

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

FABRÍCIO JERÔNIMO GONZALEZ DIAS

**MODELAGEM NUMÉRICA DE FUNDAÇÕES POR ESTACAS
MEGA EM SOLOS COLAPSÍVEIS**

SÃO CARLOS

2025

FABRÍCIO JERÔNIMO GONZALEZ DIAS

**MODELAGEM NUMÉRICA DE FUNDAÇÕES POR ESTACAS
MEGA EM SOLOS COLAPSÍVEIS**

Texto de dissertação apresentado ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, como requisito para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Tiago de Jesus Souza

Área de concentração: Estruturas e Geotecnia.

SÃO CARLOS

2025

Folha de Aprovação

Defesa de Dissertação de Mestrado do Candidato Fabrício Jerônimo Gonzalez Dias realizada em 18/07/2025.

Comissão Julgadora:

Prof. Dr. Tiago de Jesus Souza — Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
/ UFSCar (Presidente da banca e orientador)

Profa. Dra. Cristina de Hollanda Cavalcanti Tsuha — Programa de Pós Graduação
da Universidade de São Paulo (USP)

Prof. Dr. Magnos Baroni — Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
(PPGEC) da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM)

O Relatório de Defesa assinado pelos membros da Comissão Julgadora encontra-se arquivado junto ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

AGRADECIMENTOS

A Deus, pela vida, pela saúde e por me conceder forças e sabedoria em todos os momentos desta caminhada acadêmica e pessoal.

À minha esposa, Nayara Almada Acosta Gonzalez, pelo amor, compreensão e paciência. Seu apoio incondicional, incentivo constante e presença firme foram essenciais para que eu pudesse chegar até aqui.

À minha família, pelo exemplo de valores, pelo incentivo e pelo suporte em cada etapa da minha formação. Cada conquista alcançada é também reflexo do carinho e da dedicação de vocês.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Tiago de Jesus Souza, pela orientação criteriosa, pelas valiosas contribuições e pela confiança depositada neste trabalho. Seu conhecimento e dedicação foram fundamentais para o desenvolvimento desta dissertação.

A todos que, de alguma forma, contribuíram para a realização deste trabalho, o meu sincero agradecimento.

RESUMO

As fundações por estaca Mega são amplamente utilizadas em obras de reforço de estruturas com problemas de recalques. Quando executadas em solos colapsíveis, cujo comportamento é fortemente influenciado pela umidade do solo, essas estacas podem apresentar perdas significativas de capacidade de carga em situações de saturação. A avaliação da capacidade de carga em diferentes condições de umidade, tradicionalmente realizada por provas de carga estática, é tecnicamente recomendável, porém envolve custos elevados e prazos extensos, o que pode restringir a compreensão do comportamento das fundações e resultar em soluções pouco conservadoras ou superdimensionadas. Nesse cenário, a modelagem numérica surge como uma ferramenta promissora para a previsão antecipada do desempenho de estacas Mega em solos colapsíveis. O presente trabalho teve como objetivo analisar o comportamento desse tipo de fundação em solo colapsível por meio de modelagens numéricas bidimensionais realizadas no software PLAXIS 2D. Para isso, foram utilizados dados experimentais obtidos em provas de carga estática em estacas nas condições de solo na umidade natural e inundado. Modelos numéricos com dois modelos constitutivos distintos foram avaliados: Mohr-Coulomb e Hardening Soil. Os resultados indicaram que, para ensaios laboratoriais triaxiais na condição saturada, o modelo Hardening Soil apresentou melhor convergências com os resultados experimentais, enquanto que para as provas de carga em estacas, o modelo Mohr-Coulomb mostrou melhor concordância. Como complemento às análises numéricas, foram avaliados os métodos semiempíricos de Aoki (1989) e Randolph & Wroth (1978). A investigação permitiu identificar a sucção matricial como a principal variável responsável pelas diferenças de resistência entre os estados natural e saturado. A metodologia adotada para a previsão do desempenho de estacas Mega em solos colapsíveis, ainda que sujeita a determinadas limitações, apresenta-se como uma ferramenta relevante para o aprimoramento de projetos geotécnicos em contextos de alta complexidade.

Palavras-chave: reforço de fundações; estacas Mega; modelagem numérica; elementos finitos, solo colapsível.

ABSTRACT

Mega pile foundations are widely used in underpinning works for structures affected by settlement problems. When installed in collapsible soils—whose behavior is strongly influenced by soil moisture—these piles may experience significant losses in load-bearing capacity under saturation conditions. The assessment of load capacity under different moisture states, traditionally performed through static load tests, is technically advisable but entails high costs and long timeframes, which may restrict the understanding of foundation behavior and result in either overly conservative or oversized solutions. In this context, numerical modeling emerges as a promising tool for the early prediction of Mega pile performance in collapsible soils. This study aimed to analyze the behavior of this type of foundation in collapsible soil through two-dimensional numerical modeling carried out using PLAXIS 2D. Experimental data obtained from static load tests on piles under natural moisture and flooded soil conditions were employed. Numerical simulations were conducted with two distinct constitutive models: Mohr-Coulomb and Hardening Soil. The results indicated that, for triaxial laboratory tests under saturated conditions, the Hardening Soil model achieved better convergence with the experimental results, whereas for pile load tests, the Mohr-Coulomb model showed greater agreement. As a complement to the numerical analyses, the semi-empirical methods proposed by Aoki (1989) and Randolph & Wroth (1978) were evaluated. The investigation identified matric suction as the main variable responsible for the differences in strength between natural and saturated states. The methodology adopted for predicting the performance of Mega piles in collapsible soils, although subject to certain limitations, proves to be a relevant tool for the enhancement of geotechnical design in highly complex contexts.

Key words: *foundation reinforcement; mega piles; numerical modelling; finite elements; collapsible soils.*

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

FIGURA 1 – CONDIÇÕES PARA CLASSIFICAÇÃO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS.....	17
FIGURA 2 - EQUIPAMENTOS UTILIZADOS E PROCESSO EXECUTIVO DA ESTACA MEGA.....	19
FIGURA 3 – VISTA GERAL DA EXECUÇÃO DA ESTACA MEGA.....	19
FIGURA 4 - SEGMENTOS PARA ESTACA MEGA DE CONCRETO.	22
FIGURA 5 - ESTACA MEGA DE CONCRETO INSTALADA.	23
FIGURA 6 - SEGMENTOS DA COMPOSIÇÃO DA ESTACA MEGA METÁLICA.....	24
FIGURA 7 – ESTACA MEGA METÁLICA INSTALADA.....	25
FIGURA 8 – MECANISMOS DE RESISTÊNCIA NA CRAVAÇÃO DE ESTACAS METÁLICAS DE PONTA ABERTA.	26
FIGURA 9 – INÍCIO DA PRENSAGEM DE ESTACAS DE REAÇÃO.	27
FIGURA 10 – DETALHE DO ACUNHAMENTO DA ESTACA SOB TENSÃO.	29
FIGURA 11 – REATERRO COM SOLO CIMENTO.....	30
FIGURA 12 – VISTA GERAL DA OBRA COM A LOCALIZAÇÃO DO OBJETO DE ESTUDO.....	31
FIGURA 13 – FACHADA COM ESTACAS MEGA EXECUTADAS E INÍCIO DA ESCAVAÇÃO	31
FIGURA 14 – DETALHE DOS BLOCOS COM ACUNHAMENTO REALIZADO.	32
FIGURA 15 – PAREDES INTERNAS COM ESTACAS DE REAÇÃO E SUBSOLO TOTALMENTE ESCAVADO.....	32
FIGURA 16 – INCORPORAÇÃO DAS ESTACAS DE REAÇÃO EM PAREDE DE CONCRETO.	33
FIGURA 17 – INCORPORAÇÃO DAS ESTACAS DE REAÇÃO EM BLOCO DE COROAMENTO.	34
FIGURA 18 – PILARES DO SUBSOLO JÁ EXECUTADOS, DANDO CONDIÇÃO PARA A PARTE SUPERIOR DAS ESTACAS DE REAÇÃO SEREM REMOVIDAS COM SEGURANÇA.	34
FIGURA 19 – FASES EXECUTIVAS EMPREGADAS NA OBRA PARA CADA CASO NECESSÁRIO.	35
FIGURA 20 – SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO EXECUTADA SEM A MEDIDA DE RESISTÊNCIA.....	36
FIGURA 21 – CURVA TEMPO X RECALQUE DO EDIFÍCIO, SEM TENDÊNCIA DE ESTABILIZAÇÃO.....	37
FIGURA 22 – PROJETO DE REFORÇO COM CONGELAMENTO DO SOLO, TUBULÕES E ESTACAS DE REAÇÃO.....	38
FIGURA 23 – CORTE DO PROJETO DE REFORÇO.....	38
FIGURA 24 – EVOLUÇÃO DOS RECALQUES ANTES E APÓS O REFORÇO DE FUNDAÇÕES.	39
FIGURA 25 – PRISMA DE INFLUÊNCIA DEVIDO A ESCAVAÇÃO DO TÚNEL.	41
FIGURA 26 - DETALHE GENÉRICO DO SISTEMA DE PROVA DE CARGA ESTÁTICA.	42
FIGURA 27 – CARGA DE RUPTURA CONVENCIONAL.	44
FIGURA 28 – ENSAIO DE PLACA EM SOLO COLAPSÍVEL EM CONDIÇÃO INUNDADA E SEM INUNDAÇÃO	46
FIGURA 29 – RESULTADO GENÉRICO DE UMA PROVA DE CARGA EM FUNDAÇÕES EM SOLO COLAPSÍVEL.	46
FIGURA 30 – OCORRÊNCIAS DE SOLO COLAPSÍVEL REGISTRADOS NO BRASIL.....	48
FIGURA 31 - REPRESENTAÇÃO DOS TIPOS DE MODELAGEM: (A) CASO A SER ANALISADO (B) MDF (C) MEF E (D) MEC.	52
FIGURA 32 - GEOMETRIA E MALHA DE ELEMENTOS FINITOS.	54
FIGURA 33 – GRÁFICOS ESQUEMÁTICOS DE TESTES DE COMPRESSÃO UNIDIMENSIONAL (A) E TRIAXIAL (B).....	56

FIGURA 34 – TENSÃO-DEFORMAÇÃO HIPERBÓLICA UTILIZADA NO MODELO HARDENING SOIL.....	57
FIGURA 35 – FASES DO DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA.....	65
FIGURA 36 – CAMPO EXPERIMENTAL DA UNESP DE BAURU/SP.....	67
FIGURA 37 – PERFIL GEOTÉCNICO MÉDIO DO CAMPO EXPERIMENTAL DA UNESP-BAURU/SP.....	67
FIGURA 38 – POSICIONAMENTO DAS ESTACAS ENSAIADAS E TRACIONADAS DO CAMPO EXPERIMENTAL.....	68
FIGURA 39 – PRENSAGEM DAS ESTACAS TIPO MEGA DE CONCRETO COM MACACO HIDRÁLICO.....	69
FIGURA 40 – RESULTADO PROVAS DE CARGA ESTÁTICA COM CARREGAMENTO RÁPIDO PARA AS ESTACAS DE 6 METROS DE PROFUNDIDADE.....	70
FIGURA 41 – RESULTADO PROVAS DE CARGA ESTÁTICA COM CARREGAMENTO RÁPIDO PARA AS ESTACAS DE 8 METROS DE PROFUNDIDADE.....	71
FIGURA 42 - ÍNDICES FÍSICOS DAS AMOSTRAS.....	74
FIGURA 43 - FRAÇÕES GRANULOMÉTRICAS.....	75
FIGURA 44 - CURVAS DE RETENÇÃO DE ÁGUA.....	75
FIGURA 45 - ENVOLTÓRIAS DE RUPTURA PARA SUÇÃO MATRICIAL IGUAL A ZERO.....	79
FIGURA 46 - ENVOLTÓRIAS DE RUPTURA PARA SUÇÃO MATRICIAL IGUAL A 50 KPA.....	81
FIGURA 47 - ENVOLTÓRIAS DE RUPTURA PARA SUÇÃO MATRICIAL IGUAL A 200 KPA.....	82
FIGURA 48 - ENVOLTÓRIAS DE RUPTURA PARA SUÇÃO MATRICIAL IGUAL A 400 KPA.....	83
FIGURA 49. DESCRIÇÃO DOS ELEMENTOS E GEOMETRIA DO PROBLEMA.....	86
FIGURA 50. DESCRIÇÃO DOS ELEMENTOS E GEOMETRIA DO PROBLEMA.....	86
FIGURA 51. CURVAS TENSÃO X DEFORMAÇÃO DO EXPERIMENTAL, MODELOS HS E MC PARA 1,50 M, 3,0 M, 5,0 M E 7,0 M.....	88
FIGURA 52 - DEFORMAÇÃO DA MALHA ANTES E DEPOIS DO CARREGAMENTO.....	91
FIGURA 53 - DEFORMAÇÕES VERTICAIS NAS ESTACAS DE 6 M.....	92
FIGURA 54 - PONTOS DE PLASTIFICAÇÃO NA ESTACA.....	94
FIGURA 55. RESULTADOS COMPARATIVOS DO MODELO NUMÉRICO VERSUS RESULTADOS DE CAMPO PARA A ESTACA COM 6 M E COM INUNDAÇÃO DO TERRENO.....	95
FIGURA 56. DEFORMADA DA ESTACA DE 8 M INUNDADA.....	95
FIGURA 57. DEFORMAÇÕES VERTICAIS DA ESTACA DE 8 M INUNDADA.....	96
FIGURA 58. PONTOS DE PLASTIFICAÇÃO DA ESTACA.....	98
FIGURA 59. RESULTADOS COMPARATIVOS DO MODELO NUMÉRICO VERSUS RESULTADOS DE CAMPO PARA A ESTACA COM 8 M E COM INUNDAÇÃO DO TERRENO.....	99
FIGURA 60. RESULTADOS DO MODELO NUMÉRICO COMPARADO A RESULTADOS DE CAMPO E RESULTADO TEÓRICO PARA A ESTACA COM 8 M SEM INUNDAÇÃO DO TERRENO.....	100
FIGURA 61. RESULTADOS DO MODELO NUMÉRICO VERSUS ENSAIOS DE CAMPO PARA A ESTACA COM 6 M SEM INUNDAÇÃO DO TERRENO.....	101
FIGURA 62. PONTOS DE PLASTIFICAÇÃO DAS ESTACAS SEM E COM INUNDAÇÃO.....	102

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 – POTENCIAL DE COLAPSO DO SOLO.	49
TABELA 2 - RESULTADO DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO FÍSICA.	73
TABELA 3 - PARÂMETROS DE AJUSTE DO MODELO DE VAN GENUCHTEN (1980).	77
TABELA 4 - PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA.	78
TABELA 5. PROPRIEDADES DAS ESTACAS INSERIDAS NO MODELO ELÁSTICO LINEAR.	84

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	11
1.1	JUSTIFICATIVA	13
1.2	OBJETIVOS	14
1.2.1	Geral	14
1.2.2	Específicos	14
1.3	ESTRUTURA DO TRABALHO	15
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	17
2.1	ESTACAS MEGA	18
2.1.1	Estaca Mega de concreto	21
2.1.2	Estaca Mega metálica	24
2.1.3	Processo executivo	27
2.2	CASOS DE OBRAS COM REFORÇO EM ESTACAS MEGA.....	30
2.2.1	Reforço de fundação de edificação tombada	30
2.2.2	Edifício Companhia Paulista de Seguros	35
2.2.3	Reforço para passagem do metrô – Banco Itaú	40
2.3	PROVAS DE CARGA ESTÁTICAS EM ESTACAS	42
2.4	SOLOS COLAPSÍVEIS	45
2.4.1	Sucção matricial	49
2.5	MODELAGEM NUMÉRICA.....	51
2.5.1	Método dos Elementos Finitos	54
2.5.2	Mohr Coulomb.....	55
2.5.3	Hardening Soil Model.....	56
2.5.4	PLAXIS – avaliação 2D.	58
2.5.5	Plastificação na modelagem numérica.....	59
2.6	MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS	61
2.6.1	Método de Aoki (1989)	61
2.6.2	Método de Randolph & Wroth (1978).....	62
3	MÉTODO DE PESQUISA	65
3.1	ESTUDO DE CASO – CAMPO EXPERIMENTAL EM SOLO COLAPSÍVEL ...	66
4	MATERIAIS E MÉTODOS	73
4.1	ANÁLISE DOS ENSAIOS LABORATORIAIS.....	73
4.2	CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO	83

4.3	SOLO SATURADO.....	88
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	91
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	106
7	PERSPECTIVAS PARA TRABALHOS FUTUROS	108
8	REFERÊNCIAS.....	111

1 INTRODUÇÃO

1 INTRODUÇÃO

A necessidade de reforço de fundações surge, frequentemente, da identificação de manifestações patológicas como trincas, fissuras, recalques diferenciais e distorções angulares que excedem os limites admissíveis de deformação do solo. Esses problemas podem comprometer o desempenho funcional e estrutural das edificações, afetando elementos como portas, janelas e elevadores, além de causar desconforto ao caminhar sobre pisos inclinados e, em alguns casos, gerar complicações no sistema de drenagem. A consequência direta desses efeitos é a desvalorização do imóvel e o aumento dos riscos de segurança.

De acordo com Maffei e Gonçalves (2016), há quatro opções a serem consideradas quando o edifício está inclinado, a fim de evitar o seu colapso devido à inclinação, são elas:

- 1) Reforço estrutural a fim de que os esforços adicionais, devido à inclinação, sejam resistidos pela superestrutura;
- 2) Executar o reforço de fundações e interromper o avanço dos recalques;
- 3) Executar o reforço de fundações e renivelar o edifício;
- 4) Demolir o prédio.

Nesse contexto, as estacas Mega, também chamadas de estacas prensadas, têm se consolidado como uma solução eficiente para o reforço de fundações. Essa técnica consiste na cravação de segmentos de concreto ou aço utilizando a própria estrutura da edificação como reação (Araujo, 2005), o que viabiliza sua aplicação mesmo em locais com acessos restritos ou com limitações quanto à vibração e ruído. A metodologia atende especialmente às soluções (2) e (3) propostas por Maffei e Gonçalves (2016).

Quando a colapsividade do solo é a causa do recalque das fundações, causada por variações de umidade sob tensões constantes, a aplicação de estacas Mega torna-se ainda mais estratégica. Essa aplicação é demonstrada em estudos recentes, como os de Oliveira et al. (2023). Solos colapsíveis, amplamente distribuídos em diversas regiões do Brasil e do mundo, apresentam estrutura metaestável e alta porosidade, sendo suscetíveis a reduções abruptas de volume quando saturados (Albiero & Cintra, 1998; Vilar & Ferreira, 2015). Nessa condição, a

estrutura geotécnica pode perder capacidade de carga e comprometer a integridade da edificação.

Apesar da eficiência das estacas Mega em situações desse tipo, a avaliação precisa de seu desempenho demanda a realização de provas de carga sob diferentes condições de umidade, o que eleva o custo e a complexidade dos estudos (Milititsky et al., 2005). Nesse cenário, a modelagem numérica desponta como uma alternativa promissora, oferecendo agilidade, economia e precisão na previsão do comportamento da fundação, caso haja bons parâmetros geotécnicos para se utilizar. O uso de modelos constitutivos calibrados a partir de dados reais permite simular diferentes estados de saturação e interpretar os efeitos da sucção matricial na resistência do solo, variável fundamental no contexto dos solos colapsíveis.

Além das simulações numéricas com diferentes modelos constitutivos, esta dissertação também contempla a aplicação de métodos semiempíricos tradicionais na engenharia de fundações para fins de comparação dos resultados obtidos. O método de Aoki (1989), amplamente utilizado para a estimativa da capacidade de carga de estacas cravadas com base em resultados de SPT, é empregado por sua abordagem consolidada em solos brasileiros e por sua aplicabilidade aproximada às estacas Mega, mesmo não tendo sido desenvolvido especificamente para este tipo de fundação. De forma complementar, o método de Randolph e Wroth (1978), baseado na relação entre rigidez do solo e recalque, é utilizado com o objetivo de integrar considerações sobre a deformabilidade do solo ao processo de estimativa de recalques.

Neste contexto, esta dissertação tem como objetivo avaliar, por meio da modelagem numérica em elementos finitos, o comportamento de estacas Mega executadas em solo colapsível localizado na região Sudeste do Brasil. Entendendo a variabilidade da sucção matricial e as limitações dos modelos constitutivos analisados. A simulação foi realizada com base em dados reais de provas de carga estáticas, ensaios laboratoriais e parâmetros geotécnicos regionais. A intenção é ampliar o entendimento sobre o desempenho dessa solução de fundação sob o efeito do colapso e contribuir com subsídios técnicos para projetos em situações geotécnicas críticas.

1.1 JUSTIFICATIVA

As estacas Mega representam uma técnica consolidada para o reforço de fundações, especialmente em situações onde há restrições de acesso, presença de edificações vizinhas ou necessidade de intervenções com baixo nível de ruído e vibração. Sua execução dispensa a escavação de grandes volumes de solo e utiliza a própria estrutura como elemento de reação, tornando a solução particularmente eficiente para obras em áreas urbanas densamente ocupadas (Araujo, 2005; Milititsky et al., 2005).

Apesar da larga aplicação prática, o conhecimento técnico e científico sobre o comportamento dessas estacas ainda é limitado, principalmente no que se refere à atuação em solos colapsíveis. A falta de dados confiáveis, de monitoramentos sistematizados e de publicações especializadas se deve, em parte, à natureza das obras de reforço, geralmente associadas a empreendimentos existentes e, portanto, com menor interesse por parte dos contratantes em permitir a divulgação dos dados técnicos obtidos.

Paralelamente, o comportamento de solos colapsíveis apresenta características peculiares que dificultam a previsão de desempenho das fundações. A estrutura metaestável desses solos proporciona alta resistência aparente em condição não saturada, devido à presença de sucção matricial. Contudo, quando o solo é submetido à saturação, essa sucção se dissipa rapidamente, provocando colapso estrutural e deformações expressivas (Vilar & Ferreira, 2015).

A realização de provas de carga em diferentes estados de umidade seria a alternativa mais segura para avaliar a influência da saturação sobre a capacidade de carga de estacas em solos colapsíveis. No entanto, esse tipo de ensaio é oneroso, demorado e difícil de executar, especialmente em ambientes com restrições operacionais.

Diante desse cenário, a modelagem numérica surge como uma ferramenta eficaz e economicamente viável para estudar o comportamento de estacas Mega em solos colapsíveis. Por meio de softwares especializados, é possível simular condições de campo em diferentes estados de saturação, utilizar modelos constitutivos com diferentes níveis de complexidade e prever com boa aproximação a resposta da fundação em situações críticas.

Assim, este estudo justifica-se pela escassez de publicações técnicas sobre estacas Mega, pela importância prática do tema no contexto da engenharia de fundações e pela oportunidade de utilizar a modelagem numérica como método complementar à análise de provas de carga, ampliando o entendimento sobre o comportamento de fundações submetidas ao colapso induzido por saturação.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Geral

Analisar o comportamento de estacas Mega em solo colapsível por meio de modelagem numérica com elementos finitos, simulando provas de carga estática sob condições de umidade natural e após a inundação, a fim de avaliar a representatividade de diferentes modelos constitutivos na previsão do desempenho dessa solução de fundação.

1.2.2 Específicos

- Analisar a caracterização geotécnica do solo a partir de ensaios laboratoriais e dados complementares de campo;
- Calibrar modelos constitutivos no software PLAXIS 2D com base nos parâmetros obtidos, considerando duas formulações distintas: Mohr-Coulomb e Hardening Soil;
- Simular numericamente o comportamento das estacas Mega nas condições natural e inundada, comparando os resultados com os dados experimentais;
- Avaliar a influência da sucção matricial na capacidade de carga das estacas e no desenvolvimento de recalques, especialmente no contexto de colapso do solo;
- Avaliar a concordância de dois métodos semiempíricos com os resultados das provas de carga.

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho é composto por mais 7 capítulos, além do capítulo introdutório. O Capítulo 2 apresenta a revisão bibliográfica sobre o tema, abordando conceitos essenciais para a compreensão do estudo. São discutidos os deslocamentos das fundações, as causas dos recalques, a metodologia de estacas de reação tipo Mega e suas variantes, além de exemplos de obras que empregaram estacas prensadas. Também são explorados temas como provas de carga, solos colapsíveis e modelagem numérica.

O Capítulo 3 apresenta o estudo de caso analisado nesta pesquisa, que consiste na investigação do comportamento de estacas prensadas em solo colapsível, instaladas em um campo experimental universitário.

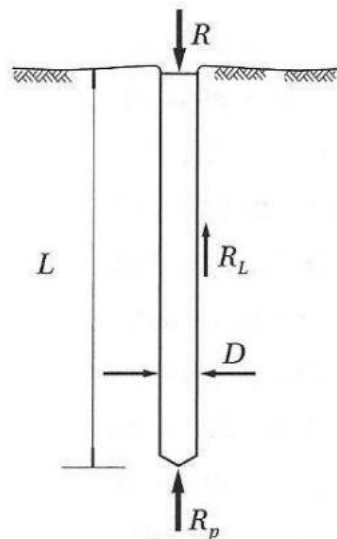
O Capítulo 4 apresenta a metodologia de pesquisa, junto às análises feitas a fim de obter êxito no estudo. Enquanto o Capítulo 5 apresenta os resultados, o Capítulo 6 as conclusões finais, o Capítulo 7 as recomendações para próximos trabalhos e o Capítulo 8 as referências bibliográficas.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

De acordo com a norma ABNT NBR 6122 (2022), as fundações profundas são elementos que transmitem a carga ao terreno através da sua base (resistência de ponta) ou da sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas. Sua profundidade deve ter, pelo menos, 8 vezes a sua menor dimensão em planta ou então 3 metros de profundidade, como mostra a Figura 1. Este enquadramento inclui as estacas e os tubulões.

Figura 1 – Condições para classificação de fundações profundas.



Fonte: Cintra e Aoki, 2010.

A forma de classificação de cada tipo de estaca será determinada pelo seu processo executivo e pelo material que ela é contituida. De acordo com Velloso e Lopes (2010), as estacas podem ser de madeira, concreto, aço ou mistas, dependendo do seu material constituinte e de deslocamento ou substituição no seu processo executivo.

As estacas de deslocamento são aquelas que, ao serem introduzidas no solo, o deslocam horizontalmente, sem a retirada do solo. As estacas moldadas *in loco* (ou de substituição), incluindo aqui as escavadas, são aquelas em que o solo é removido para dar lugar ao material que constitui a estaca, de forma a “diminuir as tensões horizontais geostáticas” (Velloso; Lopes, 2010).

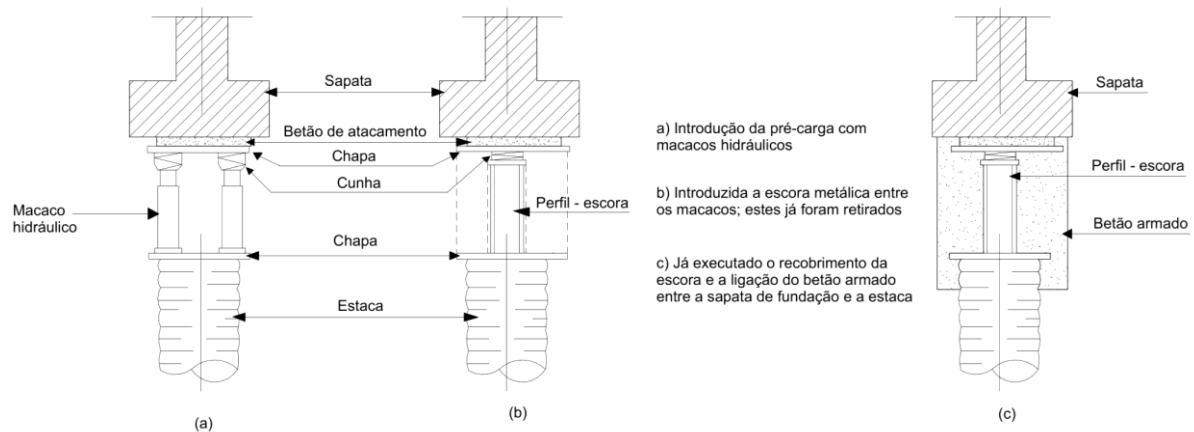
Nos anexos B a Q da ABNT NBR 6122 (2022) estão listados os procedimentos de projeto e execução dos tipos de fundações profundas disponíveis no mercado brasileiro. Cada metodologia é apropriada para um tipo de obra, de acordo com Velloso e Lopes (1998), “algumas características da obra podem exigir um certo tipo de fundação... outras obras podem permitir uma variedade de soluções”. Segundo os autores, o estudo das alternativas de fundações deve ser fundamentado no menor custo e menor prazo de execução (Velloso e Lopes, 1998).

2.1 ESTACAS MEGA

Inicialmente seu sistema executivo era limitado pelo fato de existir uma patente registrada, no Brasil e em diversos outros países. No entanto, essa patente expirou no Brasil em 16 de fevereiro de 1987, conforme Junqueira (1994), permitido que qualquer empresa de engenharia adotasse a técnica em suas obras.

A estaca Mega difere das outras por sua cravação estática, causada pela força que um macaco hidráulico exerce contra uma cargueira ou a própria estrutura existente, caso esta resista aos esforços aplicados. Seu procedimento executivo está de acordo com a norma ABNT NBR 6122 (2022) que identifica as características gerais da estaca, o método e a carga de cravação, bem como o controle de qualidade a ser seguido. A Figura 2 apresenta os equipamentos utilizados e o processo de execução da estaca Mega.

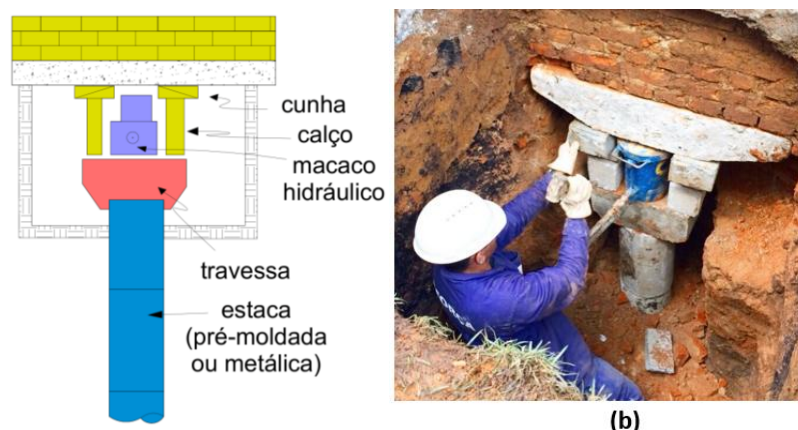
Figura 2 - Equipamentos utilizados e processo executivo da estaca Mega.



