEWARD, L., 2009. **The Effect of Continuous Flight Auger Pile Installation on the Soil-Pile Interface in the Mercia Mudstone Group**. Unpublished Doctoral thesis, City, University of London, London, UK.

SILVA, C. M., 2011. **Energia e Confiabilidade Aplicadas aos Estaqueamentos Tipo Hélice Contínua.** Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, COPPE, UnB, Brasília, DF, Brasil.

SILVA, D. M., 2013. **Estimativa do Índice de Compressão de Argilas Moles da Costa Brasileira a Partir de Ensaios de Caracterização.** Programa de Engenharia Civil, UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

SHAH, F. R. E GURPERSAUD, N.,2020. The Application and Development of Continuous Flight Auger (CFA) piles in the Prairies. **GeoVirtual2020**. The Canadian Geotechnical Society. Canadá

SKEMPTON, A. W., 1969. The consolidation of clays by gravitational compaction. **Q. J. Geol. Sot**. 125, 373- 411.

TORSTENSSON, B. 1977. The Pore Pressure Probe. In:. **Nordiske Geotekniske Mote**, Vol. 34, pp. 34.1 – 34.15.

VAN IMPE, W. F., 2003. Deep Foundations on Bored and Auger Piles. **Proceedings of the 4th International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles**. Ghent, Belgium, 2-4 June 2003.

WESLEY, L. D., 2010. **Fundamentals of Soil Mechanics for Sedimentary and Residual Soils**. 1ª ed. USA. John Wiley & Sons. Inc. ISBN: 978-0-470-37626-3

YU, H. S., 2000. **Cavity Expansion Methods in Geomechanics.** 1st edition, Springer Science+Business Media Dordrecht, Nottingham, United Kingdom. https://doi.org/10.1007/978-94-015-9596-4.