Fonte: Neves, 2010.

De acordo com Alonso (2021), a estaca Mega é uma estaca de concreto ou de aço, que é construída em pequenos pedaços que são cravados no terreno reagindo contra a própria estrutura, conforme mostrado na Figura 3 (a). Se a parede contra a qual reagirá o macaco hidráulico não tiver baldrame de concreto armado, uma viga pré-moldada deve ser instalada na parede em questão, como mostrado na Figura 3 (b).

Figura 3 – Vista geral da execução da Estaca Mega.



Fonte: Alonso, 2021.

Essas estacas são compostas por segmentos de estacas de concreto ou metal com seções e comprimentos variados, de acordo com a necessidade da obra e

sua necessidade de capacidade estrutural. Ao analisar a inserção de cada uma no solo, Oliveira (2000) conclui que o tubo metálico com ponta aberta é cravado pelo cisalhamento do solo, enquanto a estaca de concreto é inserida comprimindo o solo.

Os segmentos de concreto possuem seção variável, podendo ser circular, quadrada ou hexagonal e o comprimento usualmente fica entre 40 e 60 centímetros. De acordo com a ABNT NBR 6122 (2022), as estacas de concreto devem ser calculadas de acordo com a ABNT NBR 6118 (2024) e ABNT NBR 9062 (2017), com a resistência do concreto limitada a 25 MPa no cálculo. As estacas metálicas, devem seguir a norma ABNT NBR 8800 (2008), com uma resistência mínima à compressão do aço de 200 MPa em seu dimensionamento estrutural.

No uso prático do reforço de fundações, estacas de concreto são geralmente empregadas para cargas menores com uma carga de trabalho média de 35 toneladas, enquanto estacas metálicas são mais usadas em situações que demandam cargas mais elevadas, com média de 80 toneladas (Araujo, 2005). Essa diferenciação torna a estaca tipo mega mais flexível, permitindo que seja adaptada a uma variedade de demandas estruturais com eficiência e precisão.

Os equipamentos utilizados “normalmente são cilindros hidráulicos, ligados a unidades elétricas/hidráulicas de pequeno porte que necessitam uma potência da ordem de 7 c.v. em 220 V” (Yañez *et al.*, 2019). Este conjunto hidráulico deve ter uma capacidade 20% superior à carga máxima prevista de cravação da estaca.

Para Araujo (2005) as estacas prensadas tipo mega “possuem características singulares por sua execução silenciosa, instalação em locais de difícil acesso, não gerando entulho e com boa capacidade de carga”. Ainda de acordo com o autor, algumas características que devem ser levadas em conta na fase de projeto são:

- Coeficiente de segurança de projeto;
- Carga de trabalho;
- Carga de encunhamento;
- Velocidade correta de cravação;
- Valores máximos de recalque diferencial ou “torção” do elemento estrutural;
- Correta locação das estacas de reforço, a fim de se evitar esforços não calculados na estrutura;
- Interpretação correta da interação solo e estrutura;

- Correto conhecimento da carga potencial de reação proporcionada pela estrutura a ser reforçada;
- Conhecimento da capacidade de carga a cada metro prensado da estaca;
- Estudo do potencial efeito do atrito negativo;
- Estudo da possibilidade de cravação em determinados tipos de estacas em diferentes tipos de solo, como areias, camadas com pedregulhos ou matacões;
- Cuidado adicional, necessidade da obra ser executada por empresa reconhecidamente idônea, competente e ser acompanhada por engenheiro geotécnico.

Apesar de ser uma ótima solução para reforço de fundações, há situações em que seu emprego não é recomendável, ou até mesmo, não é possível, como, por exemplo, de obra mencionado no trabalho de Araujo (2005), em que pela necessidade de reforço de fundações a solução em estacas Mega foi cogitada, mas foi inviabilizada por dois fatores principais. Primeiro, a fragilidade da estrutura, que não possui rigidez suficiente para suportar a carga de cravação, e segundo um SPT elevado no solo de apoio, o que dificultaria a sua cravação. Dessa forma, é importante observar que não existem soluções prontas e cada caso deve ser avaliado individualmente.

2.1.1 Estaca Mega de concreto

As estacas Mega de concreto são comportas por segmentos pré-moldados de concreto, prensados em sequência no solo por meio de um macaco hidráulico reagindo contra a estrutura existente ou cargueira. Essas estacas são mais indicadas para cargas menores, porque seu formato e resistência do material limitam a capacidade de carga. Na Figura 4 é mostrado esse tipo de estaca com um dos formatos possíveis, circular centrifugada.

Figura 4 - Segmentos para estaca Mega de Concreto.



Fonte: Faraggi, 2016.

A área de contato entre os seguimentos das estacas deve receber atenção especial, uma vez que nessa área podem ocorrer defeitos de fabricação, com superfícies que não são completamente planas. A falta de planicidade torna a área de contato entre as superfícies dos segmentos menor do que a sua superfície teórica, gerando concentrações de tensões com uma carga estrutural menor do que a capacidade teórica. De acordo com Araujo (2005), uma superfície não plana pode provocar instabilidade do sistema, perda da verticalidade da estaca ou, até mesmo, seu colapso.

Junqueira (1994) aponta a necessidade de se aprofundar o estudo da área de contato entre os segmentos de estaca e o próprio macaco, a fim de evitar a antecipação de rupturas, como foi demonstrado por Santos (2023), que observou tensões de até 7,7 MPa em estacas de concreto simples ensaiadas com concretos de resistência média de 41,83 MPa. Por esse motivo, as estacas metálicas são necessárias em cargas de trabalho maiores. Na Figura 5 é possível observar a estaca Mega de concreto instalada.

Figura 5 - Estaca Mega de concreto instalada.



Fonte: Donadon (2009).

Como esse tipo de estaca possui características positivas e negativas, é importante que o projetista esteja ciente de cada uma delas para tomar boas decisões no seu emprego. Essas características podem ser resumidas da seguinte forma:

Vantagens:

- Mobilização da carga da estrutura de forma imediata;
- Não apresenta risco de corrosão da armadura, considerando que majoritariamente são feitas de concreto simples;
- Controle tecnológico do concreto das estacas possível com precisão;
- “Uma verdadeira prova de carga” (Donadon, 2009);
- Possibilidade de recravação quantas vezes foram necessárias;
- “Não provoca choques, vibrações ou ruídos, não polui o ar e pode ser utilizada em locais inacessíveis a equipamentos convencionais de fundações” (Junqueira, 1994);

- Grande durabilidade.

Desvantagens:

- Limitação de carga por questões estruturais;
- Risco de quebra da estaca na cravação por concentração de tensões na superfície de ligação entre os segmentos de estacas;
- Peças maiores dificultam a movimentação dos funcionários;
- Cravação limitada à capacidade de carga do macaco hidráulico disponível.

2.1.2 Estaca Mega metálica

Segundo Lima (2024), estacas Mega metálicas são constituídas por tubos metálicos de diâmetro de 75 mm, com ligações entre tubos feitas por rosca e luvas que são instaladas para consolidar a estrutura da estaca, como é possível visualizar na Figura 6. Para Araujo (2005), esse tipo de rosca macho e fêmea “torna a ligação mais eficiente e minimiza problemas como a concentração de tensões e a perda da verticalidade durante a cravação”. Sua prensagem no solo também é feita por macacos hidráulicos.

Figura 6 - Segmentos da composição da estaca Mega metálica.



Fonte: Lima, 2024.

O método de instalação desse tipo de estaca é a prensagem com macaco hidráulico por cisalhamento do solo. Após feita a cravação, a estaca é preenchida com concreto armado com fibras, aumentando, a resistência, a estabilidade e o coeficiente de segurança da estrutura do reforço. Em seguida, é necessário encunhar o topo da estaca e para preencher os espaços vazios existentes entre o encunhamento e o corpo da estaca é feita a concretagem da cabeça (Oliveira, 2016). Na Figura 6 é possível observar a estaca Mega metálica instalada.

Figura 7 – Estaca Mega metálica instalada.



Fonte: Fonseca, 2020.

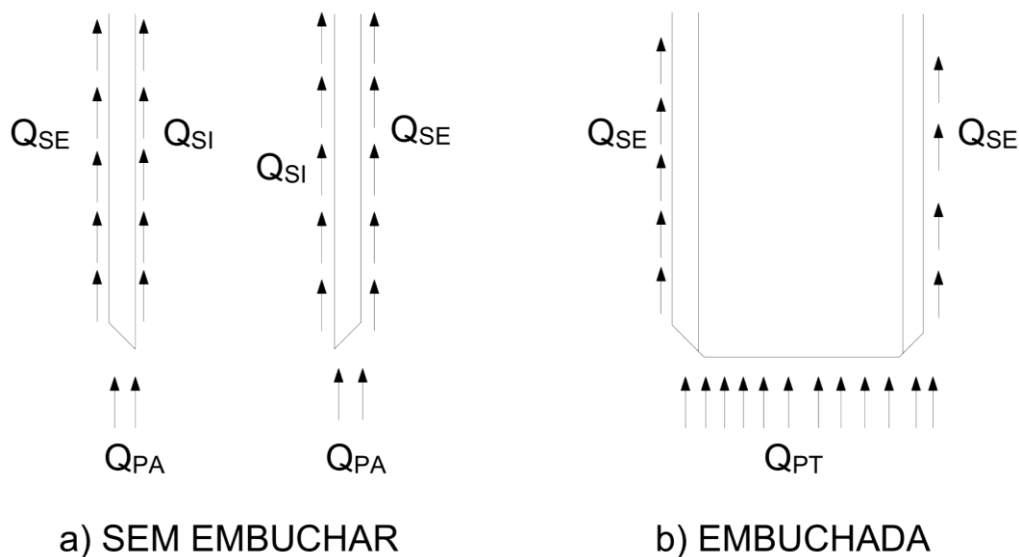
No trabalho de Yañez *et al.* (2019), as estacas metálicas eram compostas por segmentos de 75 cm de tubos metálicos de 4,5 polegadas para carga de cravação de até 45 toneladas e 6,5 polegadas, para carga de cravação de até 75 toneladas. Um caso de obra citado por Junqueira (1994), do Edifício do Banco Itaú, indica que a estaca prensada atingiu até 340 toneladas, dessa forma entende-se que não há um limite de carga, dependendo apenas da carga do elemento estrutural e capacidade hidráulica dos macacos, podendo serem usados até trilhos como estacas prensadas.

As ligações entre os segmentos podem ser feitas de três maneiras, por luvas, solda ou roscas. As roscas são formas práticas e que proporcionam maior

produtividade executiva à metodologia. A ligação deve ser dimensionada para suportar a carga que a estaca estará submetida durante cravação.

No processo de prensagem da estaca metálica com ponta aberta, chega um momento que a estaca não é mais introduzida no solo apenas por cisalhamento, pois ocorre o embuchamento da ponta e “uma parte do solo, preso à ponta da estaca, é cravado junto com ela e a penetração é interrompida, apesar do progresso constante da cravação da estaca. Com isso, ela trabalha praticamente como uma estaca de ponta fechada” (Araujo, 2005). A Figura 8 apresenta a diferença das duas situações.

Figura 8 – Mecanismos de resistência na cravação de estacas metálicas de ponta aberta.



Fonte: Tagaya *et al.*, 1985.

Em termos de comparação da penetração no solo das estacas metálicas, com as estacas de concreto, Oliveira (2000) analisa, com base em obras realizadas em um período de 15 anos. As estacas metálicas de 5" atingem comprimento útil 1,5 vezes maior que as estacas de concreto pré-moldadas, em um mesmo tipo de subsolo. Ainda neste mesmo tema, em uma mesma obra relatada por Araujo (2005), em mesma condição de subsolo, foram prensadas 2 estacas metálicas de comprimento médio de 10,25 metros e 5 estacas de concreto, obtendo comprimento médio de 3 metros. As estacas metálicas atingiram cargas de 20 toneladas e as de concreto de 30 toneladas.

2.1.3 Processo executivo

A metodologia da compreende a prensagem de elementos de concreto ou aço através de um macaco hidráulico que reage contra uma estrutura pré-existente ou uma estrutura de cargueira projetada para esse fim. Uma das características distintas dessa técnica é a leitura instantânea das informações de carga durante o processo de cravação, o que confere uma vantagem significativa à solução, que age efetivamente como uma prova de carga em tempo real. “A instalação de uma Estaca Mega sempre pode ser considerada como um instrumento de pesquisa, pois sua prensagem é uma verdadeira prova de carga” (Junqueira, 1994).

A capacidade da estaca de reação em medir a carga aplicada de forma instantânea durante o processo de cravação é uma característica que a difere das outras técnicas de fundações, permitindo uma maior confiabilidade na execução de reforço de fundações ou até mesmo para novas fundações.

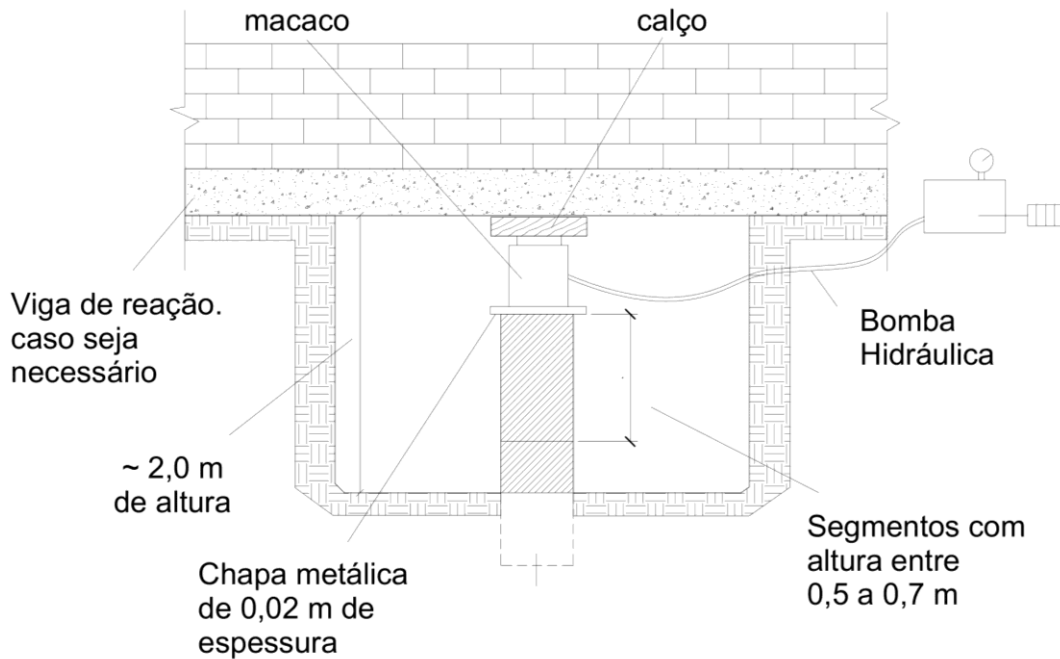
Seu processo executivo pode ser dividido em 6 etapas:

Etapa 1: “De posse do projeto executivo, fornecido por engenheiro especialista, inicia-se a marcação e execução das cavas por onde o operador instalará as estacas” (Araujo, 2005).

Etapa 2: Exposição do elemento estrutural que será utilizado para reagir à estaca. Se o sistema utilizado for o de cargueira, essa etapa será enquadrada na construção da cargueira para esse fim.

Etapa 3: Posicionamento do primeiro segmento de estaca a ser cravado. “Ao instalar os segmentos de concreto ou metálicos é preciso verificar o seu prumo” (Araujo, 2005). Processo contínuo de cravação das estacas, segmento por segmento, fazendo a ligação entre os segmentos, que pode ser de concreto, aço, rosqueamento ou solda. Essa etapa se repete até atingir a carga ou deslocamento previstos no projeto. Durante a execução das estacas, conforme a ABNT NBR 6122 (2022), deve-se fazer o “gráfico de prensagem” a cada metro introduzido.

Figura 9 – Início da prensagem de estacas de reação.



Fonte: Associação Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia - ABEF, 1999.

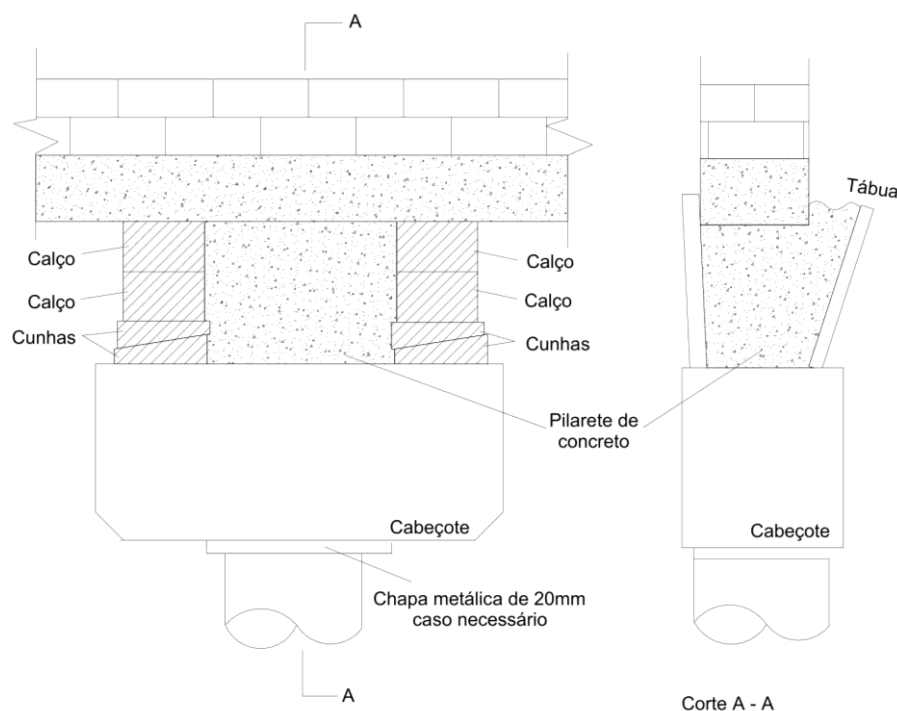
Etapa 4: Ensaio de recebimento e verificação de desempenho da estaca. Esse ensaio é obrigatório e normatizado pela ABNT NBR 6122 (2022) em seu anexo Q, item Q.3., o qual determina que para a estaca ser aceita ela deve ser submetida a carregamentos. O primeiro carregamento é de até uma vez e meia a carga de trabalho, e deve ser mantido por 5 minutos, sendo medidos seus recalques elástico e residual. Após esta etapa, é medido o recalque residual da estaca para sua carga de trabalho de uma vez, mantendo-se essa carga por 10 minutos. A estaca é aceita se os recalques lidos atenderem às necessidades de projeto.

De acordo com Araujo (2005), a antiga empresa Estacas Franki recomendava os recalques aceitáveis no ensaio de recebimento. Para a devida empresa, no primeiro carregamento, o recalque residual era considerado aceitável se fosse menor que 8 mm. No segundo carregamento, caso a carga de trabalho fosse mantida por 10 minutos, o recalque residual deveria ser menor que a metade do valor obtido na primeira etapa.

Etapa 5: Acunhamento ou solidarização da estaca. Nesta etapa, a prensagem finaliza e o ponto é solidarizado na estrutura para que a carga seja diretamente transferida à estrutura. Dessa forma, sobre a estaca já submetida a etapa 4, é posto um cabeçote (também conhecido como travesseiro) e cunhas de concreto para manter

o contato com a estrutura a ser solidarizada. A carga de projeto é aplicada reaplicada na estaca e as cunhas são ajustadas, para que ao remover o macaco hidráulico, a carga total seja transferida para as cunhas, cabeçote e, posteriormente, para a estaca. Posteriormente, o espaço que estava sendo ocupado pelo pistão do macaco hidráulico é preenchido com concreto, finalizando assim toda a solidarização da estaca à estrutura.

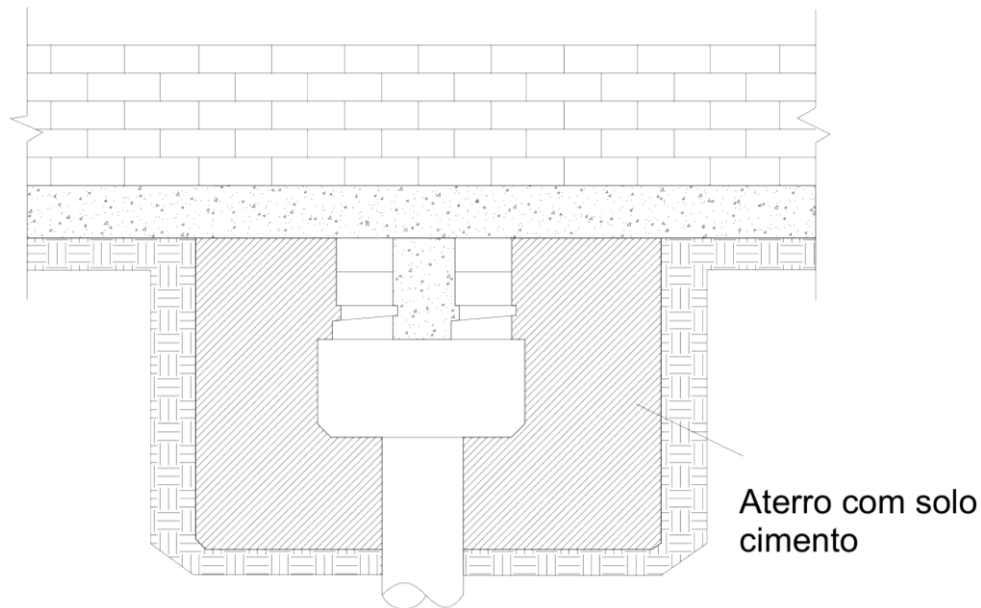
Figura 10 – Detalhe do acunhamento da estaca sob tensão.



Fonte: ABEF, 1999.

Etapa 6: Aterro da escavação executada. É importante que essa etapa seja realizada com solo cimento, concreto ou qualquer outro aglutinante que seja capaz de conferir boa resistência à região que foi escavada e que ficou próxima às estacas prensadas. Em áreas maiores, a compactação simples do solo pode ser suficiente. De acordo com Araujo (2005), o fechamento da cava é realizado com “solo cimento, em geral com um teor de cimento de 5% em peso”.

Figura 11 – Reaterro com solo cimento.



Fonte: ABEF, 1999.

2.2 CASOS DE OBRAS COM REFORÇO EM ESTACAS MEGA

A aplicação de estacas de reação, tanto estacas de prensadas metálicas e de concreto, já uma foi solução para diversas obras de reforço de fundações no Brasil e no mundo. A fim de se aprofundar melhor os motivos e soluções utilizadas, serão abordadas três obras desta metodologia.

2.2.1 Reforço de fundação de edificação tombada

O tombamento de estruturas como patrimônios históricos é extremamente importante para a cultura local, ao mesmo tempo em que pode trazer grandes dificuldades para a engenharia. A obra em questão é parte do patrimônio histórico-cultural da cidade de São Paulo e foram utilizadas estacas mega metálicas para permitir a escavação de um subsolo. Os comentários que aqui serão apresentados foram baseados no trabalho de Maset *et al.* (2023).

A estrutura original consistia em dois pavimentos com paredes de 50 a 65 cm de espessura, com as cargas distribuídas para o solo através de blocos ou sapatas corridas até 2 m de profundidade. O perfil geotécnico é composto pela “camada superficial de argila porosa silto arenosa vermelha, muito mole a mole, com processo

de laterização, com 5,0 a 8,0 metros de espessura, sobreposta à camada de argila silto arenosa vermelha, amarela e cinza, média a dura, com cerca de 20 metros de espessura” (Maset *et al.*, 2023).

A solução técnica para permitir a escavação do subsolo, sem danificar a estrutura, foi mista, composta por estacas mega metálicas e tubulões. É importante notar que as estacas mega metálicas, após a sua prensagem, apresentavam uma fase de injeção, para aumentar a capacidade de carga sob compressão, uma prática desenvolvida pela empresa executora.

Segundo o autor, as estacas mega foram cravadas até a carga de 45 t, reagindo contra a própria estrutura, o que resultou em uma carga de trabalho com fator de segurança de 1,5.

As figuras de Figura 12 a Figura 15 são da referida obra, em diversas fases do seu processo executivo.

Figura 12 – Vista geral da obra com a localização do objeto de estudo.



Fonte: Adaptado de Mauro, 2018.

Figura 13 – Fachada com estacas mega executadas e início da escavação



Fonte: Maset *et al.*, 2023.

Figura 14 – Detalhe dos blocos com acunhamento realizado.



Fonte: Maset *et al.*, 2023.

Figura 15 – Paredes internas com estacas de reação e subsolo totalmente escavado.



Fonte: Maset *et al.*, 2023.

Após a conclusão das escavações, as estacas foram incorporadas às paredes de concreto que faziam parte do projeto, ou, então, foram incorporadas a blocos e vigas para distribuir as cargas da superestrutura ao solo. A seguir, estão reunidas algumas imagens do processo de incorporação, sendo as figuras de Figura 16 a Figura 18.

Figura 16 – Incorporação das estacas de reação em parede de concreto.



Fonte: Maset *et al.*, 2023.

A flexibilidade dessa solução técnica é demonstrada na Figura 17, uma vez que, à medida que o bloco de coroamento é executado, o pilar central pode ser desenvolvido. Quando este pilar for capaz de mobilizar as cargas da estrutura, a porção superior das estacas mega metálicas sobre o bloco, poderá ser removida sem risco estrutural algum.

Figura 17 – Incorporação das estacas de reação em bloco de coroamento.



Fonte: Maset *et al.*, 2023.

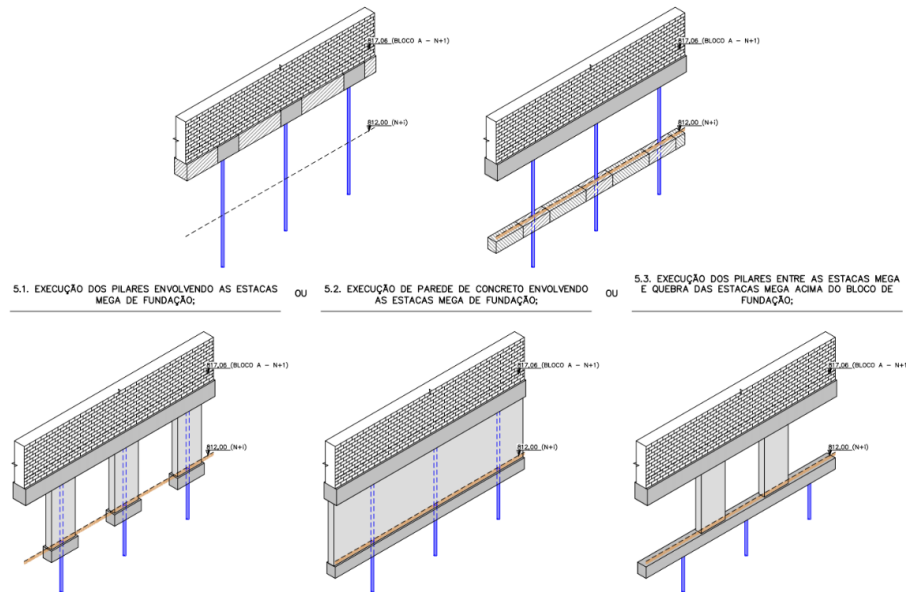
Figura 18 – Pilares do subsolo já executados, dando condição para a parte superior das estacas de reação serem removidas com segurança.



Fonte: Maset *et al.*, 2023.

A Figura 19 apresenta as fases executivas que foram utilizadas em cada situação, demonstrando a flexibilidade da solução em estacas mega metálicas a fim de incorporar cargas e facilitar a sua incorporação posterior de diversas maneiras, resultando em baixas deformações na estrutura.

Figura 19 – Fases executivas empregadas na obra para cada caso necessário.



Fonte: Maset *et al.*, 2023.

2.2.2 Edifício Companhia Paulista de Seguros

A obra vertical de múltiplos pavimentos tinha mais de 20 andares e foi construída no início dos anos 40. Segundo Alonso (2021), as fundações originais do edifício eram do tipo Franki, com uma base alargada no topo de uma camada de argila rija com uma profundidade aproximada de 10 m. Segundo o autor, as profundidades foram calculadas de forma empírica, com base na experiência adquirida pela empresa executora, sem a análise da resistência do solo. Dado que na ocasião da sondagem, em 1939, ainda não haviam ensaios que permitissem medir a resistência do solo de forma adequada, isso só ocorreu em 1943.

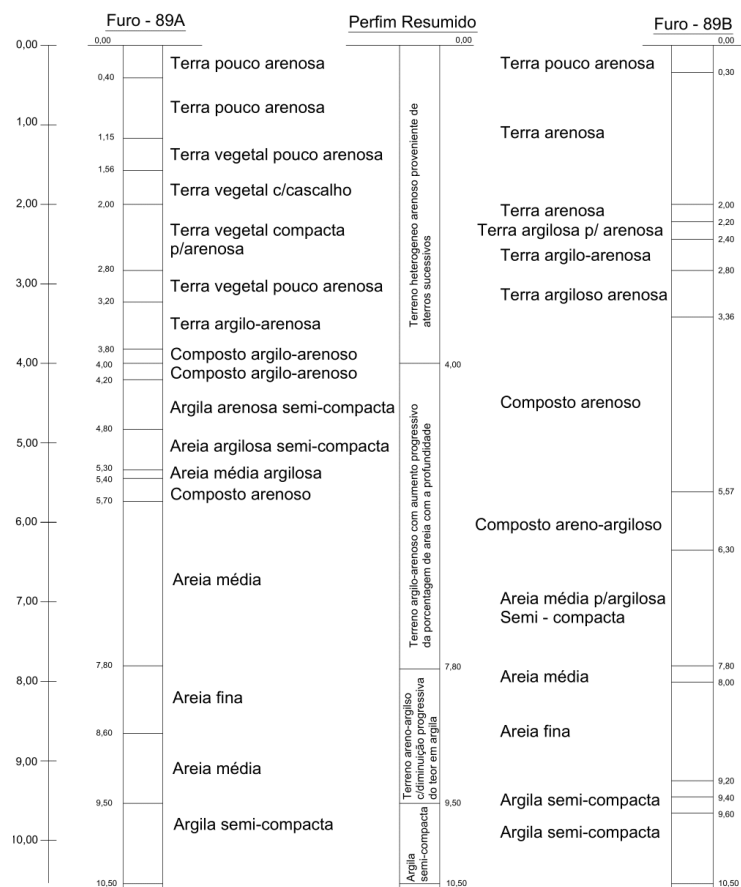
As sondagens iniciais mostravam uma camada inicial arenosa, e em aproximadamente 9 metros de profundidade o início da argila, porém “ensaios de laboratório posteriores revelaram que havia uma camada de areia argilosa muito fofa,

não foi detectada nas sondagens”, o que explicaria a inclinação de mais de 30 cm que ocorreu no edifício, quando o edifício estava praticamente concluído.

Figura 20 – Sondagem de simples reconhecimento executada sem a medida de resistência.

Obra : Cia Paulista de Seguros

Resultado das sondagens

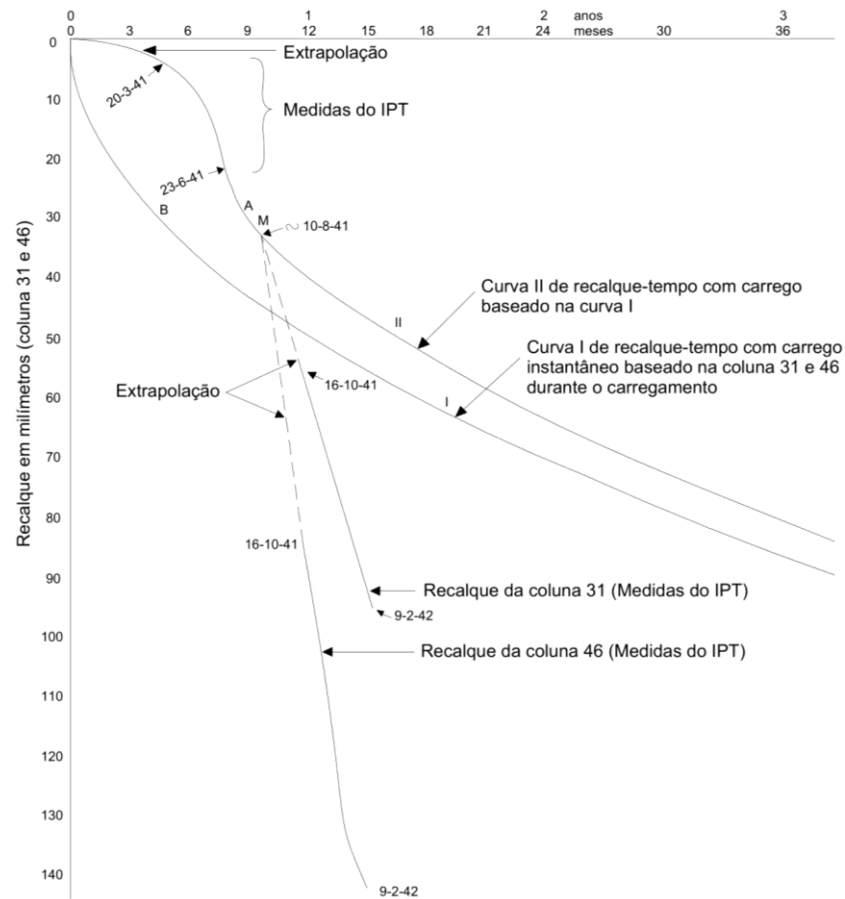


Fonte: Alonso, 2021.

Segundo Alonso (2021) houve estacas que foram submetidas à prova de carga estática, mas, como foi demonstrado posteriormente, o ensaio foi realizado de forma “muito rápida”, em 12 horas, uma vez que as provas de carga não estavam regulamentadas naquele período.

A evolução dos recalques da obra estava sendo monitorada, até que ficou evidente que não havia tendência de estabilização e o prédio estaria entrando em colapso, como mostra a Figura 21.

Figura 21 – Curva tempo x recalque do edifício, sem tendência de estabilização.

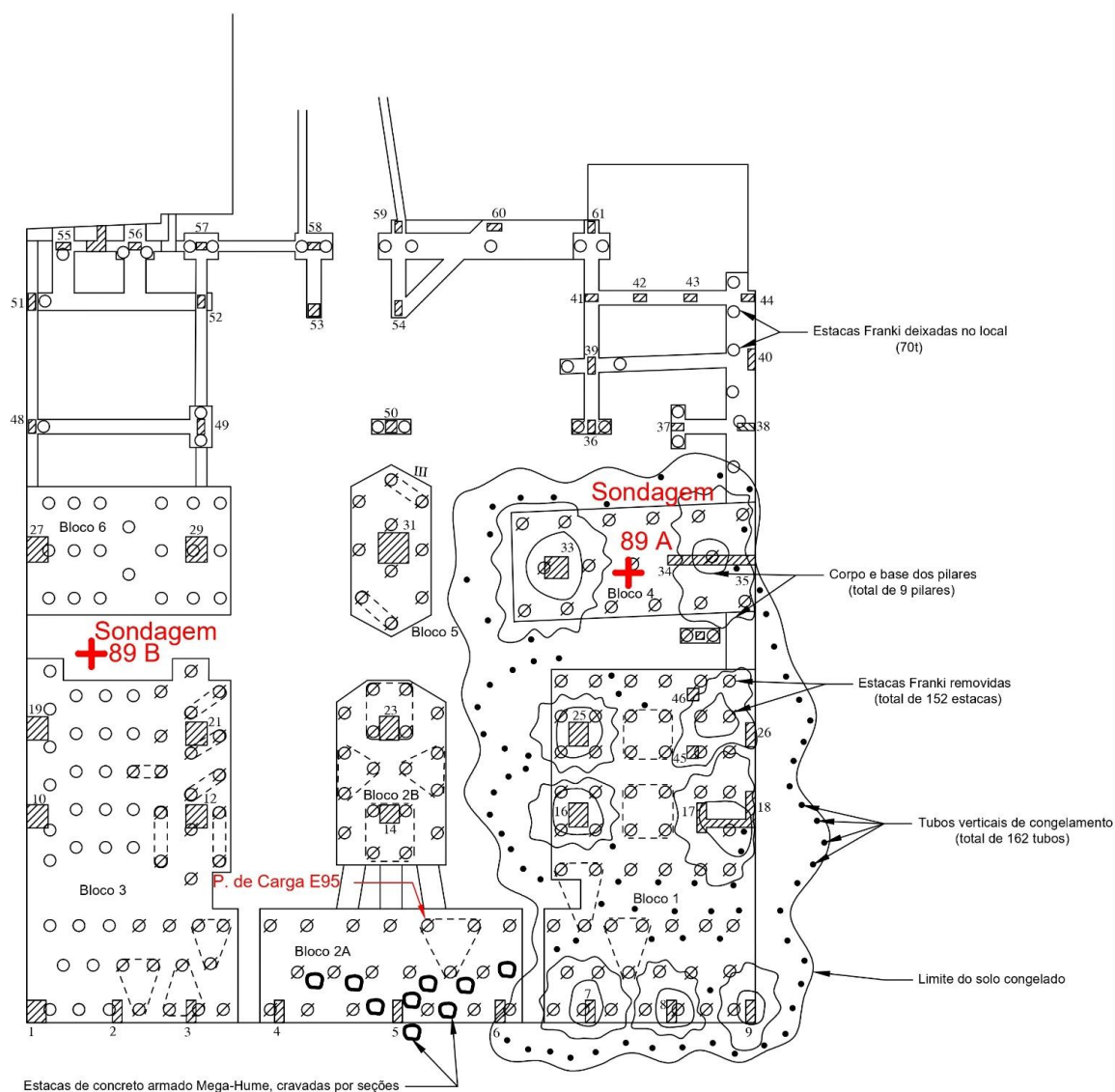


Fonte: Alonso, 2021.

A proposta de reforço de fundações, apresentada pelos professores Odair Grillo e Milton Vargas, teve uma solução mista. Uma parte do edifício foi reforçada com tubulões e outra com estacas Mega-Hume, que de acordo com Junqueira (1995), eram segmentos de concreto armado centrifugado, com 37,5 cm de diâmetro externo e 80 cm de comprimento, “a instalação é idêntica à Mega atual” (Araujo, 2005).

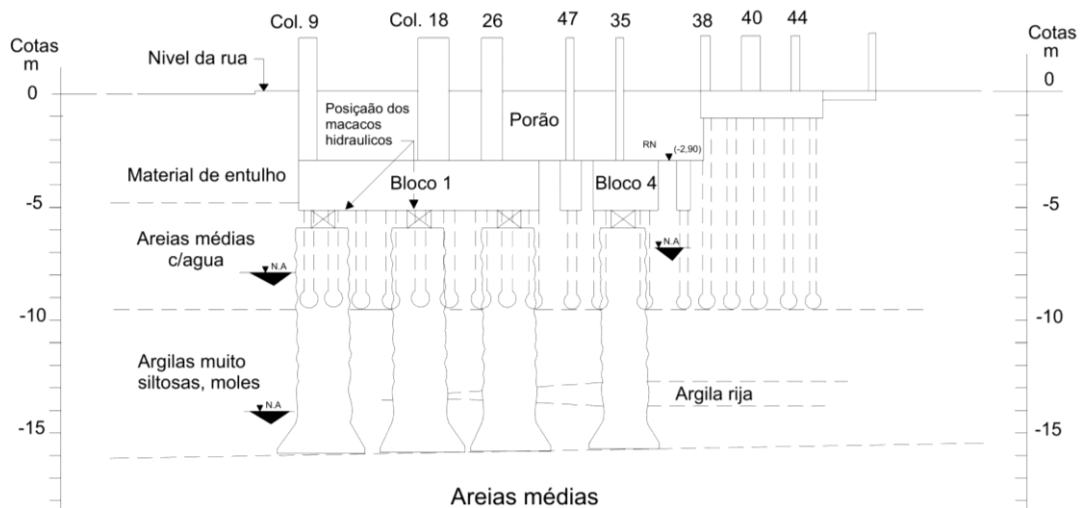
Para estabilizar de forma imediata os recalques e permitir a escavação dos tubulões abaixo das cotas das estacas Franki, foi executado o congelamento do solo na projeção da região mais inclinada do prédio, possibilitando a execução de 9 tubulões, conforme imagem do projeto mostrado na Figura 22 e Figura 23.

Figura 22 – Projeto de reforço com congelamento do solo, tubulões e estacas de reação.



Fonte: Alonso, 2021.

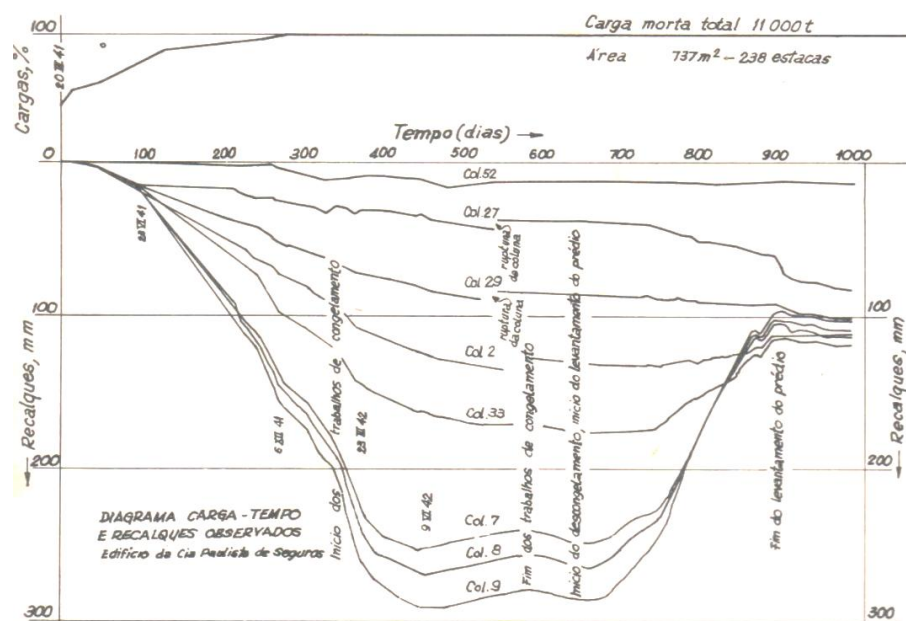
Figura 23 – Corte do projeto de reforço.



Fonte: Alonso, 2021.

Após a execução dos tubulões e estacas prensadas, foram colocados macacos hidráulicos sobre eles. À medida que o degelo era executado, o prédio era macaqueado e os recalques eram anulados, retornando ao prumo. A Figura 24 mostra o progresso das deformações ao longo do processo de reforço, mantendo praticamente todo o edifício com um recalque final na ordem dos 100 mm.

Figura 24 – Evolução dos recalques antes e após o reforço de fundações.



Fonte: Alonso, 2021.

“O trabalho teve início em 9/02/1942. No dia 25 de maio, foi instalado o último tubo congelador e os recalques foram estabilizados no início de julho. Um total de 2.600 m³ de solo foi congelado por um período de 150 dias” (Alonso, 2021).

2.2.3 Reforço para passagem do metrô – Banco Itaú

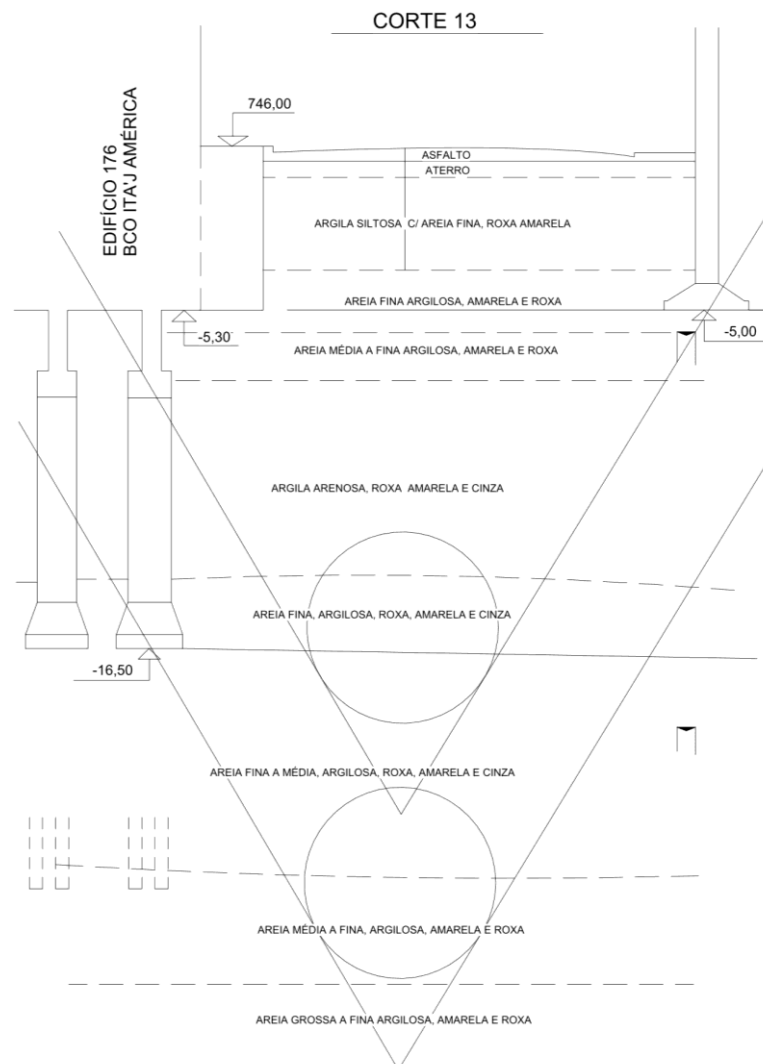
O reforço de fundações com estacas mega metálicas proposto para esta obra teve como objetivo minimizar recalques que poderiam ser causados na escavação de um túnel próximo aos tubulões que trabalhavam com taxa de 1 MPa. A obra foi relatada no trabalho de Araujo (2005), mas foi apresentada inicialmente, segundo este autor, por Sigmundo Golombek, Augusto Carlos de Vasconcelos e Carlos Eduardo Moreira Maffei, no V Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, realizado em 1974.

Inicialmente, os engenheiros responsáveis pela obra verificaram a sobreposição do primas de interferência da escavação do túnel com as fundações do edifício. Com base nessas informações, foram analisadas as possíveis deformações que poderiam surgir e se a estrutura do prédio seria capaz de suportar os esforços gerados por essa intervenção. Após uma análise, constatou-se um recalque de 2 cm em um único pilar e, considerando a taxa de resistência do solo, na região da cota de apoio dos tubulões, de 1 MPa, que não haveria reservas de resistência nessas fundações.

Considerando que a estrutura não poderia sofrer recalques superiores a 1 cm, sob pena de comprometer a estrutura, com mais a falta de critérios confiáveis para determinar a real influência da escavação, foi proposto o reforço de fundações com estacas de reação tipo Mega metálica, de tal forma que a solução foi considerada como “único recurso julgado seguro” (Araujo, 2005).

O projeto inicial previa a execução de quatro estacas metálicas com 40 cm de diâmetro e espessura da parede de 1,6 cm, para cada tubulão, mas, ao longo das análises optou-se por trabalhar com três estacas, mantendo a condição estrutural da estaca. As estacas foram prensadas de forma a suportar a carga a ser mobilizada, além de oferecer uma cota de apoio fora da área do prisma de influência da escavação do túnel, como mostra a Figura 25.

Figura 25 – Prisma de influência devido a escavação do túnel.



Fonte: Golombek *et al.*, 1974, apud Araujo, 2005.

A carga de prensagem das estacas, na sua maioria, foi de 210 t, enquanto a carga de projeto para essas estacas foi de 160 t. Em um único caso, em que uma das três estacas do tubulão sofreu desaprumo, foram prensadas as duas outras estacas restantes até 350 t e incorporadas com 240 t cada uma. Medidas de recalque foram realizadas para avaliar o deslocamento das estacas sob a carga aplicada. Foram aplicadas cargas de 285 toneladas, mantidas por 2 horas, obtendo-se um recalque inferior a 1 mm, o que é considerado aceitável.

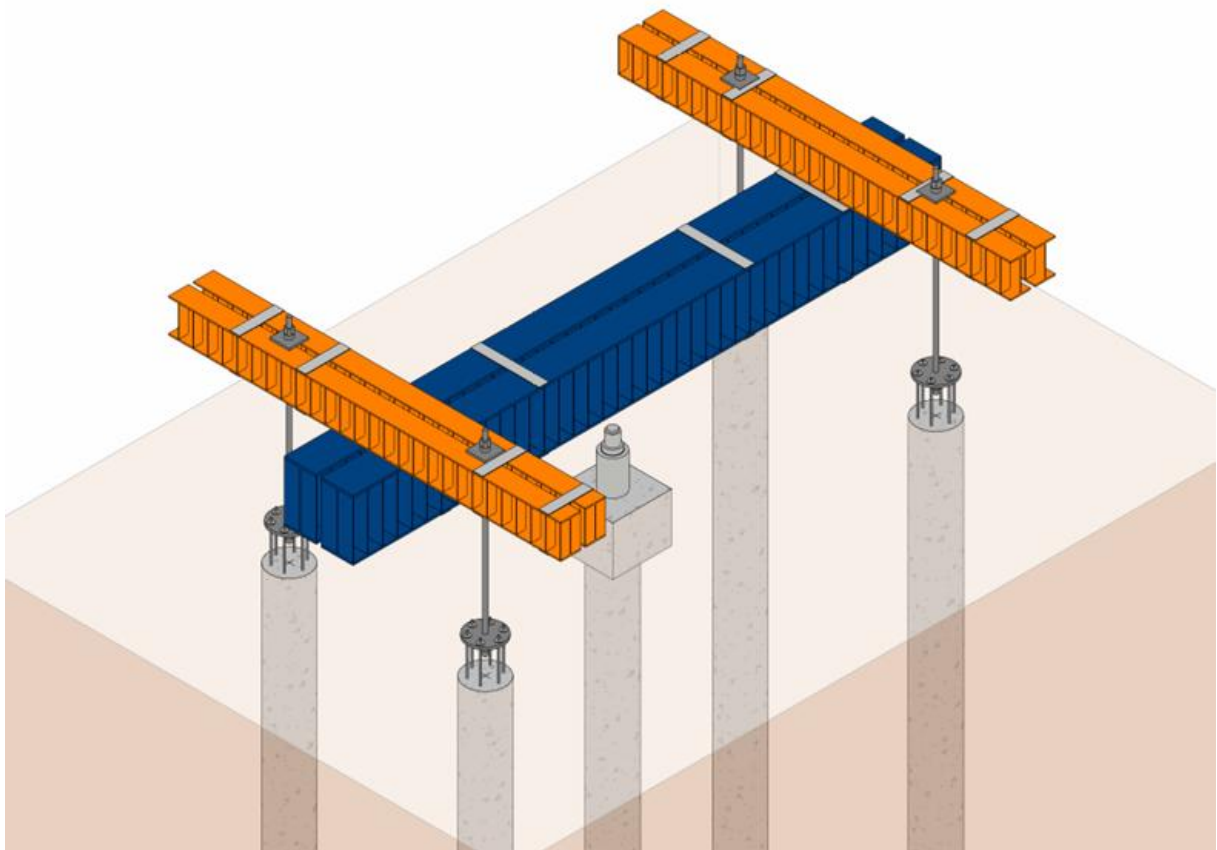
O reforço não foi finalizado imediatamente após a prensagem das estacas. As estacas foram encunhadas para permitir uma possível recolocação dos macacos, caso necessário, durante o processo de execução do túnel. Os recalques do túnel não

atingiram 2 mm, não sendo necessária nova prensagem das estacas. Dessa forma, foram consolidados os blocos de coroamento e dado como concluído o serviço.

2.3 PROVAS DE CARGA ESTÁTICAS EM ESTACAS

A prova de carga estática constitui um dos procedimentos experimentais mais eficazes e amplamente aceitos para a verificação da capacidade de carga e do comportamento carga-recalque de elementos de fundação profunda. Por meio da aplicação controlada de cargas e do monitoramento dos deslocamentos correspondentes, o ensaio permite avaliar o desempenho da estaca testada em condições reais, sendo particularmente útil na validação de projetos, calibração de métodos de estimativa e em investigações experimentais. Na figura 26 é apresentado um modelo tipo do arranjo de reação para a realização do ensaio.

Figura 26 - Detalhe genérico do sistema de prova de carga estática.



Fonte: Autor (2025).

A execução do ensaio segue os preceitos estabelecidos pela ABNT NBR 12131:2006 – Estacas – Prova de Carga Estática, a qual define os critérios gerais para

aplicação das cargas, instrumentação, registro dos deslocamentos e procedimentos de segurança. De acordo com a norma, o carregamento pode ser realizado de quatro formas distintas:

- Ensaio com carregamento lento (*Slow Maintained Load*, SML);
- Ensaio com carregamento rápido (*Quick Maintained Load*, QML);
- Ensaio com carregamento cíclico lento (*Cyclic Load Test*, CLT);
- Ensaio com carregamento cíclico rápido (*Swedish Cyclic Test*, SCT).

No presente trabalho, o método adotado foi o ensaio rápido (QML), cujo procedimento é caracterizado pela aplicação de incrementos de carga sucessivos, de mesma magnitude, e com intervalos de tempo previamente fixados, independentemente da estabilização dos deslocamentos. Conforme prescrito pela norma, cada etapa de carregamento deve ter duração mínima de 10 minutos, sendo obrigatória a leitura dos deslocamentos no início e ao final do intervalo. Ao se atingir a carga máxima de ensaio, devem ser realizadas leituras adicionais aos 10, 30, 60, 90 e 120 minutos, o que permite uma avaliação mais refinada do comportamento de fluência e da rigidez residual da fundação.

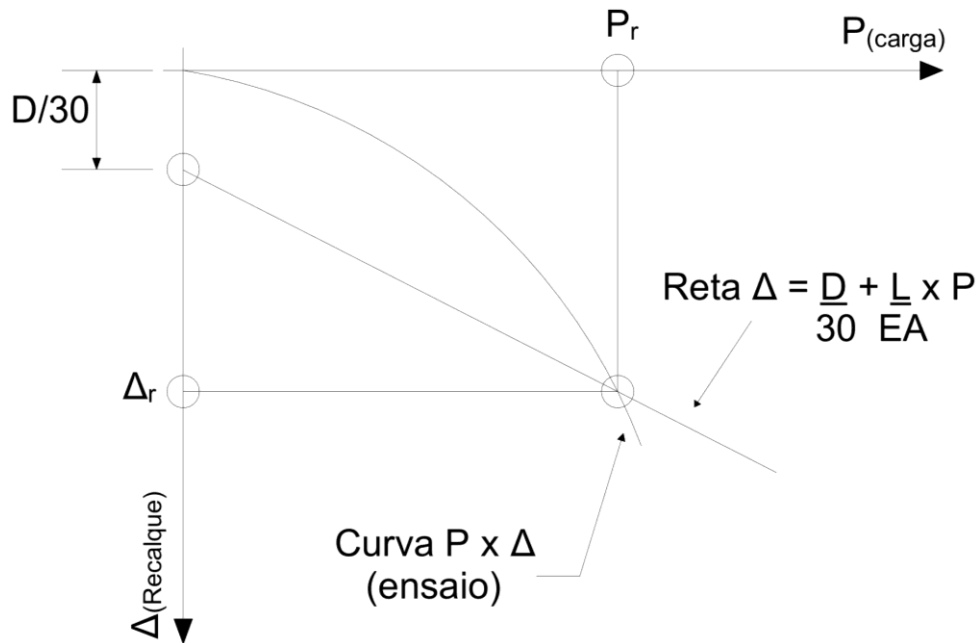
O descarregamento deve ser feito de forma escalonada, com no mínimo cinco etapas de alívio de carga, mantendo-se cada uma por 10 minutos, e realizando-se leituras ao final de cada estágio. Após o descarregamento total, são ainda recomendadas leituras aos 30 e 60 minutos, a fim de avaliar o recalque residual e o eventual efeito de recuperação elástica.

A interpretação dos resultados das provas de carga fundamenta-se na construção da curva carga $\times$ recalque ($Q \times s$), que expressa a relação entre a carga aplicada no topo da estaca e o deslocamento vertical correspondente. Esta curva é a base para a determinação da carga de ruptura convencional ou capacidade de carga, a qual pode ser estimada por diferentes métodos. Dentre os critérios mais frequentemente utilizados na prática geotécnica e em estudos experimentais, destacam-se:

Método de Davisson (1972): considera a carga correspondente a um recalque limite teórico, obtido pela soma do recalque elástico da estaca e um deslocamento adicional arbitrado com base no diâmetro da estaca.

Método da NBR 6122 (1996): adota um critério semelhante ao de Davisson, fixando o recalque de ruptura convencional em $D/30$ (onde D é o diâmetro da estaca), somado ao recalque elástico. Conforme exemplificado na Figura 27.

Figura 27 – Carga de ruptura convencional.



Fonte: ABNT NBR 6122, 2019.

Critério de Terzaghi (1943): define como carga de ruptura aquela correspondente a um recalque igual a 10% do diâmetro da estaca.

Método de Brinch-Hansen (1963): baseado em critérios de 80% ou 90% da carga máxima aplicada, correlacionando deslocamentos específicos.

Métodos de forma matemática: como os propostos por Chin (1971), Mazurkiewicz (1972) e Van der Veen (1953), os quais ajustam a curva $Q \times s$ a expressões hiperbólicas ou exponenciais.

Método da Rigidez de Décourt (1996): baseado na avaliação da rigidez da estaca em função da carga aplicada, permitindo identificar o domínio de resistência de ponta e o domínio de atrito lateral.

A escolha do método de interpretação depende de diversos fatores, incluindo o tipo de solo, a magnitude dos recalques, a presença ou não de ruptura visível na curva, o regime de carregamento e a finalidade do ensaio (validação de projeto, dimensionamento ou análise experimental). Em particular, em solos colapsíveis ou

com comportamento não drenado significativo, a identificação da carga de ruptura pode ser dificultada, sendo recomendável o uso combinado de diferentes métodos de análise.

Ademais, o ensaio rápido apresenta como vantagens a maior rapidez de execução, menor interferência ambiental e menor risco de fluência prolongada, sendo especialmente adequado para condições de campo em que o controle do tempo e da instrumentação é crítico. Contudo, exige um planejamento rigoroso da instrumentação, da sequência de cargas e do sistema de reação, de forma a garantir resultados confiáveis e representativos.

2.4 SOLOS COLAPSÍVEIS

Os solos colapsíveis são materiais geológicos que apresentam estrutura metaestável e alta porosidade, tornando-os suscetíveis a uma redução abrupta de volume quando submetidos à saturação sob carregamento constante (Lutenegger & Saber, 1988).

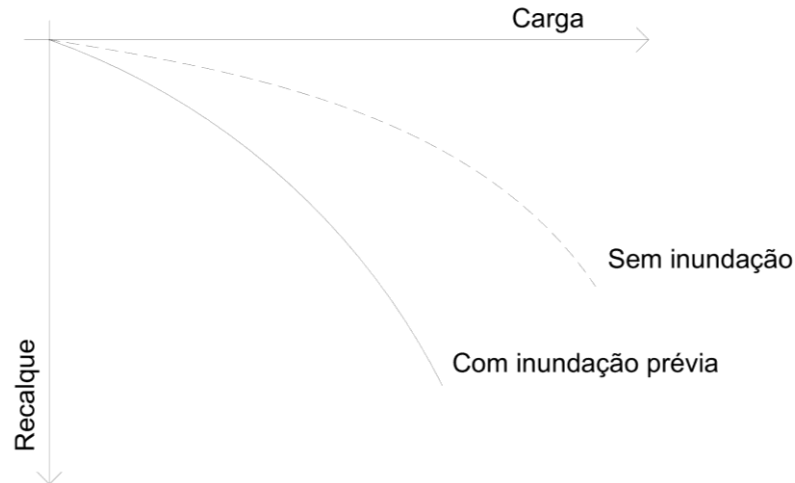
O colapso do solo é um dos possíveis fatores, entre outros, que podem causar manifestações patológicas nas fundações, uma vez que, caso não seja considerado sua prevenção no projeto, pode causar danos severos à estrutura. Esse tipo de solo tem como principal característica uma redução considerável de volume devido à variação de umidade. Essa característica está relacionada à sua formação, sendo um solo “de ampla ocorrência em várias partes do mundo” (Vilar; Ferreira, 2015).

Os ensaios laboratoriais mais empregados para quantificação da colapsibilidade são os ensaios edométricos simples e duplo. No primeiro, o solo é carregado na umidade natural e, posteriormente, saturado para medir a redução de volume. Já o segundo compara a compressão de amostras em estado natural e previamente saturado, permitindo estimar a diferença de comportamento ao longo do carregamento (Lutenegger & Saber, 1988).

Ao se executar ensaios de placa em solos colapsíveis em situação de inundação e sem inundação, é possível verificar a diferença de capacidade de carga e deformações obtidas nessas duas situações. A diferença apresentada na Figura 28

é resultado de um trabalho de Cintra (1998), no qual a capacidade de carga da fundação sob a condição de inundação é menor do que na situação de não inundação.

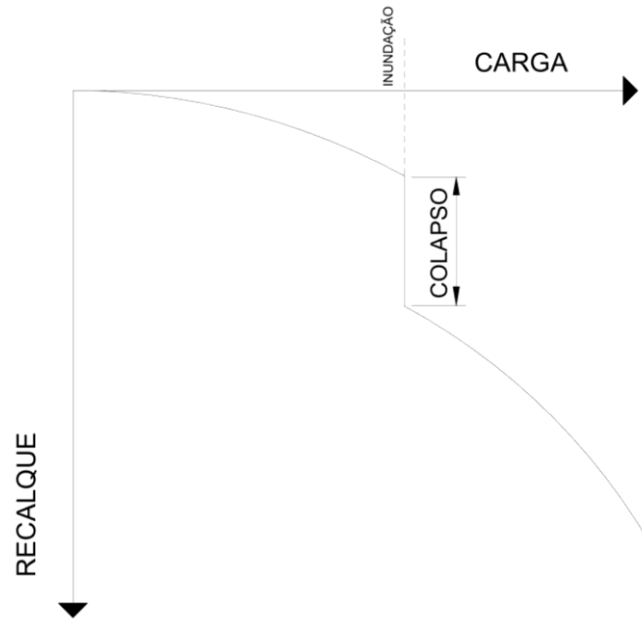
Figura 28 – Ensaio de placa em solo colapsível em condição inundada e sem inundação



Fonte: Cintra, 1998.

O problema de engenharia surge quando uma fundação é aplicada sob um solo potencialmente colapsível, até então na condição sem inundação e sofre uma alteração de umidade suficiente para causar o fenômeno de colapso, tendo uma diminuição repentina de volume, conforme Albiero e Cintra (1998). Na Figura 29 é representada a curva característica do ensaio de prova de carga com a inundação no decorrer do ensaio.

Figura 29 – Resultado genérico de uma prova de carga em fundações em solo colapsível.



Fonte: Donadon, 2009.

Segundo Vilar e Ferreira (2015), os solos colapsíveis podem ser “qualquer tipo de solo, inclusive nos (mal) compactados, desde que o solo esteja não saturado e apresente baixa densidade”, tendo “uma estrutura porosa, caracterizada por um alto índice de vazios, e condição não saturada, representada por um baixo teor de umidade” (Albiero; Cintra, 1998).

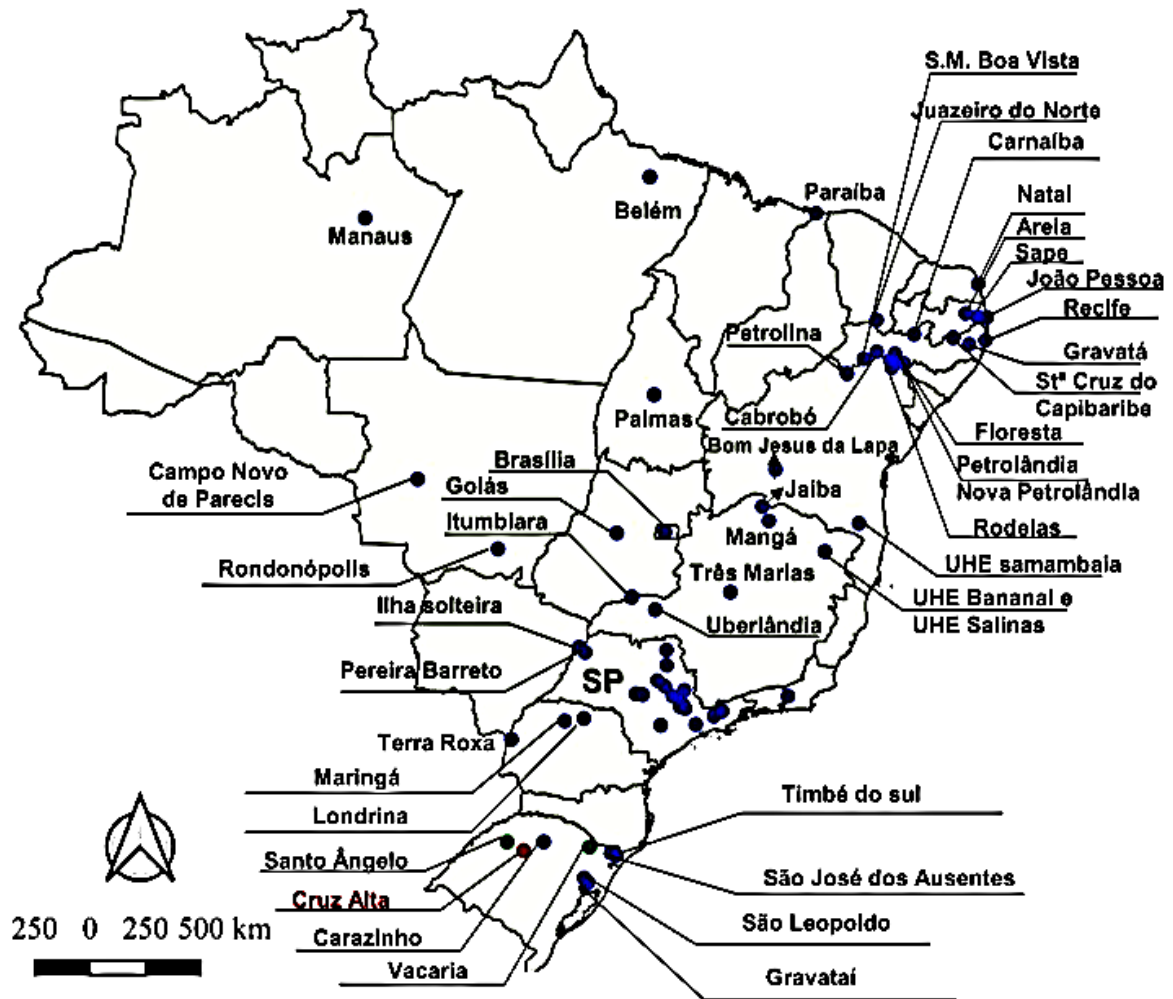
Solos com densidade seca inferior a $1,28 \text{ g/cm}^3$ ou porosidade inicial superior a 40% apresentam maior tendência ao colapso (Lutenegger & Saber, 1988). Além disso, a mineralogia e a forma de cimentação entre partículas também influenciam esse fenômeno.

Em termos de formação “as regiões tropicais apresentam condições extremas para o desenvolvimento de solos potencialmente colapsíveis, seja pela lixiviação de finos dos horizontes superficiais nas regiões onde ocorrem períodos de relativa seca e de precipitações intensas, seja pelos solos com deficiência de umidade que se desenvolvem nas regiões áridas e semi-áridas” (Vilar *et al.*, 1981 apud Albiero; Cintra, 1998).

As ocorrências catalogadas desse tipo de solo, se estendem por diferentes regiões do Brasil, sendo retratadas na

Figura 30 em um trabalho de Ferreira (2008).

Figura 30 – Ocorrências de solo colapsível registrados no Brasil.



Fonte: Falcão (2022).

Alguns autores propuseram uma medida para avaliar o potencial de colapso de um solo, um dos principais trabalhos sendo de Jennings e Knight (1975), que utiliza como base a análise a partir de ensaios de adensamento em condição seca e saturada. Onde a relação dos índices de vazios das duas condições é dada pela equação 1.

$$PC (\%) = 100 \frac{e_c - e_i}{1 + e_i} \quad (1)$$

Onde, PC é o potencial de colapso, e_c o índice de vazios inundado e e_i o índice de vazios na condição natural. A partir dos valores obtidos, é possível classificar a severidade do problema em relação à colapsividade do solo conforme a Tabela 1.

Tabela 1 – Potencial de colapso do solo.

Potencial de colapso (PC) em %	Gravidade do problema
0 - 1	Nenhum problema
1 - 5	Problema moderado
5 - 10	Problemático
10 - 20	Problema grave
>> que 20	Problema muito grave

Fonte: Jennings e Knight, 1975.

Segundo Albiero e Cintra (1998) e Milititsky *et al.* (2005), é possível determinar a carga de colapso através de provas de carga, sendo sempre recomendável obter essa informação. Situação que demanda tempo e custos para a execução, o que pode tornar a obra de pequeno porte inviável.

Segundo Milititsky *et al.* (2005) “é possível modelar o comportamento de solos colapsíveis por conceito da teoria de estado crítico extensiva a solos não saturados”. Dessa forma, é possível diminuir os custos inerentes aos ensaios de campo.

Outro fator relevante é a influência do fluido de umidificação na intensidade do colapso. Ensaios demonstraram que a saturação com água destilada induz o maior colapso, enquanto soluções salinas reduzem o efeito devido à menor dispersão das partículas de argila. Em contrapartida, fluidos de baixa constante dielétrica, como acetona e benzeno, praticamente anulam a colapsibilidade do solo (Lutenegger & Saber, 1988).

No contexto das estacas Mega, a presença de solos colapsíveis pode comprometer a capacidade de carga e a estabilidade da fundação, exigindo uma análise criteriosa para mitigar os efeitos do colapso. A modelagem numérica se apresenta como uma ferramenta essencial para prever o comportamento dessas estacas sob diferentes condições de umidade e carregamento.

2.4.1 Sucção matricial

A sucção matricial é um dos parâmetros mais importantes para a compreensão do comportamento de solos não saturados, especialmente os solos colapsíveis. Ela é definida como a diferença ($u_a - u_w$) entre a pressão do ar (u_a) e a pressão da água (u_w) nos poros do solo, sendo responsável pela geração de forças

capilares que atuam nos meniscos de água formados entre as partículas sólidas. Essa tensão negativa induzida pela presença de água sob tensão superficial confere ao solo uma rigidez e resistência adicionais mesmo na ausência de saturação total.

A sucção total é composta por duas componentes: a sucção matricial e a sucção osmótica. Enquanto a primeira tem origem física na interação entre partículas sólidas e água, a segunda decorre de gradientes de concentração de solutos na água intersticial. No contexto da engenharia geotécnica, especialmente na análise de fundações, a sucção matricial é a mais relevante, por ser diretamente responsável por aumentar a tensão efetiva aparente do solo não saturado (Fredlund & Rahardjo, 1993; Vilar & Ferreira, 2015).

Em solos colapsíveis, a estrutura é tipicamente metaestável, mantida por pontes de sucção matricial entre as partículas. Essa estrutura é altamente vulnerável à saturação. Quando a água ocupa todos os vazios e a sucção matricial se dissipa, ocorre o colapso estrutural: a estrutura do solo se rearranja de forma irreversível, provocando grande redução de volume, perda de resistência ao cisalhamento e aumento abrupto dos recalques. Esse comportamento foi evidenciado nos ensaios analisados nesta dissertação, nos quais a inundação controlada levou a perdas marcantes na capacidade de carga das estacas Mega.

Fredlund et al. (1978) formalizaram esse comportamento propondo uma equação de resistência ao cisalhamento para solos não saturados que inclui a contribuição da sucção matricial na forma:

$$T = c' + (\sigma - u_a) \cdot \tan \varphi' + (u_a - u_w) \cdot \tan \varphi_b$$

onde φ_b representa a taxa de variação da resistência ao cisalhamento em função da sucção matricial, parâmetro que pode ser determinado experimentalmente.

A modelagem numérica de solos não saturados com consideração direta da sucção requer o uso de modelos constitutivos avançados, como o Barcelona Basic Model (BBM). Contudo, em softwares como o PLAXIS 2D, que não modelam diretamente o fluxo não saturado acoplado com mecânica do solo nos modelos padrão, a sucção é representada de forma indireta, por meio da adoção de diferentes parâmetros de resistência e deformabilidade para as condições não saturada e saturada. Essa estratégia, utilizada nesta dissertação, é uma forma válida de representar o efeito da sucção nas análises de fundações em solos colapsíveis.

A literatura destaca ainda a distinção entre coesão verdadeira e coesão aparente. A primeira é associada a forças interparticulares permanentes, como ligações químicas e cimentação, enquanto a segunda é um efeito transitório gerado pela sucção matricial. Essa coesão aparente desaparece com a saturação do solo, motivo pelo qual não deve ser considerada como uma propriedade intrínseca ao material (Fredlund & Rahardjo, 1993; Vanapalli et al., 1996).

A determinação da sucção matricial em solos pode ser realizada por diferentes métodos laboratoriais e de campo. Os tensiômetros são equipamentos capazes de medir diretamente a sucção até cerca de 100 kPa e são muito utilizados em campo. Para valores maiores, utilizam-se métodos indiretos, como a técnica do papel-filtro, que se baseia no equilíbrio hídrico entre o solo e um papel de propriedades conhecidas. Outra abordagem bastante empregada é o uso de psicrômetros térmicos ou higrometria de ponto de orvalho, que permitem estimar a sucção a partir da umidade relativa do ar nos poros. Além disso, ensaios triaxiais e edométricos modificados, como os apresentados por Tadepalli, Rahardjo e Fredlund (1992), possibilitam a análise simultânea da variação volumétrica e da sucção durante o carregamento ou a saturação, fornecendo dados essenciais para calibração de modelos numéricos.

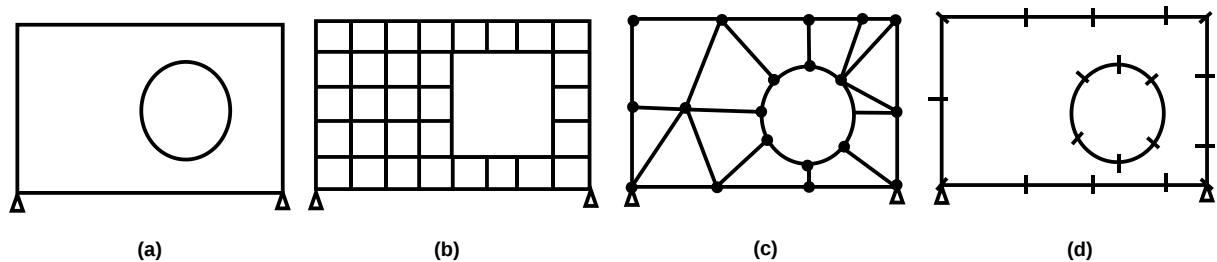
2.5 MODELAGEM NUMÉRICA

A modelagem numérica é uma abordagem amplamente empregada para a avaliação de processos físicos reais por meio de equações matemáticas. No campo da engenharia geotécnica, um exemplo representativo é a análise tensão-deformação de solos, que consiste na avaliação matemática das variações nas propriedades geométricas e volumétricas do solo em resposta a alterações nas tensões aplicadas.

A utilização de modelagem numérica em projetos geotécnicos oferece a vantagem de possibilitar a determinação das tensões e deslocamentos em qualquer ponto do volume de solo sob análise. Essa capacidade é especialmente valiosa na resolução de problemas teóricos complexos, que seriam de difícil solução analítica, permitindo a obtenção de soluções numéricas aproximadas.

Os principais métodos numéricos aplicados na engenharia geotécnica incluem o Método das Diferenças Finitas (MDF), o Método dos Elementos Finitos (MEF) e o Método dos Elementos de Contorno (MEC). A Figura 31 ilustra os esquemas de solução para um problema típico utilizando cada um desses métodos, evidenciando suas respectivas aplicações e a eficácia na resolução de questões geotécnicas.

Figura 31 - Representação dos tipos de modelagem: (a) Caso a ser analisado (b) MDF (c) MEF e (d) MEC.



Fonte: Adaptado de Lopes (2006).

De acordo com Lopes (2006), o Método das Diferenças Finitas (MDF) "consiste na substituição da equação diferencial que descreve o fenômeno em análise por uma equação algébrica, que relaciona o valor da variável do problema em um ponto aos valores nos quatro pontos vizinhos situados ao longo de duas linhas ortogonais. Para isso, é necessária a definição de uma malha ortogonal, sendo a solução obtida nos pontos de interseção dessa malha."

O Método dos Elementos Finitos (MEF), conforme Lopes (2006), "envolve a divisão do domínio do problema em elementos, cujos comportamentos podem ser formulados de forma simples com base na sua geometria e propriedades, sendo conectados em pontos específicos nos quais ocorrem as interações entre eles."

Lopes (2006) também destaca que a principal diferença entre o Método dos Elementos de Contorno (MEC) e o Método dos Elementos Finitos reside no fato de que, no MEC, apenas a fronteira do domínio precisa ser discretizada em elementos, o que justifica a denominação "elementos de contorno".

O Método dos Elementos Finitos apresenta diversas vantagens em relação a outros métodos numéricos. Ele é particularmente eficaz no tratamento de problemas com geometria complexa, permitindo a divisão do domínio em qualquer forma geométrica. Além disso, os elementos podem ter propriedades materiais distintas, o

que facilita a resolução de problemas heterogêneos. O MEF é amplamente utilizado em diversos tipos de fenômenos, incluindo aqueles não lineares, como a plasticidade, e problemas dependentes do tempo, como viscosidade e adensamento (LOPES, 2006). Dada a sua versatilidade e vantagens, o Método dos Elementos Finitos foi adotado como base para o presente estudo.

A modelagem numérica em geotecnia é uma aproximação matemática do comportamento de um meio particulado, multifásico e historicamente dependente. Nenhum modelo constitutivo representa exaustivamente todos os aspectos do comportamento dos solos; por isso, toda simulação envolve idealizações que afetam previsões de tensões, deformações e estabilidade. Entre as principais fontes de incerteza estão: (i) a escolha do modelo constitutivo, (ii) a determinação e calibração de parâmetros, e (iii) a definição do problema numérico, incluindo geometria, condições de contorno, malha, drenagem e caminho de tensões (KARSTEN et al., 2018).

As limitações inerentes à modelagem numérica incluem a dependência de parâmetros e a não-unicidade das soluções, em que diferentes conjuntos de parâmetros podem reproduzir curvas tensão–deformação semelhantes, mas gerar respostas distintas fora do domínio de calibração (RAHMAN et al., 2025). A sensibilidade ao caminho de tensões e ao regime de drenagem também é relevante, sendo que simplificações, como análises bidimensionais para problemas tridimensionais, podem deslocar previsões de deformações e recalques. Além disso, a maioria dos modelos constitutivos usuais não contempla, por padrão, histerese cíclica detalhada, degradação por ciclos, efeitos de estrutura/colapso por umedecimento, anisotropias complexas e rigidez em pequenas deformações, a menos que variantes específicas sejam usadas e calibradas (KARSTEN et al., 2018).

No caso do modelo Mohr-Coulomb (MC), sua formulação elástico-linear/perfeitamente plástica, com apenas cinco parâmetros, permite análises iniciais de estabilidade e ruptura. Contudo, a rigidez constante e a ausência de diferenciação entre carregamento e descarga/recarregamento comprometem a previsão de deformações (KAYA; OZTURK, 2020). Ensaios reais mostram que o MC tende a superestimar deslocamentos em certas condições, como soerguimento no piso de túneis rasos, e a alterar o padrão de movimentos previsto devido à incapacidade de representar a redução de rigidez com a tensão (KAYA; OZTURK, 2020).

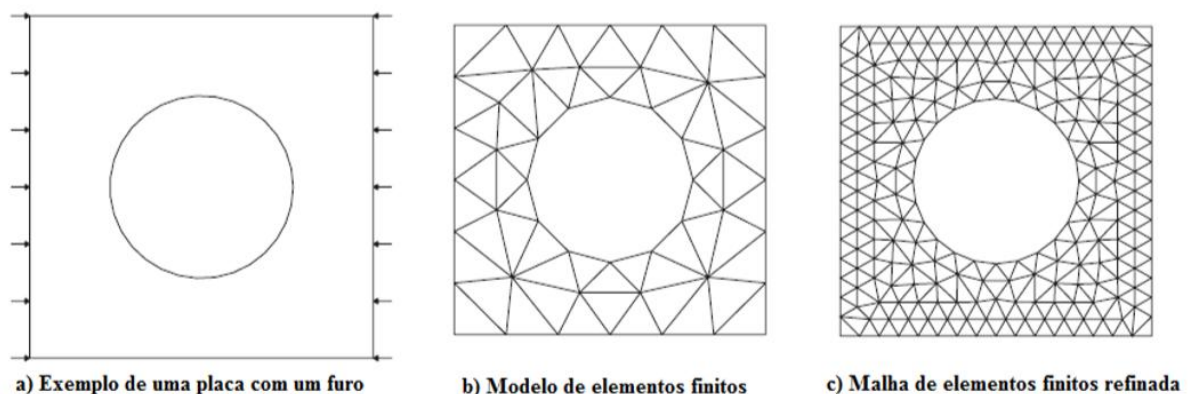
O modelo Hardening Soil (HS) apresenta avanços por incorporar rigidez dependente de tensão e três módulos distintos (E_{50} , E_{oed} , E_{ur}), permitindo representar de forma mais realista as deformações antes da ruptura (SCHANZ et al., 1999; RAHMAN et al., 2025). Entretanto, sua formulação também não é universal, assumindo isotropia, fluxo não associado no cisalhamento e relação hiperbólica no ensaio triaxial drenado. A calibração de parâmetros é desafiadora e marcada por não-unicidade, exigindo faixas plausíveis e validação cruzada com ensaios independentes. Além disso, o modelo não representa adequadamente efeitos como histerese em pequenas deformações, estruturação e sucção em solos não saturados, a menos que variantes específicas (como o HSsmall) sejam empregadas.

2.5.1 Método dos Elementos Finitos

Atualmente, o Método dos Elementos Finitos é amplamente utilizado na engenharia geotécnica devido à sua eficácia na modelagem do comportamento mecânico do solo e na interação solo-estrutura, além de sua capacidade de simular sequências construtivas complexas. Para o estudo da mobilização das resistências do solo ao redor de estacas e dos mecanismos de ruptura, o MEF oferece uma abordagem detalhada e precisa.

O Método dos Elementos Finitos divide um domínio complexo em elementos discretos, simplificando a análise. Cada elemento é conectado a seus vizinhos por nós, como ilustrado na Figura 32.

Figura 32 - Geometria e malha de elementos finitos.



Fonte: Fish e Belytschko (2007).

Os métodos numéricos podem ser aplicados para modelar diversos tipos de materiais e tensões aplicadas. De tal forma que procura representar o material constituinte o mais próximo possível da realidade. A representação adequada dos resultados das análises dependerá da qualidade dos parâmetros utilizados e do modelo constituinte do material.

Mendonça (2005) cita diversos modelos constituintes para representar cada tipo de material utilizados para a Engenharia Geotécnica. Esses modelos permitem a representação matemática do comportamento dos solos (Mendonça, 2005). Nesta pesquisa serão considerados dois modelos constitutivos bastante utilizados na literatura nacional e internacional, sendo eles o modelo de Mohr-Coulomb e Hardening Soil Model.

2.5.2 Mohr Coulomb

O modelo Mohr-Coulomb é um dos mais tradicionais e amplamente utilizados na engenharia geotécnica devido à sua simplicidade matemática e aplicabilidade em uma ampla gama de problemas. Ele é um modelo elástico-perfeitamente plástico (Çelik, 2017), o que significa que assume um comportamento linear elástico até que uma condição de ruptura seja atingida, conforme definido pelo critério de resistência de Mohr-Coulomb. Esse critério estabelece que a resistência ao cisalhamento do solo é uma função linear da tensão normal efetiva, sendo expressa pela equação:

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \varphi$$

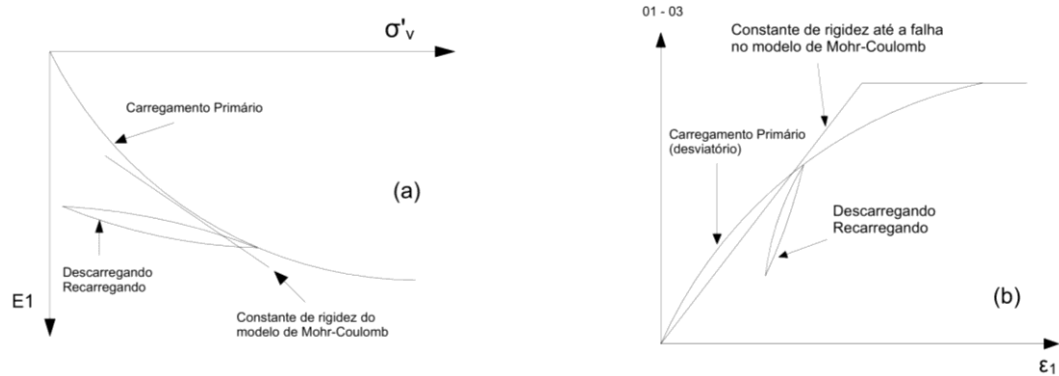
Onde τ representa a resistência ao cisalhamento, c é a coesão do solo, σ' é a tensão normal efetiva e φ é o ângulo de atrito interno do material.

O modelo Mohr-Coulomb requer cinco parâmetros principais para sua aplicação: módulo de deformação (E), coeficiente de Poisson (γ), coesão (c), ângulo de atrito interno (φ) e ângulo de dilatação (ψ). Esses parâmetros são obtidos a partir de ensaios laboratoriais, como ensaios triaxiais e edométricos, sendo relativamente fáceis de determinar, o que torna o modelo bastante acessível (Çelik, 2017).

Segundo Çelik (2017), uma das limitações do modelo está relacionada à constante de rigidez e à ausência de distinção entre as cargas inicial e as de

carregamento/descarregamento em materiais como o solo. Os resultados não são necessários, dependendo do nível de deformação ou tensão do solo. Na Figura 33 é possível observar essa diferença.

Figura 33 – Gráficos esquemáticos de testes de compressão unidimensional (a) e triaxial (b).



Fonte: Adaptado de Schweiger, 2008.

Além disso, o modelo não diferencia entre carregamento e descarregamento, o que pode levar a imprecisões em análises onde há ciclos repetitivos de carga, como ocorre frequentemente em solos colapsíveis sujeitos a inundações ou variações de carga devido a fundações profundas. De acordo com Çelik (2017), quando aplicado a análises de recalques induzidos por escavações subterrâneas, o modelo Mohr-Coulomb frequentemente subestima as deformações reais do solo, especialmente em solos de baixa rigidez e alta deformabilidade.

Apesar dessas limitações, o modelo Mohr-Coulomb continua sendo uma escolha relevante para análises preliminares, fornecendo uma estimativa inicial do comportamento do solo antes da aplicação de modelos mais complexos.

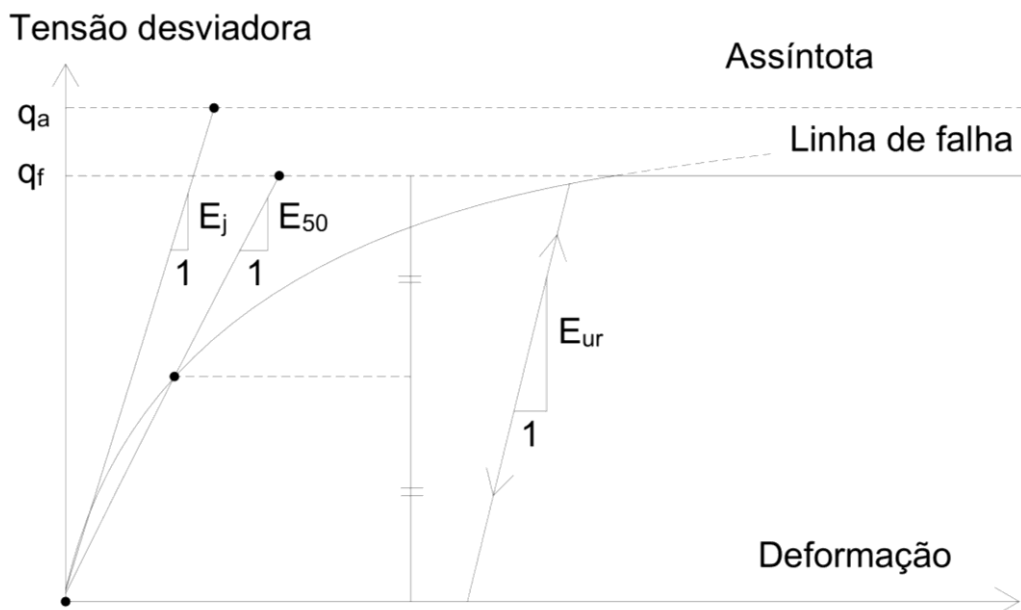
2.5.3 Hardening Soil Model

O modelo Hardening Soil, proposto por Schanz et al. (1999), foi desenvolvido para suprir as limitações do modelo Mohr-Coulomb, proporcionando uma abordagem mais realista para a modelagem de solos naturais. Ele se baseia na teoria da plasticidade, levando em consideração a variação da rigidez do solo ao longo do carregamento. Diferente do Mohr-Coulomb, que assume um módulo de deformação único e constante, o Hardening Soil modela a rigidez do solo como uma propriedade

dependente do nível de tensão, incorporando um comportamento mais próximo do observado em ensaios laboratoriais.

Esse modelo adota uma relação hiperbólica entre tensão e deformação, o que permite representar com maior precisão a não linearidade do solo. Os três módulos de rigidez empregados são: o módulo secante (E_{50}), que controla a deformabilidade durante o carregamento primário; o módulo edométrico (E_{oed}), que governa a compressão unidimensional; e o módulo de descarga/recarregamento (E_{ur}), que representa a rigidez quando há ciclos de carga e descarga (Çelik, 2017). Essa diferenciação permite prever com mais precisão recalques e redistribuições de tensões no solo. Na Figura 34 são apresentados os módulos de deformação necessários na análise do modelo constitutivo e que podem ser extraídos de um ensaio que leva a amostra até sua ruptura.

Figura 34 – Tensão-deformação hiperbólica utilizada no modelo Hardening Soil.



Fonte: Adaptado de Obrzud, 2010.

Outro aspecto importante do modelo Hardening Soil é a consideração do endurecimento por compressão e cisalhamento. O endurecimento por compressão ocorre quando o solo sofre compactação progressiva ao longo do tempo, aumentando sua rigidez conforme o carregamento se intensifica. Já o endurecimento por

cisalhamento está relacionado à plastificação do solo e sua capacidade de resistência ao aumento da tensão cisalhante. Esse comportamento é fundamental para prever a interação solo-fundação em casos de solos colapsíveis, nos quais o comportamento pós-colapso pode diferir significativamente da fase inicial de carregamento.

Estudos indicam que o modelo Hardening Soil apresenta resultados mais próximos da realidade quando comparado ao Mohr-Coulomb, especialmente em análises de fundações profundas e recalques induzidos por escavação. Çelik (2017) realizou uma comparação entre os modelos e constatou que o Hardening Soil proporcionou previsões mais compatíveis com os valores obtidos em campo, enquanto o Mohr-Coulomb superestimou a rigidez do solo e subestimou as deformações. Isso evidencia a necessidade de modelos mais sofisticados para análises onde o comportamento não linear dos solos tem impacto significativo na segurança e desempenho das estruturas.

No contexto das estacas Mega em solos colapsíveis, a escolha do modelo Hardening Soil se justifica pela sua capacidade de capturar as variações da rigidez do solo ao longo do tempo, algo essencial para prever recalques diferenciais e avaliar o impacto da saturação. Como os solos colapsíveis sofrem mudanças bruscas de volume ao entrarem em contato com a água, a utilização de um modelo constitutivo que leve em consideração a evolução da rigidez é fundamental para garantir a confiabilidade das previsões de desempenho da fundação. Dessa forma, ao comparar os resultados obtidos com os dois modelos, será possível avaliar a real necessidade de abordagens mais complexas na modelagem numérica de solos colapsíveis.

2.5.4 PLAXIS – avaliação 2D.

O software PLAXIS 2D foi utilizado para a modelagem numérica deste estudo, sendo uma ferramenta amplamente reconhecida na engenharia geotécnica para a análise de deformações e estabilidade de solos. Desenvolvido pela Universidade Técnica de Delft, na Holanda, em 1993, o PLAXIS foi inicialmente concebido para aplicações em engenharia geotécnica e, desde então, tornou-se um dos programas mais difundidos no mundo para análises numéricas utilizando o método dos elementos finitos (MEF) (Martins; Fagundes, 2020). Segundo Dias e Eleutério (2018), o software é amplamente utilizado para determinar o estado de tensões e deformações do solo,

permitindo análises tanto bidimensionais quanto tridimensionais, o que possibilita a consideração de materiais e geometrias complexas.

A escolha do PLAXIS 2D se justifica pela sua capacidade de integrar diferentes modelos constitutivos avançados, como Mohr-Coulomb e Hardening Soil, possibilitando uma análise comparativa detalhada do comportamento das estacas Mega em solos colapsíveis. Conforme Çelik (2017), o software permite representar de forma mais precisa a interação solo-estrutura ao considerar variações de rigidez, dissipação de tensões e processos de plastificação ao longo do tempo. Além disso, sua interface gráfica intuitiva e a vasta biblioteca de materiais geotécnicos tornam a simulação numérica mais acessível e eficiente.

Uma das principais vantagens do PLAXIS 2D é a possibilidade de realizar análises de tensão-deformação considerando o acoplamento hidráulico, permitindo avaliar o impacto da saturação nos solos colapsíveis. Essa funcionalidade é essencial para prever recalques diferenciais e instabilidades em fundações profundas sujeitas a variações no nível d'água subterrâneo. Além disso, o software possibilita a implementação de condições de contorno sofisticadas e critérios de escoamento, garantindo uma simulação mais realista do comportamento geotécnico. Segundo Martins e Fagundes (2020), o PLAXIS oferece opções de refinamento automático de malha, aplicação de carregamentos dinâmicos, criação de diferentes materiais constituintes e geração de gráficos, tornando-se uma ferramenta robusta para análise de solos através de métodos numéricos.

Estudos que comparam diferentes softwares de modelagem numérica indicam que o PLAXIS 2D apresenta previsões bastante confiáveis quando calibrado adequadamente com dados de campo e ensaios laboratoriais (Çelik, 2017). Em análises de fundações em solos colapsíveis, sua capacidade de integrar diferentes tipos de carregamento e monitorar a evolução da deformação ao longo do tempo é um diferencial importante para a previsão da segurança e desempenho estrutural das estacas Mega.

2.5.5 Plastificação na modelagem numérica

Na modelagem numérica, o termo plastificação refere-se ao estado em que o material atinge a condição de ruptura definida pelo critério de resistência do modelo

constitutivo adotado, passando de um comportamento puramente elástico para um regime com deformações plásticas irreversíveis. No contexto de fundações profundas, essa plastificação pode ocorrer tanto no maciço de solo ao redor da estaca quanto na interface solo–estaca.

A plastificação do solo ocorre quando as tensões cisalhantes mobilizadas atingem a envoltória de ruptura do critério de resistência. No modelo Mohr–Coulomb, isso significa que a tensão efetiva no plano crítico igualou-se à resistência máxima definida pelos parâmetros de coesão (c) e ângulo de atrito interno (ϕ). No modelo Hardening Soil, a plastificação está associada ao esgotamento do endurecimento para cisalhamento ou compressão, levando à deformação plástica contínua. No caso de estacas, a plastificação do solo pode ocorrer ao longo do fuste — indicando mobilização plena do atrito lateral —, na região de ponta — caracterizando mobilização da resistência de ponta — ou de forma combinada, evidenciando ruptura mista.

A plastificação na interface estaca–solo ocorre quando o esforço cisalhante mobilizado na interface atinge o valor limite definido para a resistência de contato, resultando em deslizamento relativo entre a estaca e o solo. Essa condição é relevante para representar o comportamento real de estacas Mega, em que o processo de execução pode gerar contato não perfeitamente aderente em determinadas regiões.

Nos resultados obtidos por meio do PLAXIS, a plastificação é indicada pela saída Plastic Points ou pelo parâmetro de estado dos elementos. As zonas plásticas são representadas graficamente, geralmente por meio de cores contrastantes, permitindo identificar visualmente a extensão das áreas plastificadas, a profundidade de mobilização da resistência e o local predominante de deformação. Em análises de provas de carga simuladas, a distribuição das zonas plásticas auxilia na identificação do modo de ruptura: ruptura por ponta, ruptura por fuste ou ruptura mista.

No caso das estacas Mega em solo colapsível, a plastificação também é influenciada pela condição de umidade inicial e pela redução da sucção matricial, que afeta diretamente a rigidez e a resistência do solo. Assim, a análise da plastificação no entorno da estaca torna-se essencial para compreender a interação solo–estrutura e interpretar adequadamente os resultados numéricos em comparação com os dados obtidos em campo.

2.6 MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS

Os métodos semiempíricos representam uma alternativa técnica de grande relevância para a estimativa de recalques em fundações profundas, especialmente em projetos que demandam agilidade, simplicidade e viabilidade econômica. No Brasil, o ensaio de Standard Penetration Test (SPT) é amplamente adotado em campanhas de investigação geotécnica e é reconhecido como um dos principais instrumentos de caracterização de solos para fins de projeto. A ampla disponibilidade de dados de SPT em todo o território nacional torna possível a aplicação de metodologias que utilizam o índice de resistência à penetração (NSPT) como base para a estimativa da capacidade de carga e recalques de estacas.

No presente estudo, foram escolhidos dois métodos semiempíricos distintos para efeito de comparação com os resultados obtidos por provas de carga e modelagens numéricas. O primeiro é o método de Aoki (1989), desenvolvido especificamente para estacas pré-moldadas cravadas, as quais apresentam similaridades técnicas com as estacas Mega, especialmente no tocante ao processo de prensagem por deslocamento e ao material em concreto pré-moldado. O segundo é o método de Randolph & Wroth (1978), que se destaca por incorporar de forma explícita o módulo de deformabilidade do solo à estimativa do recalque, o que o torna particularmente interessante em análises de solos colapsíveis, cujas deformações estão fortemente associadas à variação de rigidez com o teor de umidade.

Embora nenhum dos métodos tenha sido originalmente concebido para estacas Mega, sua aplicação permite explorar o comportamento dessa fundação em diferentes condições e contribui para ampliar a base de conhecimento técnico sobre o tema. A seguir, são descritas as formulações, premissas e características de cada um dos métodos.

2.6.1 Método de Aoki (1989)

O método proposto por Aoki (1989) baseia-se em uma abordagem semiempírica desenvolvida a partir da análise de um extenso banco de dados de provas de carga estática em estacas pré-moldadas cravadas em solos tropicais brasileiros. A metodologia parte da decomposição da deformação total da estaca em

duas parcelas: uma relacionada ao atrito lateral ao longo do fuste e outra associada à resistência na ponta.

Aoki propôs correlações diretas entre o índice de resistência à penetração (NSPT) e os coeficientes de atrito lateral e ponta, ajustados empiricamente com base nos resultados de campo. O método considera o carregamento centrado e estático na cabeça da estaca e admite comportamento elástico linear do sistema solo-estaca.

A principal vantagem do método é a sua simplicidade e aplicabilidade prática, especialmente em contextos nos quais os dados disponíveis se limitam aos resultados de SPT. Aoki destacou que a metodologia apresentou bons resultados para solos residuais e sedimentares, com recalques estimados coerentes com os observados em campo.

Embora desenvolvido originalmente para estacas pré-moldadas cravadas, o método tem sido amplamente adotado como referência em projetos de fundações profundas no Brasil devido à sua compatibilidade com a base de dados disponível e à sua abordagem sistematizada para o dimensionamento e verificação de recalques.

2.6.2 Método de Randolph & Wroth (1978)

O método de Randolph & Wroth (1978) adota uma abordagem analítica fundamentada na teoria da elasticidade linear para descrever o comportamento de estacas submetidas a carregamento axial vertical. O modelo representa a estaca como um corpo rígido inserido em um meio elástico semi-infinito, com o deslocamento ocorrendo devido à interação entre a rigidez do solo e da estaca.

Os autores desenvolveram expressões para estimar os recalques na cabeça da estaca, considerando a distribuição das tensões ao longo do fuste e a contribuição da base. A solução proposta depende de parâmetros como o módulo de cisalhamento do solo, o comprimento e o diâmetro da estaca, bem como o módulo de elasticidade da própria estaca.

Uma das contribuições mais relevantes do modelo é a inclusão de um parâmetro adimensional que representa a rigidez relativa entre o solo e a estaca, permitindo avaliar como essa interação afeta os deslocamentos. O método permite prever não apenas o recalque total na cabeça da estaca, mas também a variação de deslocamentos ao longo de seu comprimento.

Randolph & Wroth validaram o modelo com base em dados experimentais de provas de carga em diferentes solos e tipos de estaca, concluindo que, dentro do regime elástico, o método fornece previsões bastante coerentes com os resultados observados. Sua formulação é particularmente útil em contextos de análise comparativa com modelagens numéricas, pois incorpora parâmetros mecânicos diretamente associados à rigidez do solo.

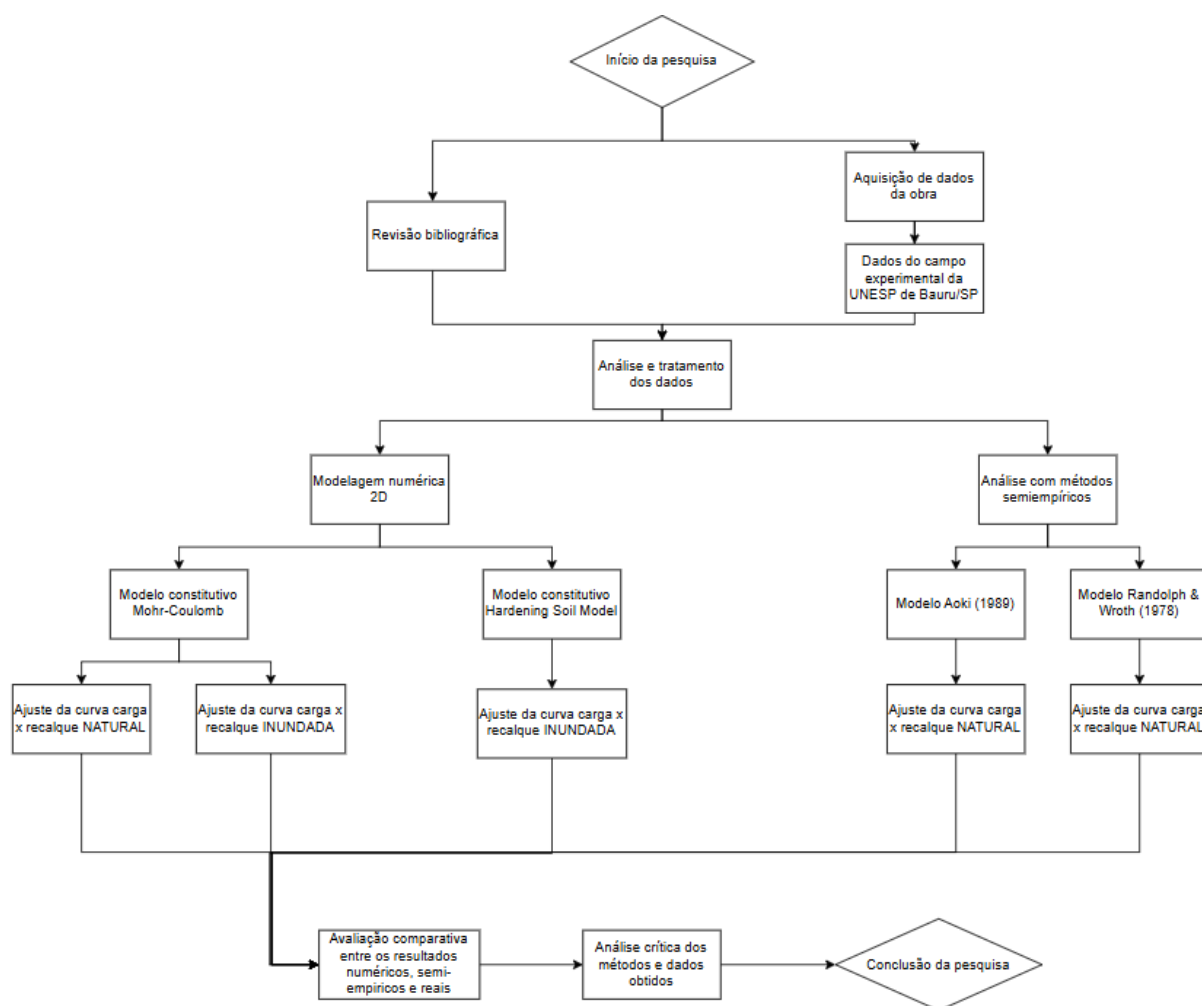
Embora o método requeira informações mais específicas sobre as propriedades mecânicas dos solos — como o módulo de cisalhamento — ele se destaca por oferecer uma visão mais aprofundada do comportamento deformacional das fundações profundas e tem sido amplamente utilizado em estudos acadêmicos e análises de engenharia avançada.

3 MÉTODO DE PESQUISA

3 MÉTODO DE PESQUISA

A pesquisa foi desenvolvida com base na integração de dados empíricos obtidos em campo e em laboratório, associados a procedimentos de modelagem numérica com o uso do método dos elementos finitos. O fluxo metodológico foi estruturado em etapas sequenciais, conforme ilustrado na Figura 35, abrangendo: (1) a coleta e organização dos dados de provas de carga estáticas realizadas em estacas Mega; (2) a caracterização geotécnica do solo; (3) a definição e calibração dos parâmetros dos modelos constitutivos; (4) a modelagem numérica no software PLAXIS 2D, considerando diferentes condições de umidade do solo; (5) avaliação dos métodos semi-empíricos para previsão de recalques; (6) comparação dos resultados obtidos e de campo; e (7) análise crítica dos resultados.

Figura 35 – Fases do desenvolvimento da pesquisa.



Fonte: Autor, 2025.

A análise numérica foi realizada em domínio bidimensional, utilizando dois modelos constitutivos amplamente difundidos na engenharia geotécnica: *Mohr-Coulomb* e *Hardening Soil Model*. Esses modelos foram selecionados por permitirem uma comparação entre abordagens de complexidade distinta — sendo o primeiro linear com ruptura plástica instantânea, e o segundo capaz de capturar efeitos de endurecimento, descarregamento e variação da rigidez com o nível de tensões. Cada simulação foi realizada para duas condições distintas: solo em umidade natural (condição não saturada) e solo completamente inundado (condição saturada).

O desempenho das estacas Mega foi avaliado com base nas curvas carga $\times$ recalque obtidas tanto nos ensaios de prova de carga quanto nas simulações numéricas. A partir dessas curvas, foi possível estabelecer comparações diretas entre o comportamento observado em campo e o comportamento simulado, fornecendo elementos para a validação dos modelos e a identificação de sua representatividade. Esse processo de comparação constitui uma simulação computacional do ensaio de campo, visando prever o comportamento da fundação com base em parâmetros previamente calibrados.

O objetivo central é demonstrar a viabilidade da modelagem numérica como uma ferramenta complementar robusta aos ensaios físicos, com potencial para fornecer previsões confiáveis do desempenho de estacas Mega em solos colapsíveis. A abordagem adotada também visa contribuir com metodologias aplicáveis na prática profissional, considerando os desafios e limitações recorrentes em obras de reforço de fundações executadas em condições críticas.

3.1 ESTUDO DE CASO – CAMPO EXPERIMENTAL EM SOLO COLAPSÍVEL

O presente estudo de caso aborda estacas de reação de concreto que foram executadas em um campo experimental, com solos colapsíveis e foram avaliadas as condições seca e inundada das estacas. Ao analisar esses dois casos será possível desenvolver a pesquisa, obtendo os dados necessários para o tratamento das informações.

Os dados coletados nesse local foram analisados e apresentados no trabalho de Donadon (2009), que foi desenvolvido no Campus da Universidade Estadual

Paulista (UNESP), campus Bauru, conforme Figura 36. Outras pesquisas e ensaios sobre este campo experimental são apresentados em Cavalcante *et al.* (2007). No local foram executados:

- a) Ensaios de compressão edométrica com 1, 2, 3 e 4 m de profundidade, apresentados no trabalho de Agnelli (1997);
- b) Poço de inspeção com 20 m de profundidade e amostras indeformadas e deformadas retiradas a cada metro, com resultados apresentados em Cavalcante *et al.* (2007);
- c) Ensaios de cisalhamento direto, adensado-rápido, executados a partir de amostras indeformadas, com resultados apresentados por Yamada (1999);
- d) Ensaios SPT, SPT-T e CPT, que foram apresentados no trabalho de Ferreira (1998) e com seus valores médios de resultados apresentados na Figura 37, não tendo nível d'água encontrado até o limite da perfuração.

Figura 36 – Campo experimental da UNESP de Bauru/SP.



Fonte: Google, 2008, apud Donadon, 2009.

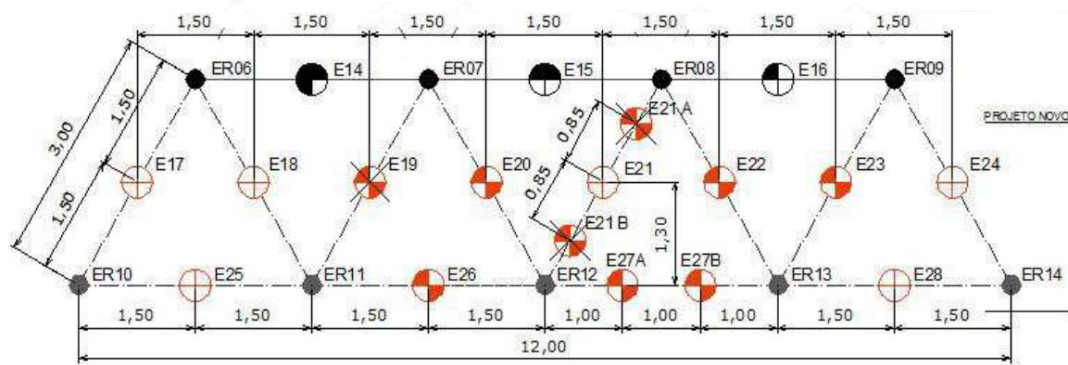
Figura 37 – Perfil geotécnico médio do campo experimental da UNESP-Bauru/SP.

$q_{c_{med}}$ (kPa)	$f_{c_{med}}$ (kPa)	T_{med} (N.m)	N_{med}	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	Z (m)
		14,2	2,7		1
2065	23,5	18,4	2,3	AREIA	2
2247	37,6	22	3		3
2612	45,5	29,4	4	FINA	4
2935	35,2	31,5	3,7		5
3188	46,9	39,3	5,7	ARGILOSA	6
3055	36,2	42,2	7,3		7
4400	75,1	47,1	7	FOFA	8
5778	73,6	58,4	8,3		9
5075	104,8	57,1	7,7	A	10
6500	115	68,5	11,3		11
7225	158,8	93,3	13	MEDIANAMENTE	12
7433	215	107	12,3	COMPACTA	13
8000	192,5	206	15,7		14
9175	294,2	240	16,3	VERMELHA	15
9211	312,2	207	16		16
8100	298,1	273	21		16,9
7753	262,1	370	23	Argila siltosa, rija	17,8
8600	361,5	323	21,7	Areia fina argilosa	19
10400	359,2	253	21	mediana ^{te} compacta a compacta, vermelha	20

Fonte: Ferreira, 1998.

Na presente pesquisa foram executadas 6 estacas de reação tipo mega de concreto com 6 m de profundidade e 6 estacas, do mesmo tipo, com 8 m de profundidade, cada uma com diâmetro de 20 cm. A prensagem foi feita de acordo com o anexo Q da ABNT NBR 6122 (2022). Para servir como reação, foram executadas estacas moldadas in loco, perfuradas através do apiloamento de um peso, semelhante ao processo inicial da execução das estacas tipo Strauss. O esquema de distribuição das estacas, tanto de reação quanto prensadas, está na Figura 38. Algumas estacas apresentaram problemas na sua execução, sendo necessária uma reformulação de parte das estacas, a fim de manter a quantidade de estacas (6 de 6 m e 6 de 8 m), inicialmente proposta. Na Figura 39 apresenta a metodologia de execução das estacas de reação, sendo prensadas a partir da reação com a viga metálica, que também foi usada posteriormente na execução das provas de carga.

Figura 38 – Posicionamento das estacas ensaiadas e tracionadas do campo experimental.



Legenda	
	Estaca apoiada de reação $a=0,32m$ $L=12,0m$
	Estaca apoiada $a=0,25m$ $L=4,0m$
	Estaca apoiada $a=0,25m$ $L=7,0m$
	Estaca apoiada $a=0,25m$ $L=10,0m$
	Estaca Mega $a=0,20m$ $L=8,0m$
	Estaca Mega $a=0,20m$ $L=6,0m$
	Estaca Mega $a=0,20m$ $L=8,0m$
	Estaca Apoiada $a=0,25m$ $L=10,0m$
	Estaca Mega Inutilizada $a=0,20m$

Fonte: Donadon, 2009.

Figura 39 – Prensagem das estacas tipo mega de concreto com macaco hidráulico.

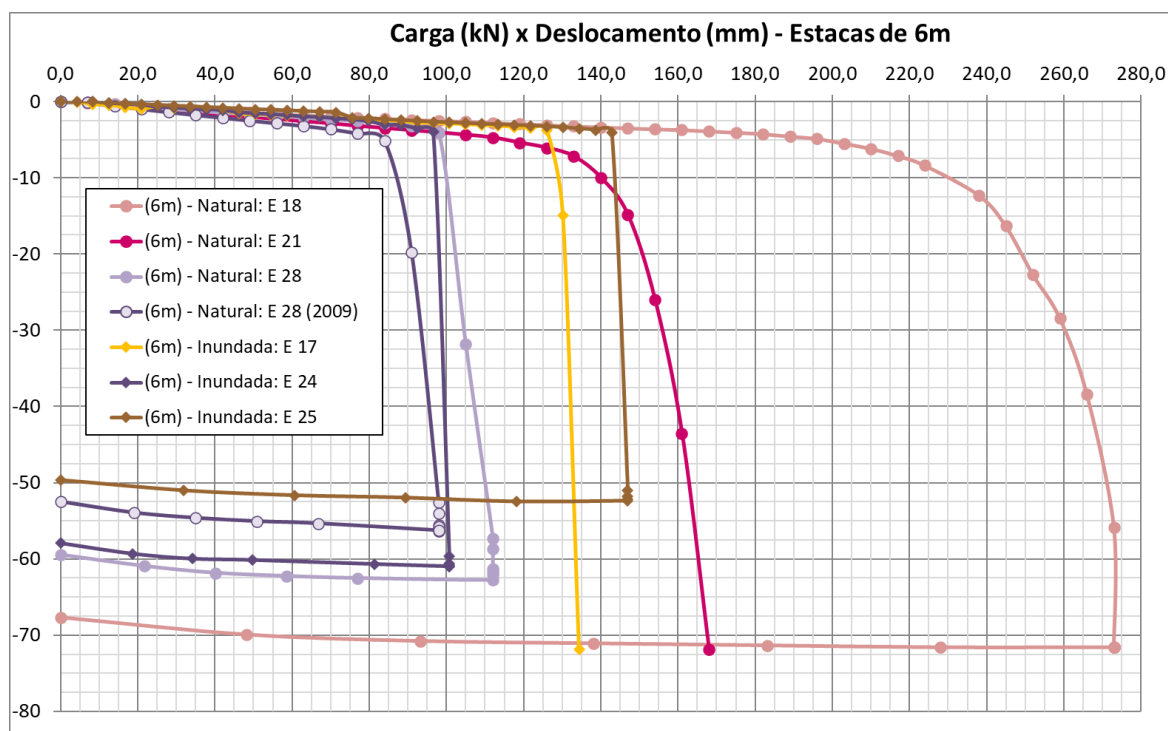


Fonte: Donadon, 2009.

Após finalizada a prensagem das estacas, elas foram submetidas a um ensaio de prova estática com carregamento rápido, conforme preceitos da NBR 12131 (2006), sendo metade em umidade natural do solo e a outra metade com inundação. A medição das cargas foi feita por meio de uma célula de carga com capacidade para 50 toneladas. A inundação do solo foi realizada através da criação de drenos profundos, variando de 2 a 6 m, que foram encharcados por 48 horas antes da realização do ensaio. Além disso, foi possível medir o volume de água descarregado no solo.

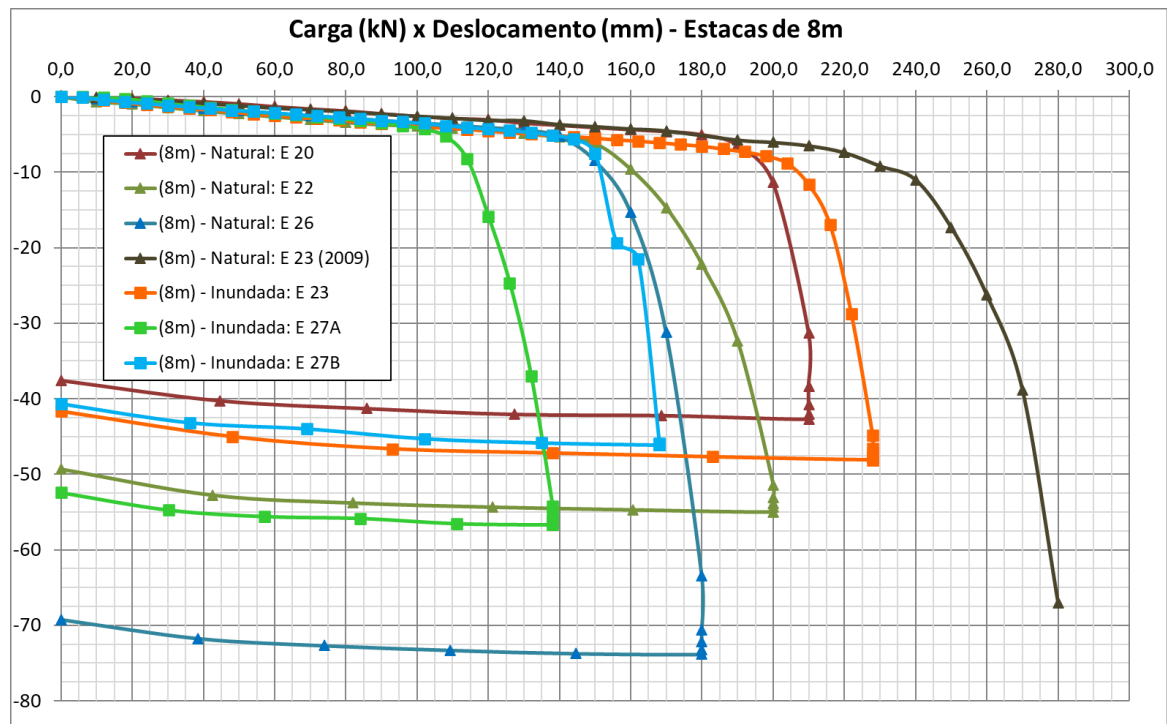
Os resultados foram apresentados de forma a comparar a situação em umidade natural e saturada, além da diferença de profundidade, o que demonstrava a perda de capacidade de carga devido à saturação do solo e o maior impacto, em termos da perda de capacidade de suporte, das estacas com menor comprimento. Dessa forma, são apresentados na Figura 39 os resultados das provas de carga para as estacas de 6 metros e na Figura 41, para as estacas de 8 metros de profundidade.

Figura 40 – Resultado provas de carga estática com carregamento rápido para as estacas de 6 metros de profundidade.



Fonte: Donadon, 2009.

Figura 41 – Resultado provas de carga estática com carregamento rápido para as estacas de 8 metros de profundidade.



Fonte: Donadon, 2009.

Segundo Donadon (2009), as estacas prensadas de 6 m de profundidade tiveram uma redução média da sua capacidade de carga de 52%, em relação à carga de prensagem, enquanto as estacas de 8 m tiveram uma redução de 45%. Comparando os resultados das provas de carga com umidade natural e inundação, houve uma perda de capacidade de carga de 20% nas estacas de 6 metros e 7% nas de 8 metros de profundidade, conforme método da NBR 6122 (2022).

4 MATERIAIS E MÉTODOS

4 MATERIAIS E MÉTODOS

4.1 ANÁLISE DOS ENSAIOS LABORATORIAIS

A tabela 2 fornece uma visão detalhada das propriedades físicas e granulométricas dos solos ao longo do perfil estudado, desde 1,0 m até 16,0 m de profundidade. O peso específico natural dos solos aumenta gradualmente com a profundidade, variando de 1,567 a 1,926 g/cm³, refletindo um aumento na compactidade. O peso específico aparente seco também mostra uma tendência crescente, indicando uma maior compactidade com a profundidade. A umidade natural dos solos varia de 6,2% a 12,3%, sugerindo uma maior retenção de água em profundidades maiores. O peso específico real dos grãos permanece relativamente estável com pequenas variações. O índice de vazios diminui com a profundidade, enquanto o grau de saturação e a porosidade aumentam, o que indica que os solos mais profundos estão mais saturados e possuem menores vazios. As frações granulométricas mostram que as camadas menos profundas têm uma maior proporção de areia média e fina, enquanto as camadas mais profundas contêm mais silte e argila, refletindo variações na deposição e origem dos materiais do solo. Os limites de Atterberg (LL, LP e IP) não puderam ser determinados, resultando na classificação de todos os solos como não plásticos (NP). Esta classificação sugere que os solos possuem baixa plasticidade e não exibem comportamentos plásticos significativos quando expostos a variações de umidade.

Tabela 2 - Resultado dos ensaios de caracterização física.

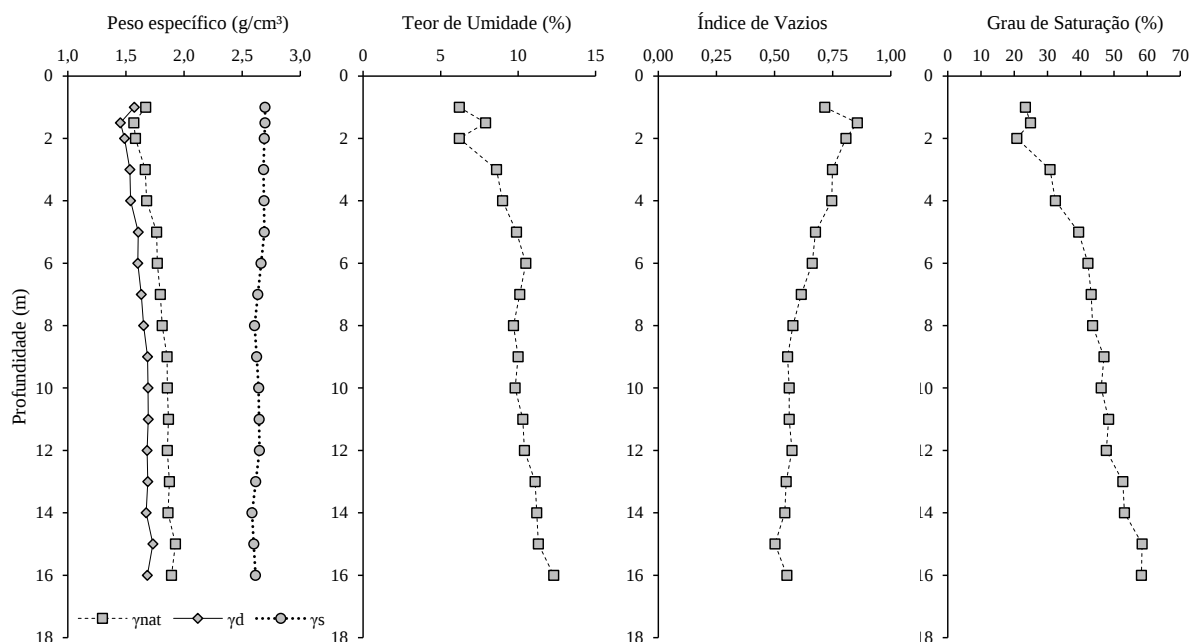
Prof. (m)	Índices e propriedades físicas							Frações granulométricas sem defloculante (%)				Limites de Atterberg (%)		
	γ_{nat} (g/cm ³)	w_{nat} (%)	γ_d (g/cm ³)	γ_s (g/cm ³)	e	S_r (%)	n (%)	Areia Méd.	Areia Fina	Silte	Argila	LL	LP	IP
1,0	1,669	6,2	1,571	2,696	0,716	23,4	41,7	40	41	4	15	18	-	NP
1,5	1,567	7,9	1,452	2,696	0,856	24,9	46,1	40	41	4	15	18	-	NP
2,0	1,581	6,2	1,488	2,690	0,807	20,8	44,7	40	41	5	15	19	-	NP
3,0	1,666	8,6	1,534	2,683	0,749	30,8	42,8	39	41	5	15	20	-	NP
4,0	1,677	9,0	1,539	2,687	0,746	32,4	42,7	40	40	5	16	21	-	NP
5,0	1,764	9,9	1,605	2,690	0,676	39,4	40,3	41	38	4	17	21	-	NP
6,0	1,770	10,5	1,602	2,662	0,662	42,2	39,8	40	40	5	16	23	-	NP
7,0	1,795	10,1	1,631	2,634	0,615	43,2	38,1	39	42	5	14	21	-	NP

Prof. (m)	Índices e propriedades físicas							Frações granulométricas sem defloculante (%)				Limites de Atterberg (%)		
	γ_{nat} (g/cm ³)	w_{nat} (%)	γ_d (g/cm ³)	γ_s (g/cm ³)	e	S_r (%)	n (%)	Areia Méd.	Areia Fina	Silte	Argila	LL	LP	IP
8,0	1,811	9,7	1,651	2,606	0,579	43,6	36,7	43	39	4	14	22	-	NP
9,0	1,854	10,0	1,686	2,624	0,556	47,0	35,7	45	38	4	13	23	-	NP
10,0	1,856	9,8	1,690	2,641	0,563	46,2	36,0	43	37	4	16	22	-	NP
11,0	1,866	10,3	1,692	2,645	0,563	48,4	36,0	43	36	6	15	22	-	NP
12,0	1,856	10,4	1,681	2,648	0,575	47,7	36,5	43	35	6	16	23	-	NP
13,0	1,874	11,1	1,688	2,616	0,550	52,7	35,5	43	35	6	16	24	-	NP
14,0	1,861	11,2	1,674	2,584	0,544	53,2	35,2	45	35	5	15	24	-	NP
15,0	1,926	11,3	1,731	2,599	0,502	58,5	33,4	40	36	7	17	24	-	NP
16,0	1,891	12,3	1,683	2,614	0,553	58,3	35,6	38	39	9	14	24	-	NP

Fonte: Fernandes (2022).

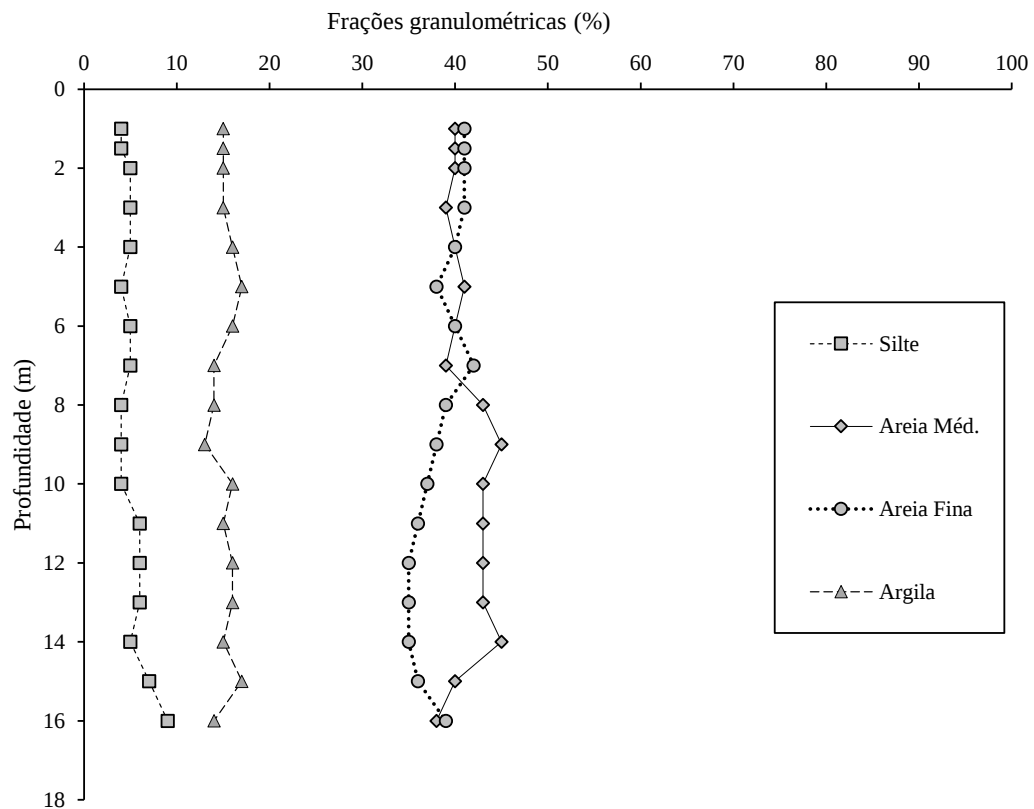
Os referidos dados (tabela 3) podem ser visualizados de forma gráfica mediante a Figura 42 e Figura 43. Destaca-se que os resultados das frações são sem a utilização de defloculante, e, por conseguinte a fração pode representar também as agregações das partículas.

Figura 42 - Índices Físicos das amostras



Fonte: Adaptado de Fernandes (2022).

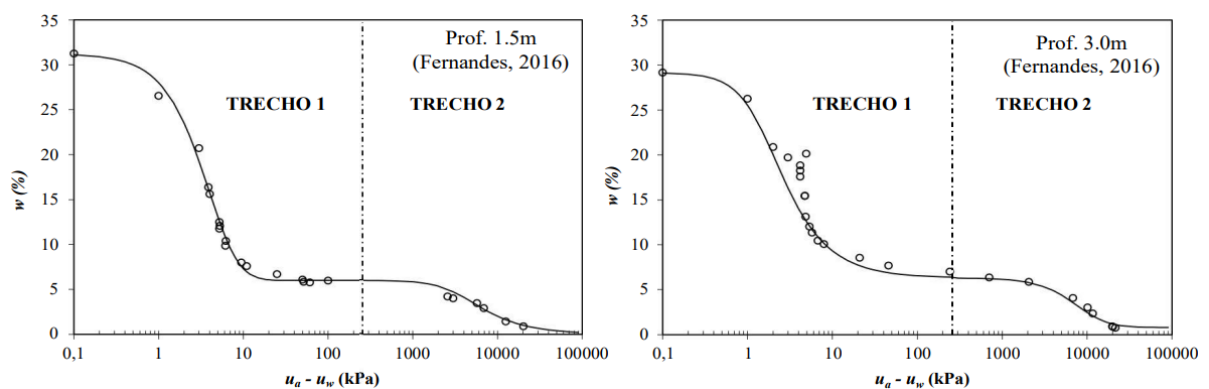
Figura 43 - Frações granulométricas.

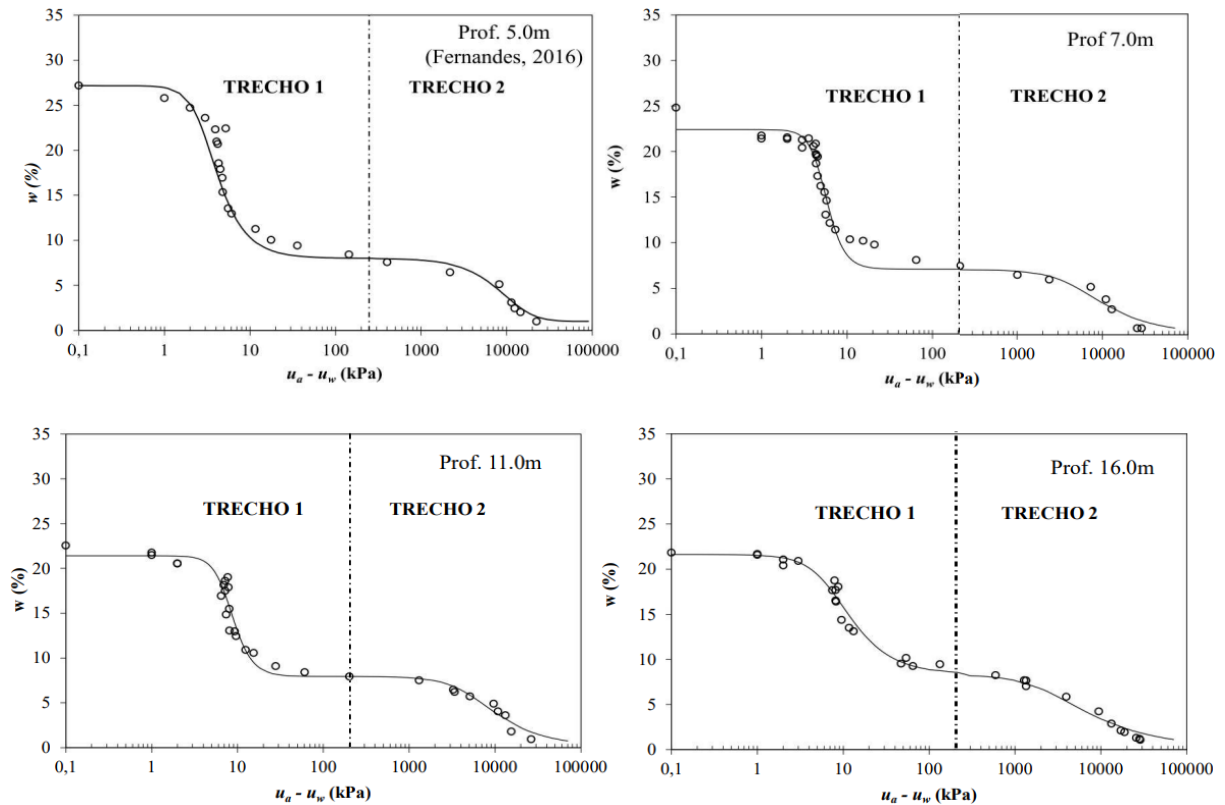


Fonte: Adaptado de Fernandes (2022).

No estudo em questão, os ajustes matemáticos das trajetórias de secagem das curvas de retenção foram ilustrados por meio dos gráficos apresentados na Figura 44.

Figura 44 - Curvas de retenção de água.





Fonte: Fernandes (2016).

Os ajustes foram realizados utilizando o modelo de van Genuchten (1980), com os parâmetros de cada trecho da trajetória apresentados na Tabela 4. A pressão de entrada de ar (PEA) foi determinada por meio de uma análise gráfica, enquanto a umidade saturada (w_s) foi obtida teoricamente, calculada com base na média dos índices físicos dos corpos de prova (CPs). Durante a análise, houve à descrição que, no trecho 2 das curvas de retenção, ocorreram variações milimétricas no diâmetro dos CPs, atribuídas às sucções residuais presentes nessa etapa. Essas variações milimétricas sugerem sutis modificações no comportamento do material, particularmente em resposta às condições de sucção residual, destacando a sensibilidade do material às mudanças nas condições de umidade. O valor da PEA associado aos macroporos tende a aumentar à medida que a profundidade do solo se intensifica. Esse comportamento pode ser atribuído ao fato de que, em profundidades maiores, a compactidade do solo geralmente resulta em uma redução no tamanho dos macroporos, o que exige uma pressão maior para permitir a entrada de ar nesses espaços. A redução dos índices de vazios é comprovada mediante a Tabela 3. Dessa forma, a PEA reflete as variações estruturais do solo ao longo do perfil, evidenciando

como a distribuição e o tamanho dos macroporos influenciam diretamente as características de retenção de água e a resposta do solo à sucção em diferentes profundidades.

Tabela 3 - Parâmetros de ajuste do modelo de van Genuchten (1980).

Prof PEA (m) (kPa)	Trecho 1					Trecho 2			
	ws (%)	α 1	m1	n1	w _{r,1} (%)	α 2	m2	n2	w _{r,2} (%)
1,5 1	31,2	0,0490	5,5000	1,4510	6,0	$2,0 \times 10^{-4}$	0,4700	2,2000	0,0
3,0 1	29,2	0,4575	0,5201	2,0837	6,3	$6,0 \times 10^{-5}$	2,0001	1,7723	0,8
5,0 2	27,2	0,2777	0,4942	3,4858	8,0	$3,0 \times 10^{-5}$	3,5398	1,5664	1,0
7,0 3	22,4	0,1879	0,7791	4,5285	7,1	$2,0 \times 10^{-4}$	0,4544	1,8671	0,0
11,0 4	21,4	0,1263	0,7597	4,1622	7,9	$1,8 \times 10^{-4}$	0,4947	1,9789	0,1
16,0 4	21,6	0,1315	0,5498	2,2211	8,3	$4,2 \times 10^{-4}$	0,3787	1,6095	0,1

Fonte: Fernandes (2016).

Destaca-se também que a curva de retenção apresenta um formato característico de duplo "S", indicando a presença de duas distintas entradas de ar: uma associada aos macroporos e outra aos microporos. Esse comportamento explica, em parte, a predominância de partículas de areia observada no ensaio de granulometria realizado sem o uso de defloculante. A ausência do defloculante impede a dispersão adequada das partículas do solo, resultando na aglomeração destas, o que compromete a precisão dos resultados obtidos. Como consequência, os percentuais das frações granulométricas não refletem com exatidão a distribuição real das partículas no solo.

As curvas de tensão-deformação, obtidas a partir dos ensaios triaxiais em condições tanto saturadas quanto não saturadas, estão ilustradas nas figuras subsequentes. Nessas análises, para o solo inundado (Figura 43), a sucção foi considerada igual a zero, proporcionando um ponto de referência para comparação com as condições não saturadas. Para os demais corpos de prova, foram avaliadas diferentes sucções matriciais, especificamente de 50 (Figura 44), 200 (Figura 45) e 400 kPa (Figura 46). No entanto, vale ressaltar que, nas profundidades de 7 e 11 metros, foram conduzidos ensaios apenas com sucções de 0 e 50 kPa. Os parâmetros

de resistência, obtidos das referidas curvas tensão desviadora versus deformação axial, podem ser visualizados na Tabela 4. A análise dos resultados apresentados na tabela indica uma variação significativa tanto na coesão quanto no ângulo de atrito do solo com a profundidade e diferentes condições de sucção.

Tabela 4 - Parâmetros de resistência.

Profundidade (m)	Sucção (kPa)	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (°)
1,5	0	0	26,8
	50	3	29,9
	200	11	27,8
	400	16	24,6
3	0	1,2	32,6
	50	6,5	33,5
	200	13,4	33,8
	400	20,5	33,8
5	0	5,3	32,4
	50	10,3	33,7
	200	24,2	34
	400	28,7	34,9
7	0	5	31,8
	50	23,5	31,1
9	0	5,2	31,6
	50	15	35,3
	200	36	34,6
	400	89	29,5
11	0	9,5	31
	50	31	37,6
13	0	3,4	31,9
	50	17	35,2
	200	48	35,6
	400	112	27,2
16	0	2	31,9
	50	31	32,8
	200	72	31,2
	400	123	28,3

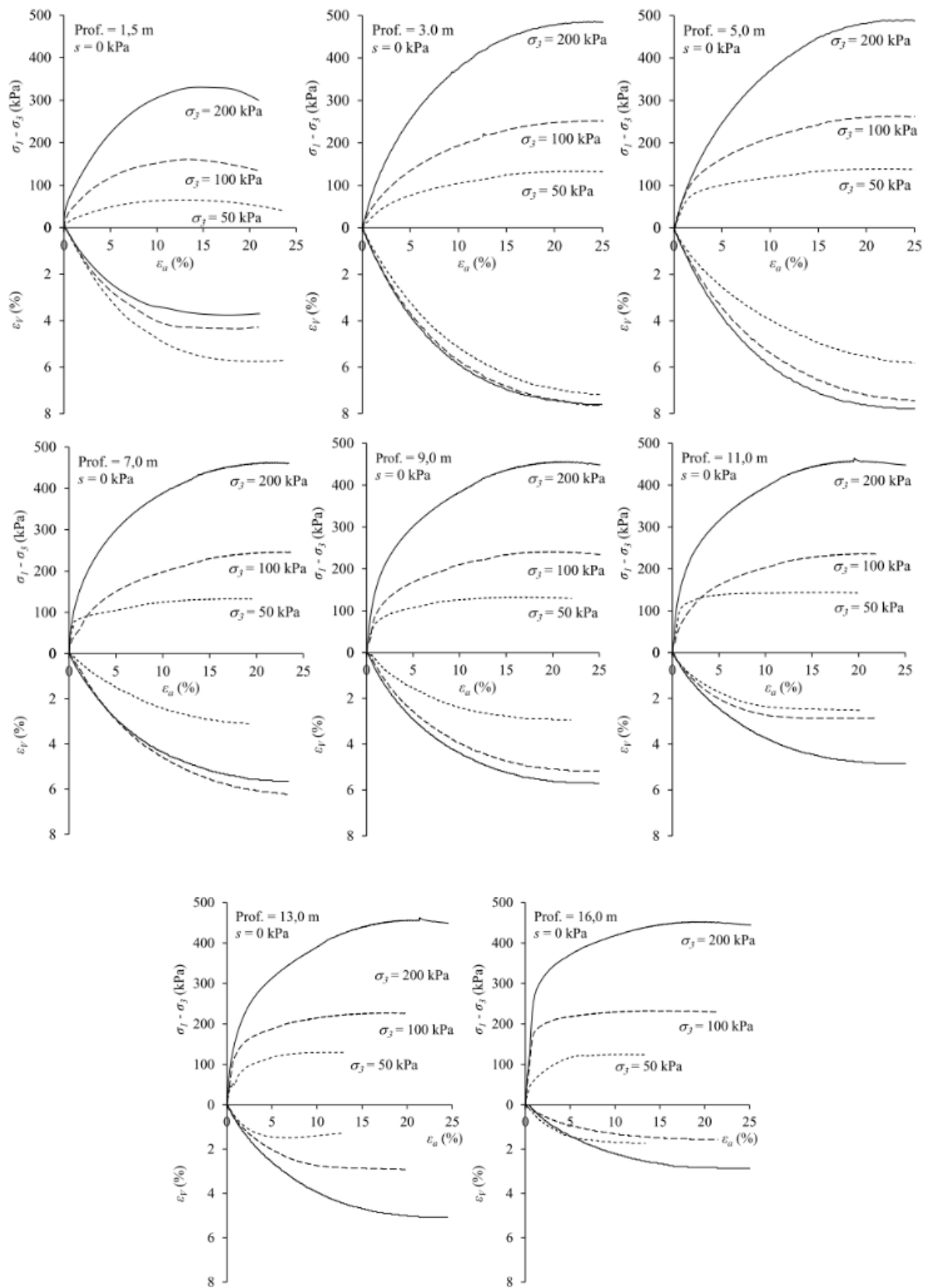
Fonte: Fernandes (2022).

Observa-se que a coesão do solo (Tabela 2) tende a aumentar com a profundidade e com o aumento da sucção. No nível de 1,50 m de profundidade, a coesão é mínima, atingindo valores de 0 kPa sem sucção e valores ligeiramente mais altos com sucções aplicadas, como 50 kPa. À medida que a profundidade aumenta, a coesão do solo também se eleva, especialmente em profundidades maiores (como 13,0 m e 16,0 m), onde valores de coesão são significativamente maiores sob condições de alta sucção (por exemplo, 123,0 kPa a 16,0 m de profundidade com 400 kPa de sucção).

O ângulo de atrito do solo também mostra variações importantes. No solo superficial (1,50 m), o ângulo de atrito começa em 26,8°, mas aumenta progressivamente em profundidades maiores e com maiores sucções. No entanto, em alguns casos, o ângulo de atrito apresenta uma leve diminuição com a profundidade, particularmente em situações de alta sucção. Por exemplo, a 400 kPa de sucção e 16,0 m de profundidade, o ângulo de atrito cai para 28,3°, sugerindo uma possível alteração nas características do solo em profundidades maiores e com maiores pressões de sucção.

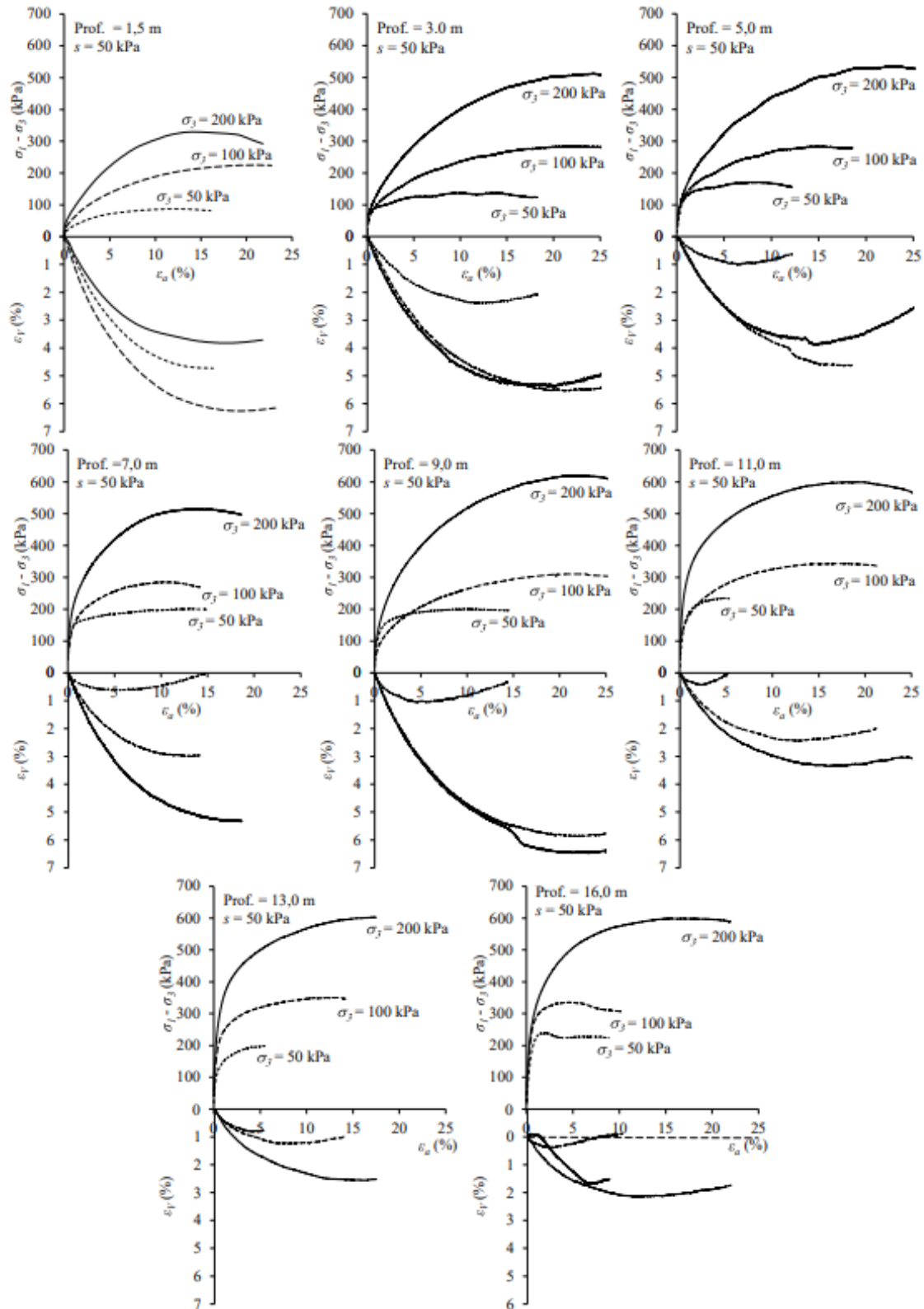
Em geral, os resultados indicam que a coesão e o ângulo de atrito do solo são altamente dependentes tanto da profundidade quanto da sucção aplicada. Solos mais profundos e submetidos a maiores sucções tendem a apresentar maior coesão, enquanto o comportamento do ângulo de atrito pode variar mais significativamente. As figuras 45, 46, 47 e 48 apresentam as envoltórias de ruptura para sucção de 0, 50, 200 e 400 kPa, respectivamente.

Figura 45 - Envoltórias de ruptura para sucção matricial igual a zero.



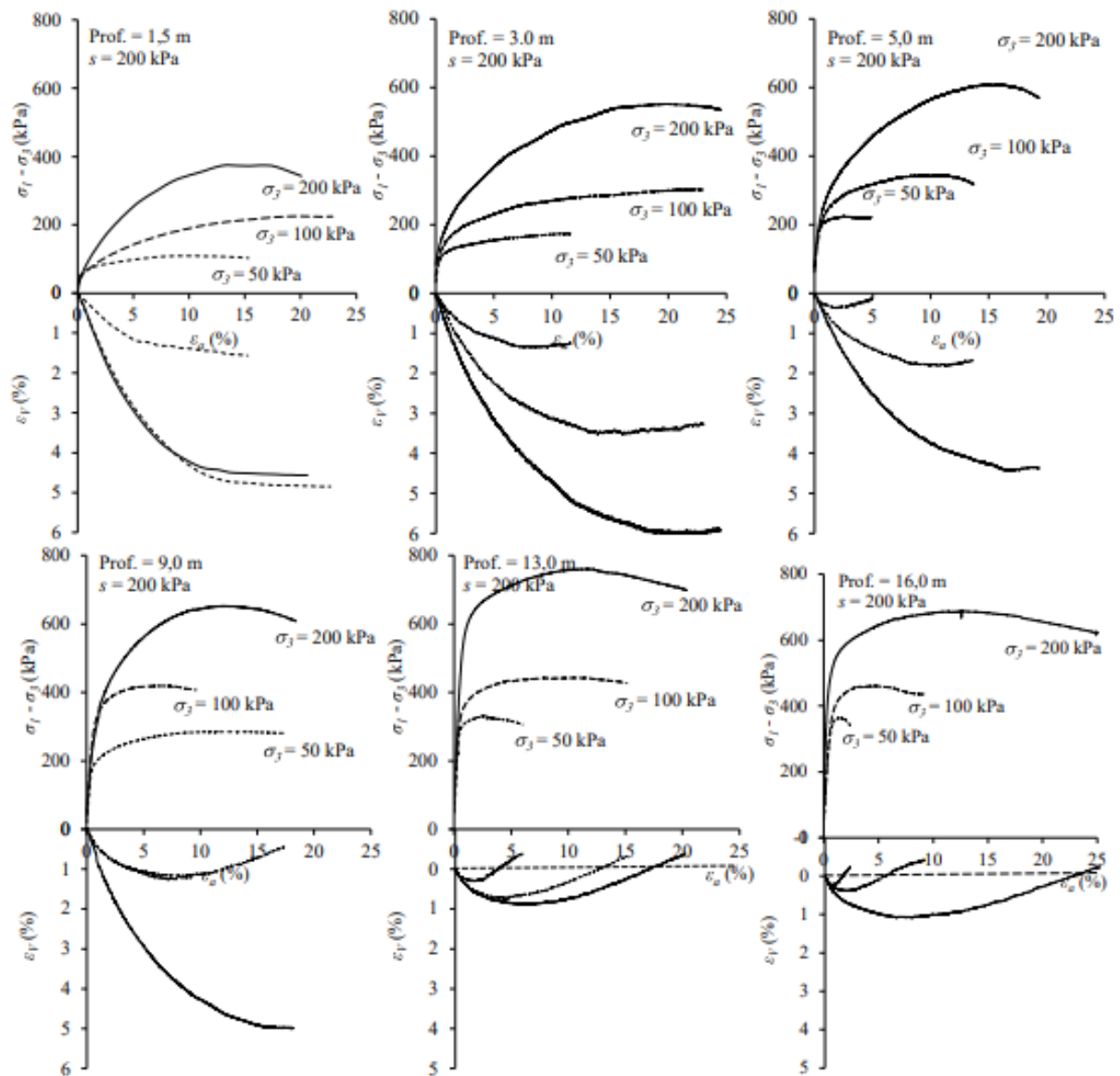
Fonte: Fernandes (2022).

Figura 46 - Envoltórias de ruptura para sucção matricial igual a 50 kPa.



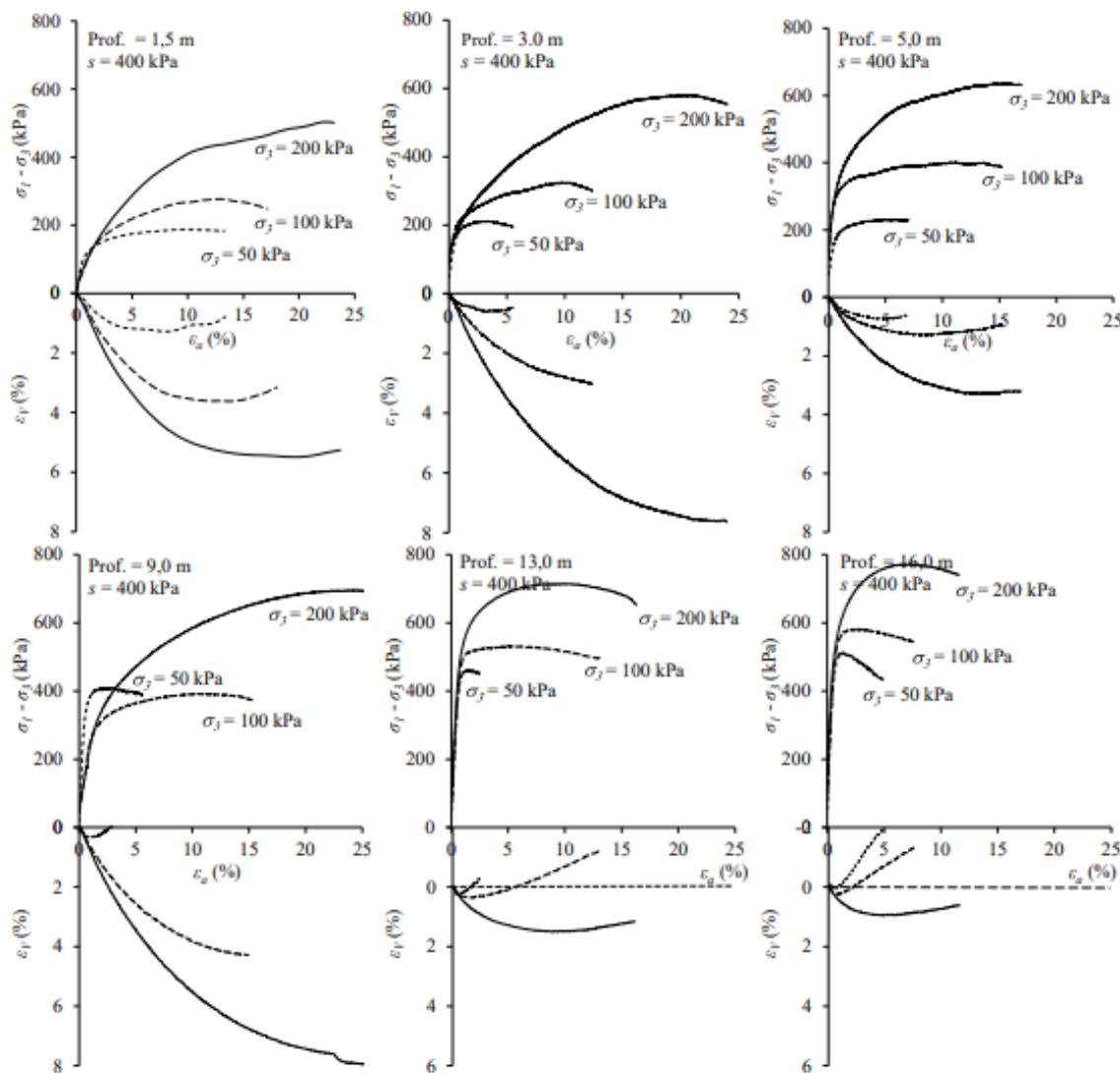
Fonte: Fernandes (2022).

Figura 47 - Envoltórias de ruptura para sucção matricial igual a 200 kPa



Fonte: Fernandes (2022).

Figura 48 - Envoltórias de ruptura para sucção matricial igual a 400 kPa.



Fonte: Fernandes (2022).

4.2 CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

O PLAXIS 2D incorpora uma alta gama de modelos constitutivos que devem se adequar às características do solo e dos elementos nele inseridos. Para as estacas foi utilizado o modelo constitutivo elástico linear, em síntese ele presume uma relação constante entre tensão e deformação. É importante destacar que para essa situação foi adotado o comportamento não poroso.

No modelo elástico linear o programa PLAXIS 2D necessita a inserção dos parâmetros de deformabilidade do concreto, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson. O módulo de elasticidade do concreto foi estimado de acordo com a ABNT NBR 6118:2024, tendo em vista que as estacas apresentam resistência à compressão (f_{ck}) aos 28 dias de 20 MPa. O coeficiente de Poisson do concreto foi adotado igual a 0,20, valor indicado na normativa supracitada. A Tabela 5 sumariza os dados de entrada utilizados para o elemento de concreto.

Tabela 5. Propriedades das estacas inseridas no modelo elástico linear.

Parâmetros	Valores	Unidades
Peso específico	24	kN/m ³
f_{ck}	20	MPa
Módulo de elasticidade do concreto	25×10^6	kN/m ²
Coeficiente de Poisson (ν)	0,20	-

Fonte: Autor (2025).

Para o solo natural, foram considerados resultados para diferentes níveis de sucção, representando as variações sazonais, uma vez que a sucção do solo pode variar significativamente ao longo do ano devido às mudanças nas condições climáticas. No entanto, devido à falta de informações sobre a sucção do solo durante as provas de carga, foi decidido utilizar uma camada única com parâmetros de resistência médios. Os dados de entrada para o modelo numérico estão apresentados na tabela 6 e foram obtidos através de uma retroanálise da curva média das provas de carga na condição natural.

Tabela 6. Parâmetros utilizados no modelo numérico.

Parâmetros	Camada 1	Unidades
Coesão	14,77	kN/m ²
Ângulo de Atrito	28,50	•
Módulo de Elasticidade	5085	kN/m ²
Coeficiente de Poisson	0,30	-

Fonte: Autor (2025).

Os parâmetros utilizados nos cálculos para condição de inundação do terreno estão apresentados na Tabela 7. Destaca-se que, para a situação do solo inundado,

foi considerada uma sucção igual a 0, indicando que o corpo de prova estava saturado, conforme os critérios estabelecidos para o ensaio de compressão triaxial. Esses parâmetros serão utilizados para a calibração dos modelos numéricos das estacas, tanto em condições de inundação quanto sem inundação.

Tabela 7. Parâmetros utilizados no modelo numérico com inundação.

Parâmetros	0-1,5 m	3,0 m	5,0 m	7,0 m	9,0 m	>9,0 m	Und.
Coesão	0	1,2	5,3	5,0	5,23	9,50	kN/m ²
Ângulo de Atrito	26,80	32,60	32,40	31,80	31,60	31,00	°
Módulo de Elasticidade	3000	4000	5000	6000	7000	9000	kN/m ²
Coefficiente de Poisson (ν)	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	-

Fonte: Autor (2025).

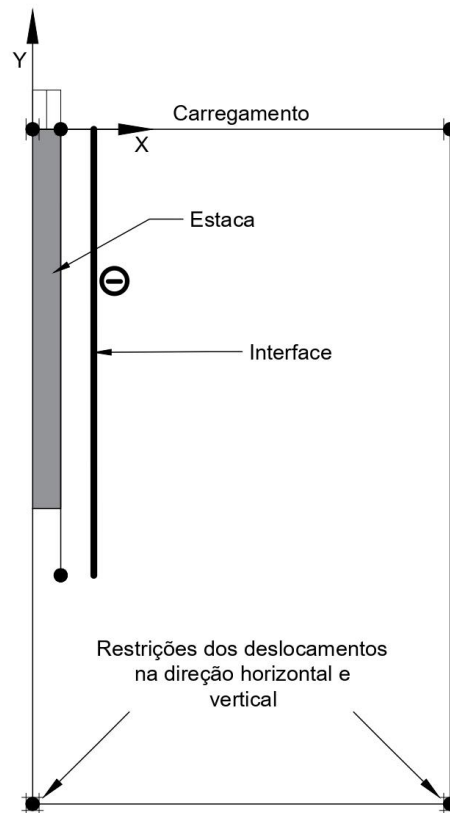
As estacas em estudo foram submetidas a carregamentos axiais, utilizando um modelo axissimétrico no qual a estaca foi posicionada ao longo do eixo de simetria, representando apenas a metade do elemento de fundação. A estaca e o solo foram modelados com elementos triangulares de 15 nós.

Para a discretização do modelo geométrico, foi considerada a literatura sobre dimensões mínimas dos limites do modelo, garantindo resultados confiáveis e evitando a influência das condições limítrofes. Kim e Jeong (2010) utilizaram o PLAXIS 3D para modelar estacas sujeitas a cargas horizontais com 11 diâmetros de extensão horizontal e 1,7 comprimentos de extensão vertical. Vieira (2013) adotou dimensões semelhantes no PLAXIS 2D para estacas sob carregamentos axiais, obtendo resultados congruentes com ensaios de prova de carga estática.

Baseado nos estudos de Kim e Jeong (2010) e Vieira (2013), esta dissertação adotou as mesmas condições de contorno geométrico: 11 diâmetros de extensão horizontal e 1,7 comprimentos de extensão vertical. Nas laterais esquerda e direita, o deslocamento horizontal foi impedido, enquanto no contorno inferior, tanto o deslocamento vertical quanto o horizontal foram restringidos (aderência completa). Conforme recomendações de Brinkgreve et al. (2020), a interface entre o elemento de

concreto e o solo foi prolongada 50 cm abaixo da base da estaca. Na figura 49 é apresentado o modelo com sua geometria utilizada.

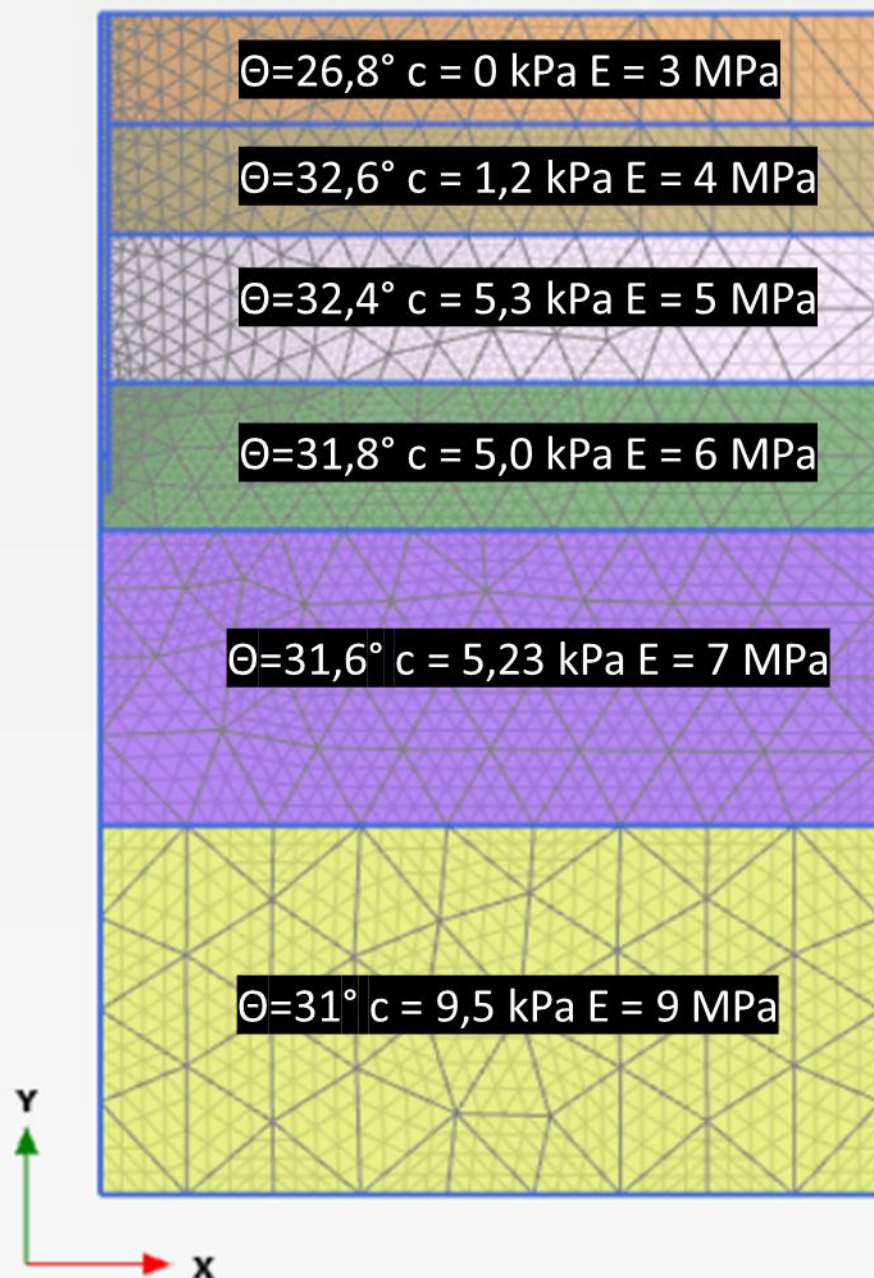
Figura 49. Descrição dos elementos e geometria do problema.



Fonte: Autor (2025).

A malha de elementos finitos bidimensional é composta por elementos triangulares de 15 nós. Essa malha foi gerada com um maior refinamento ao redor da estaca e uma discretização mais grosseira no restante do modelo. Conforme a Figura 50.

Figura 50. Descrição dos elementos e geometria do problema.

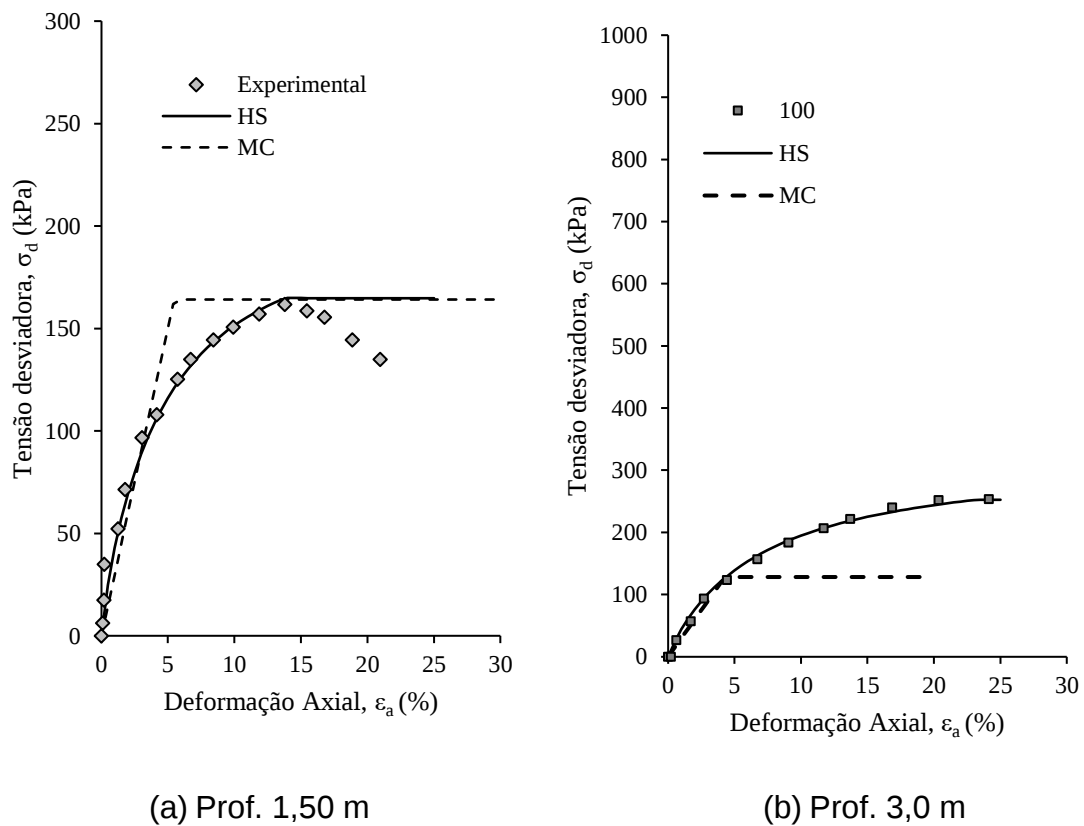


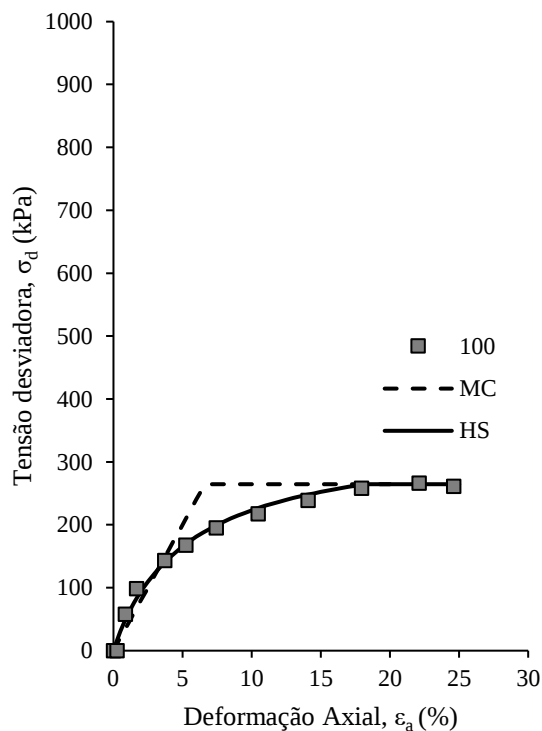
Fonte: Autor (2025).

4.3 SOLO SATURADO

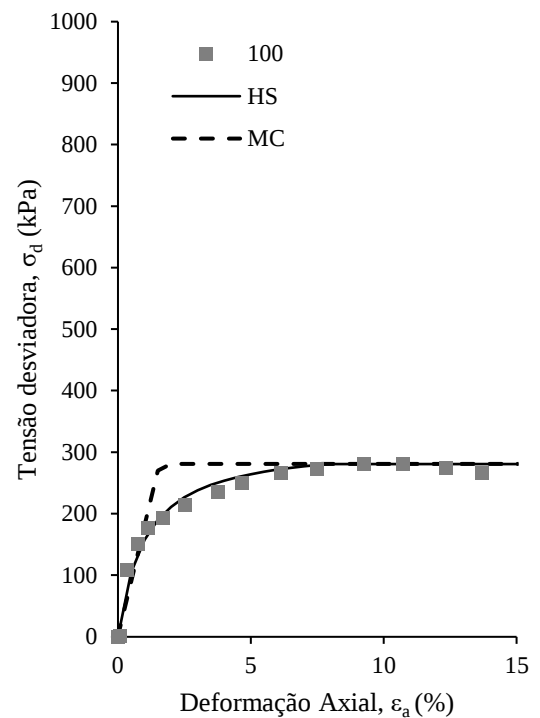
Para o solo saturado, foi adotada uma condição de sucção igual a zero. As curvas tensão desviadora versus deformação foram calibradas com base em ensaios laboratoriais, conforme demonstrado na Figura 51. Essa calibração foi realizada de maneira rigorosa, aplicando-se tanto o modelo constitutivo Mohr-Coulomb quanto o modelo Hardening Soil, visando a uma representação precisa do comportamento mecânico do solo sob diferentes condições de carregamento.

Figura 51. Curvas tensão x deformação do experimental, modelos HS e MC para 1,50 m, 3,0 m, 5,0 m e 7,0 m.





(c) Prof. 5 m



(d) Prof. 7 m

Fonte: Autor (2025).

Observa-se uma boa compatibilidade dos modelos numéricos com os ensaios laboratoriais. Os módulos de elasticidade serão mantidos fixos para as demais análises de sucção, e os parâmetros de resistência serão variados de acordo com os valores obtidos nos ensaios experimentais. Tal abordagem será adotada, tendo em vista que não há uma variação significativa do módulo com diferentes níveis de sucção.

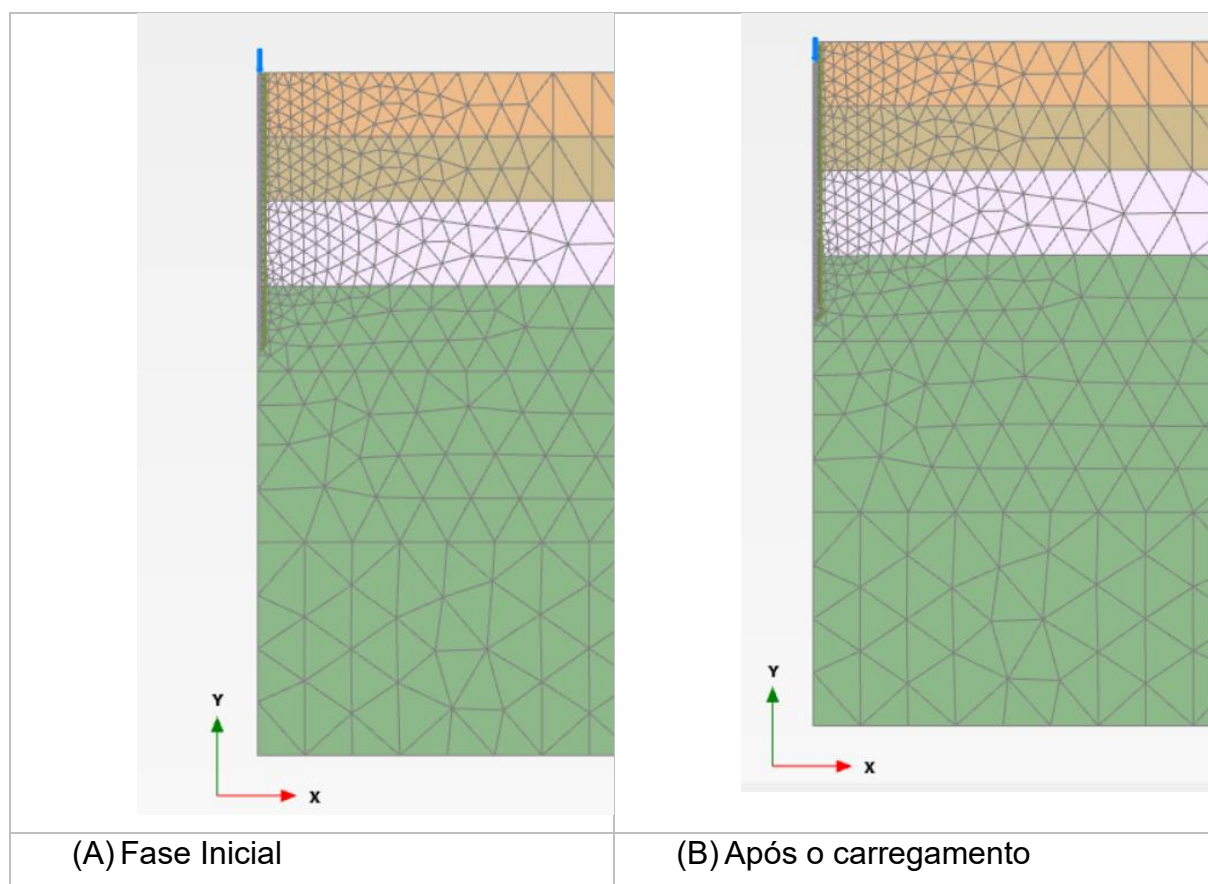
5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

As curvas carga-recalque, tanto para a condição seca quanto inundada e a malha deformada são apresentadas abaixo. A condição seca foi modelada através de parâmetros médios do SPT e a condição saturada, com parâmetros laboratoriais.

Considerando o modelo numérico para a estaca de 6 m, a deformada da malha é apresentada na Figura 52.

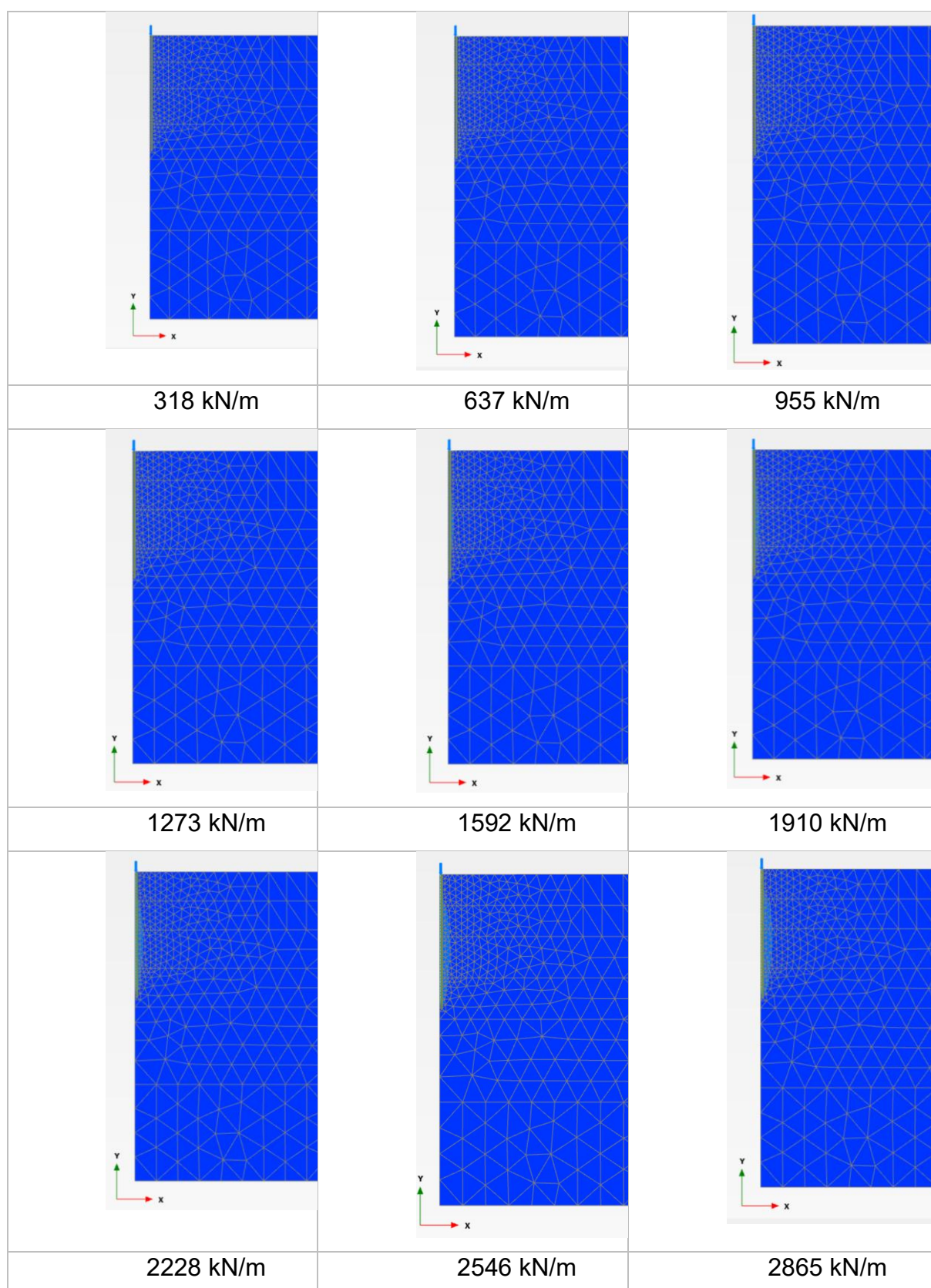
Figura 52 - Deformação da malha antes e depois do carregamento.

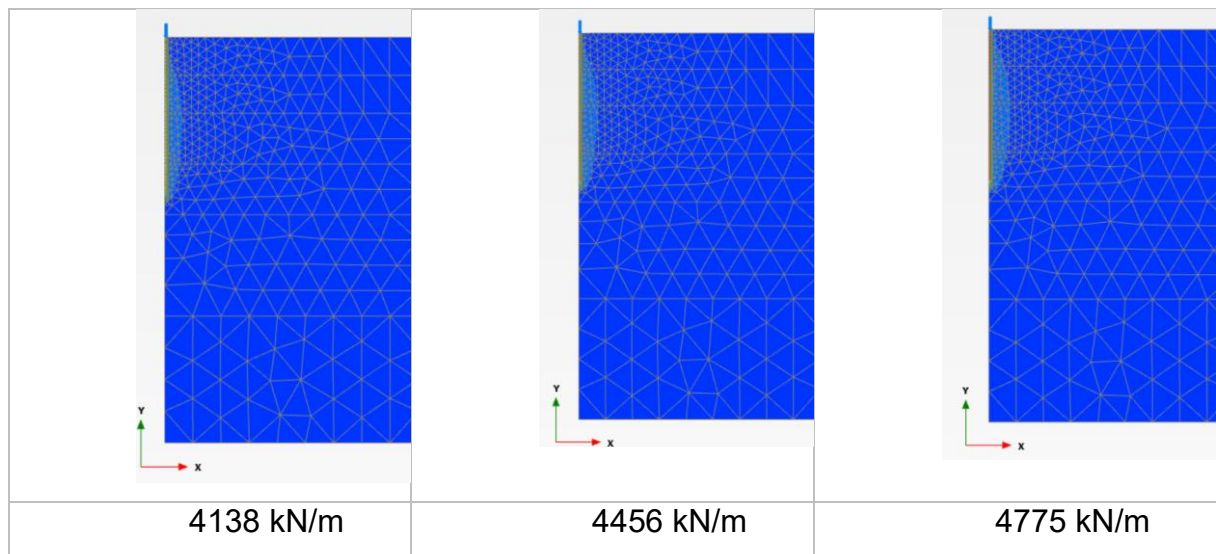


Fonte: Autor (2025).

Considerando o modelo numérico para a estaca de 6 m, as deformações verticais são apresentadas na Figura 53. São apresentados os níveis de carregamento, de acordo com uma simulação de prova de carga estática, avançando o carregamento em estágios. Ao avançar com o incremento de carga é observado tensões atuando ao longo de todo o fuste da estaca. A partir da carga em 2228 kN/m as deformações ficam mais explícitas na Figura 53.

Figura 53 - Deformações verticais nas estacas de 6 m.

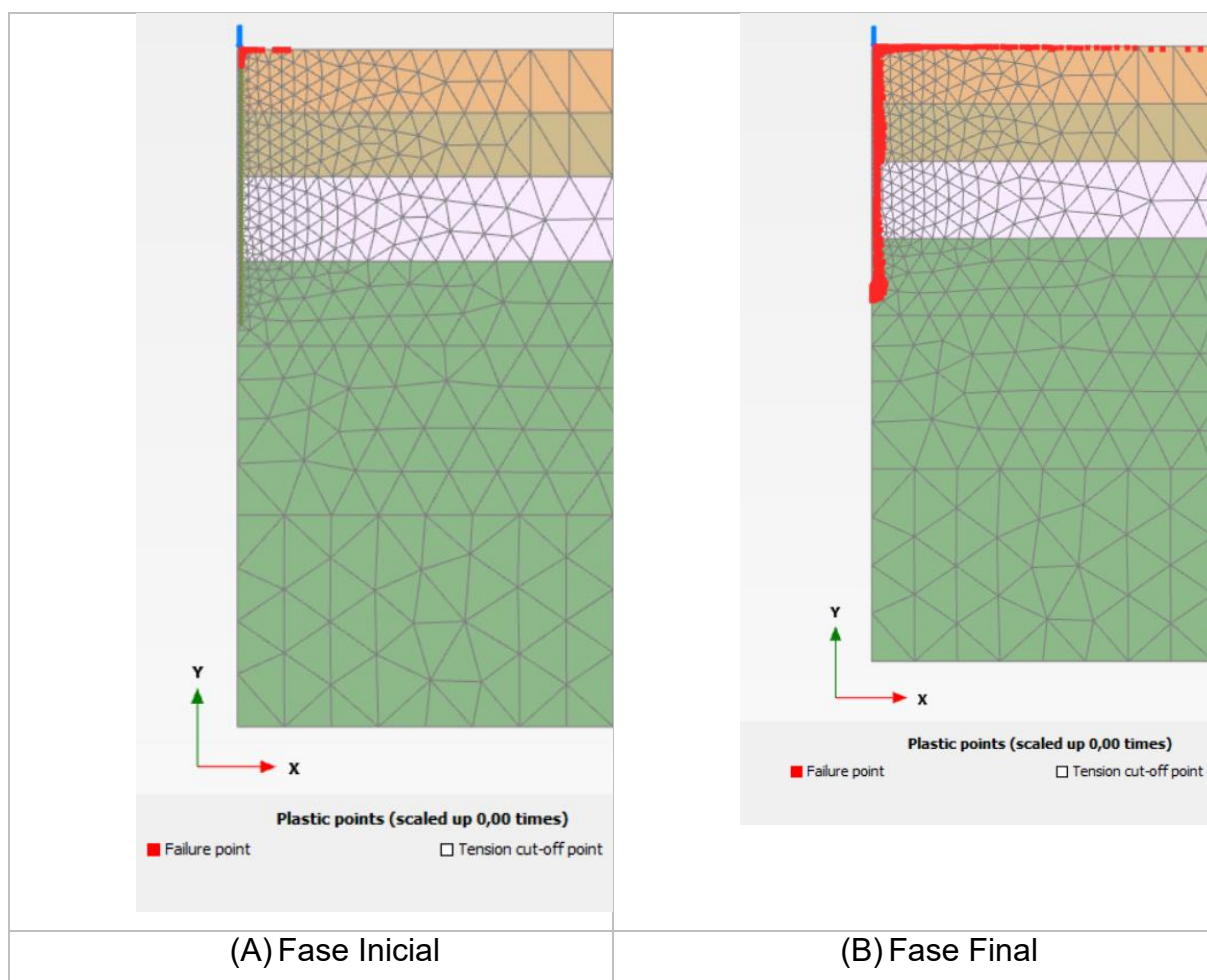




Fonte: Autor (2025).

Considerando o primeiro e o último carregamento, pode-se observar, mediante a Figura 54, os pontos de plastificação. Estes se concentram em toda a estaca até a sua ponta, indicando uma plastificação simultânea no fuste e na ponta, sendo uma ruptura mista. Nesse contexto, entende-se que a estaca chegou a deformações próximas a sua ruptura, ou seja, mesmo sem acréscimos de carga a deformação é crescente. Condição essa coerente com o comportamento de uma estaca que sofre com solo colapsível.

Figura 54 - Pontos de plastificação na estaca.



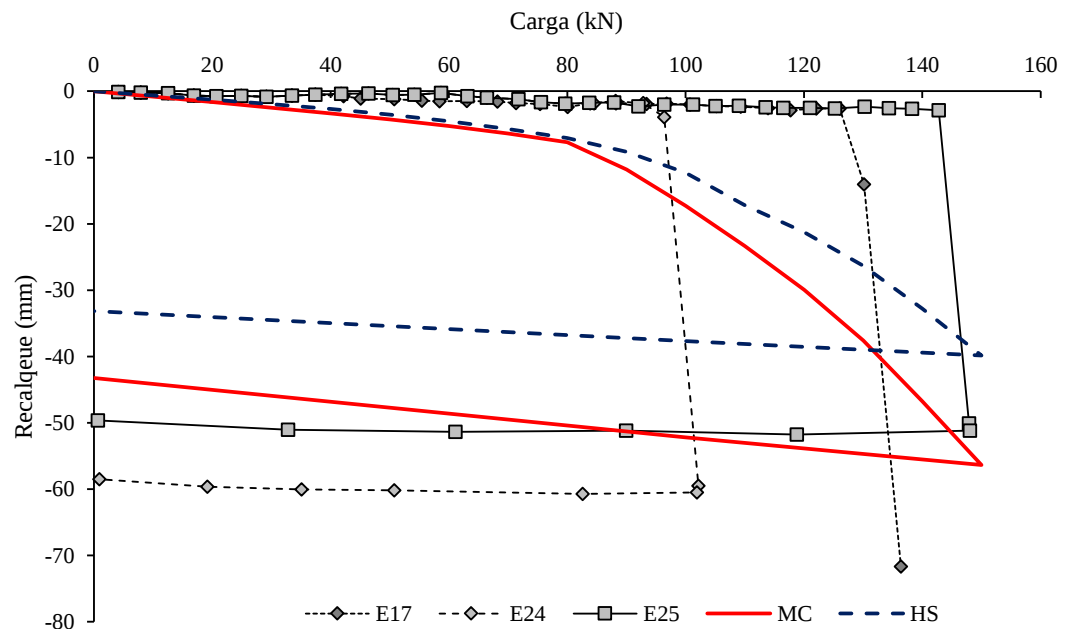
Fonte: Autor (2025).

Os resultados das provas de carga na condição inundada para a estaca de 6 metros estão apresentados na Figura 55. Pode-se observar uma boa compatibilidade na estimativa dos recalques finais. Por exemplo, na Prova de Carga Estática E25, o recalque final foi aproximadamente 50 mm, enquanto o MEF previu um valor próximo de 45 mm. No entanto, é notável uma certa dispersão nos resultados dos ensaios.

No início da curva, o MEF conseguiu representar adequadamente os ensaios de PCEs, capturando um comportamento linear elástico onde pequenas deformações ocorrem sob o carregamento aplicado. Além disso, o MEF demonstrou uma boa coerência ao modelar o trecho de descarregamento no ensaio E25.

Observa-se uma deformação expressiva em milímetros da estaca, coincidindo com o visualizado na Figura 54, que demonstra uma plastificação de todo o fuste e ponta da estaca.

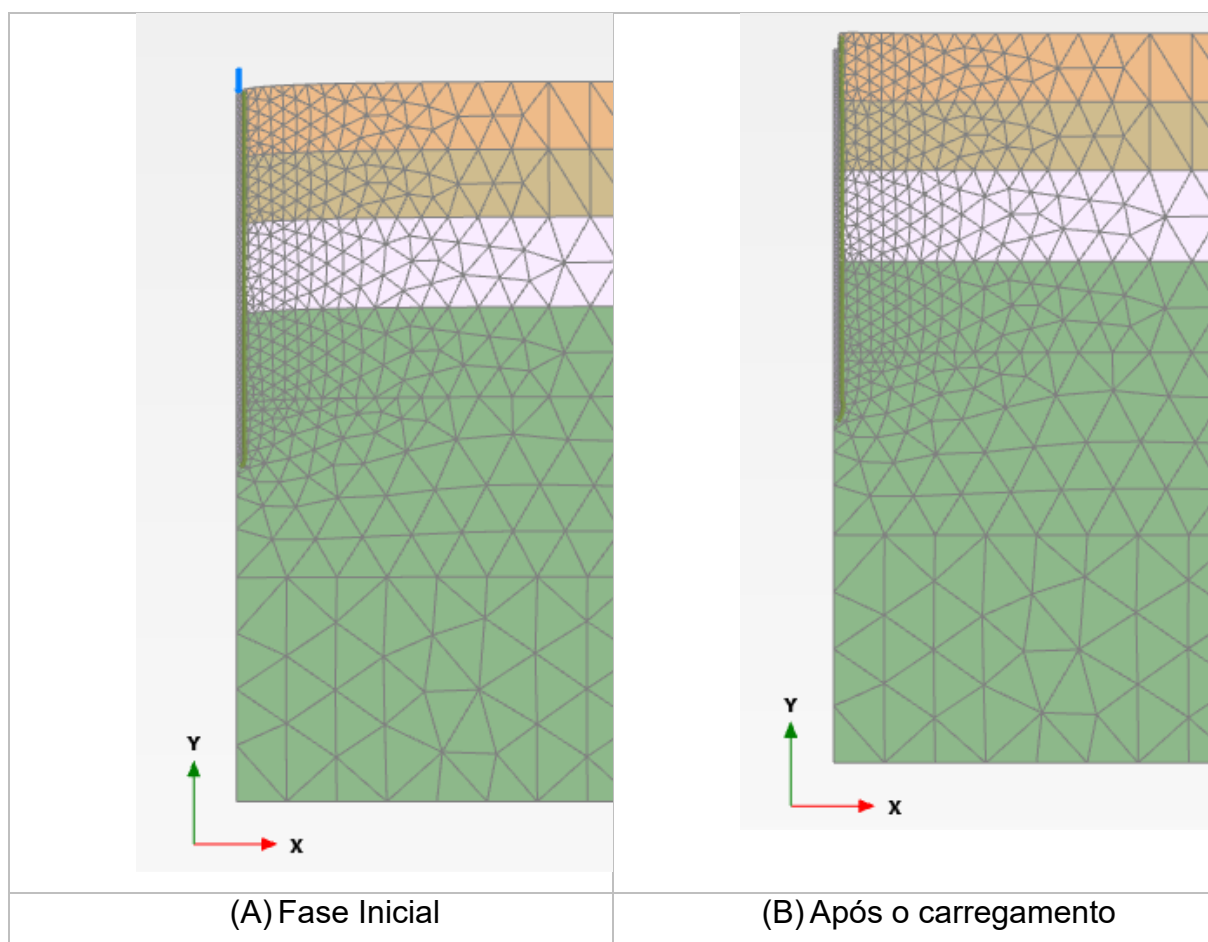
Figura 55. Resultados comparativos do modelo numérico versus resultados de campo para a estaca com 6 m e com inundação do terreno.



Fonte: Autor (2025).

Considerando o modelo numérico para a estaca de 8 m inundada, a deformada da malha é apresentada na Figura 56. A deformação da estaca chegou em torno de 12 milímetros, para o modelo de MC e em torno de 5 milímetros para o modelo HC.

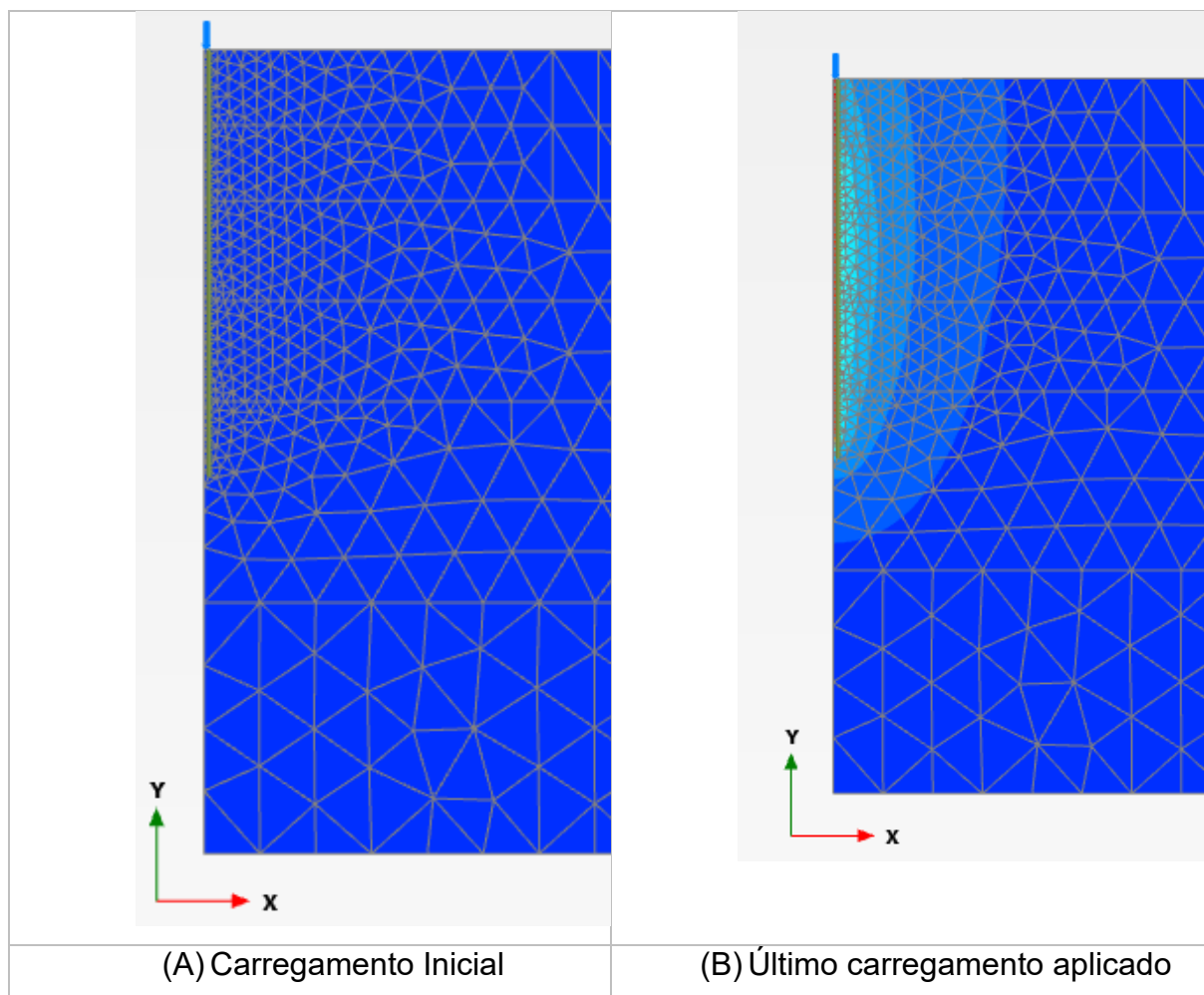
Figura 56. Deformada da estaca de 8 m inundada.



Fonte: Autor (2025).

Considerando o modelo numérico para a estaca de 8 m inundada, as deformações verticais são apresentadas na Figura 57. O primeiro e o último nível de carregamento é apresentado, indicando o trecho mobilizado em todo fuste da estaca.

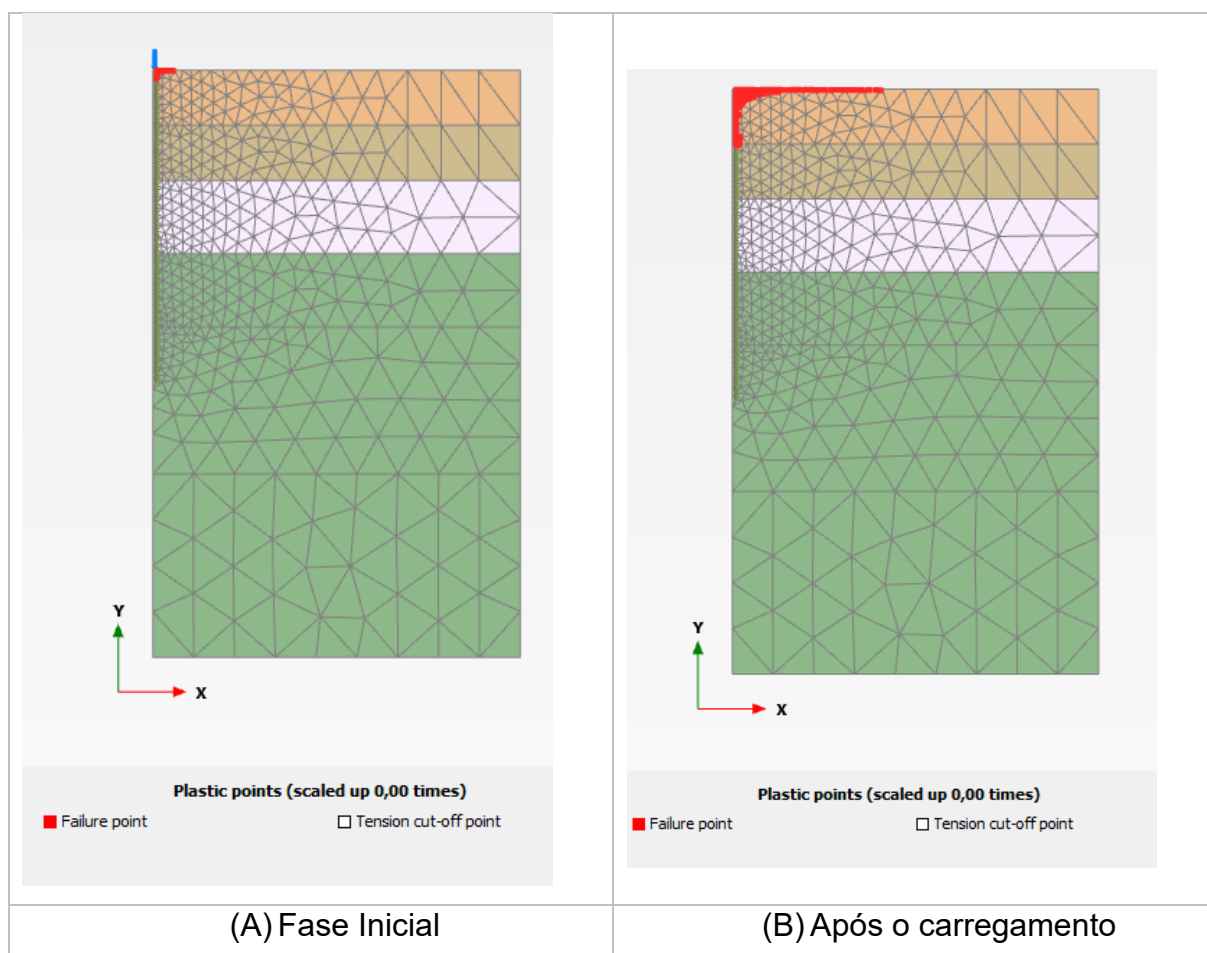
Figura 57. Deformações verticais da estaca de 8 m inundada.



Fonte: Autor (2025).

Considerando o primeiro e o último carregamento, pode-se observar, mediante a Figura 58 os pontos de plastificação. Pela concentração dos pontos de plastificação no trecho superficial, é possível concluir que a mobilização da estaca se deu por atrito lateral, não tendo uma mobilização total da ponta, por exemplo. Essa observação se relaciona bem ao nível de deformação observado na estaca, além do tipo de solo, que é mais competente, na ponta da estaca.

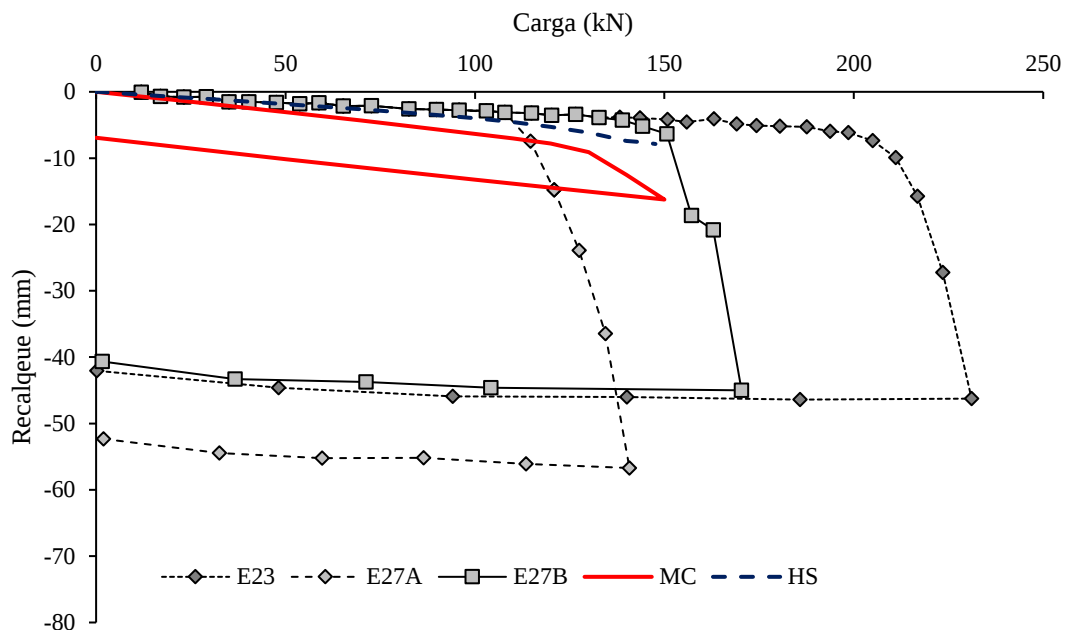
Figura 58. Pontos de plastificação da estaca.



Fonte: Autor (2025).

A Figura 59 apresenta o modelo numérico correspondente à estaca de 8 m em condição de inundação. Verifica-se que, em ambos os casos, os modelos constitutivos Hardening Soil (HS) e Mohr-Coulomb (MC) reproduzem adequadamente o trecho inicial da curva carga–recalque, além de indicarem valores de carga de ruptura compatíveis com a média das provas de carga estática (PCES e23 e e27a). Contudo, observa-se que nenhum dos modelos foi capaz de representar de forma satisfatória os recalques finais, evidenciando limitações na simulação do comportamento pós-ruptura.

Figura 59. Resultados comparativos do modelo numérico versus resultados de campo para a estaca com 8 m e com inundação do terreno.



Fonte: Autor (2025).

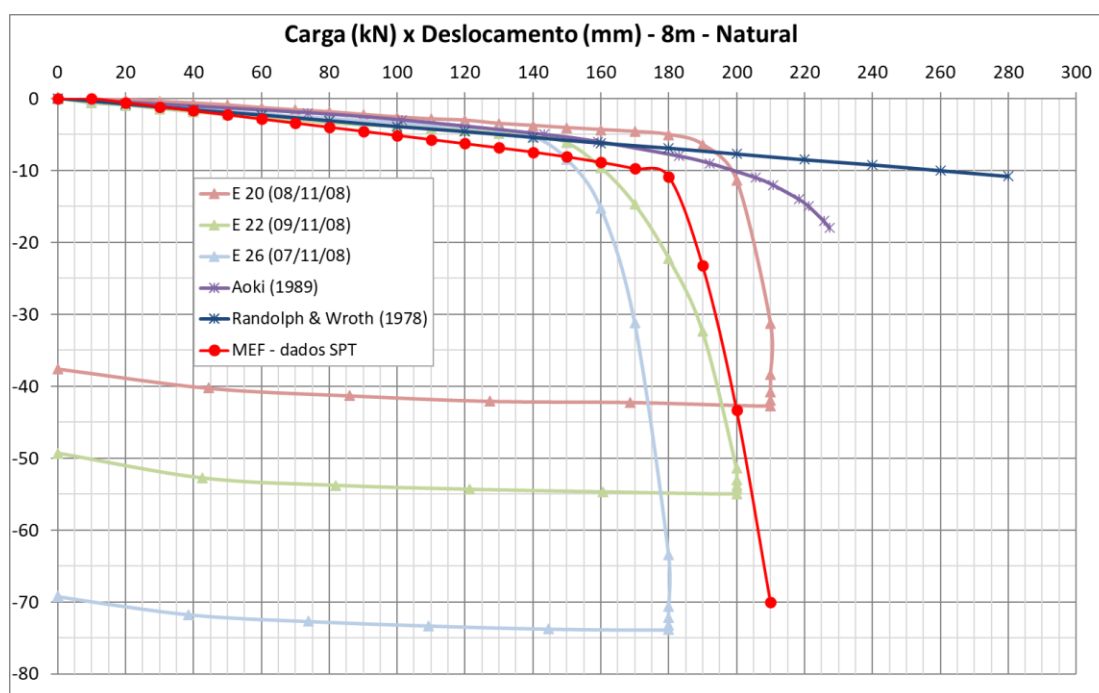
Observa-se na Figura 60 os dados para as estacas com 8 m de comprimento e sem inundação prévia do terreno, considerando que o ensaio triaxial foi realizado para diferentes níveis de sucção. Foram estimados os parâmetros para tais níveis. Entretanto, a partir de 7 m, há apenas dados para a sucção de 50 kPa. Posto isso, avaliou-se apenas a tensão de 50 kPa pelo modelo MC. Observa-se uma boa concordância no trecho inicial da curva; entretanto, ela se mostra discrepante dos demais dados.

Reitera-se que a sucção no terreno é variável ao longo do ano, influenciada por fatores climáticos, como variações sazonais de temperatura e precipitação. Durante a estação seca, a sucção tende a aumentar devido à perda de umidade no solo, enquanto na estação chuvosa, a infiltração de água diminui a sucção. Essa flutuação pode gerar condições significativamente diferentes ao longo do ano, o que impacta o comportamento do solo. Portanto, a sucção imposta nos ensaios pode não representar adequadamente a condição real no momento da realização da PCE, devido à variação sazonal.

Assim, utilizando os valores médios dos parâmetros de resistência obtidos, obteve-se uma curva congruente com os dados experimentais. Os resultados das provas de carga sem inundação para a estaca de 8 metros podem ser visualizados na Figura 60. Observa-se uma boa representatividade do modelo numérico em comparação com os dados experimentais.

Além disso os métodos semiempíricos de Aoki (1989) e Randolph & Wroth (1978) foram aplicados e teve suas curvas introduzidas na figura 59, em ambos os métodos, o trecho inicial linear foi bem representado, porém no trecho que representa a ruptura das estacas, não foi satisfatório.

Figura 60. Resultados do modelo numérico comparado a resultados de campo e resultado teórico para a estaca com 8 m sem inundação do terreno.



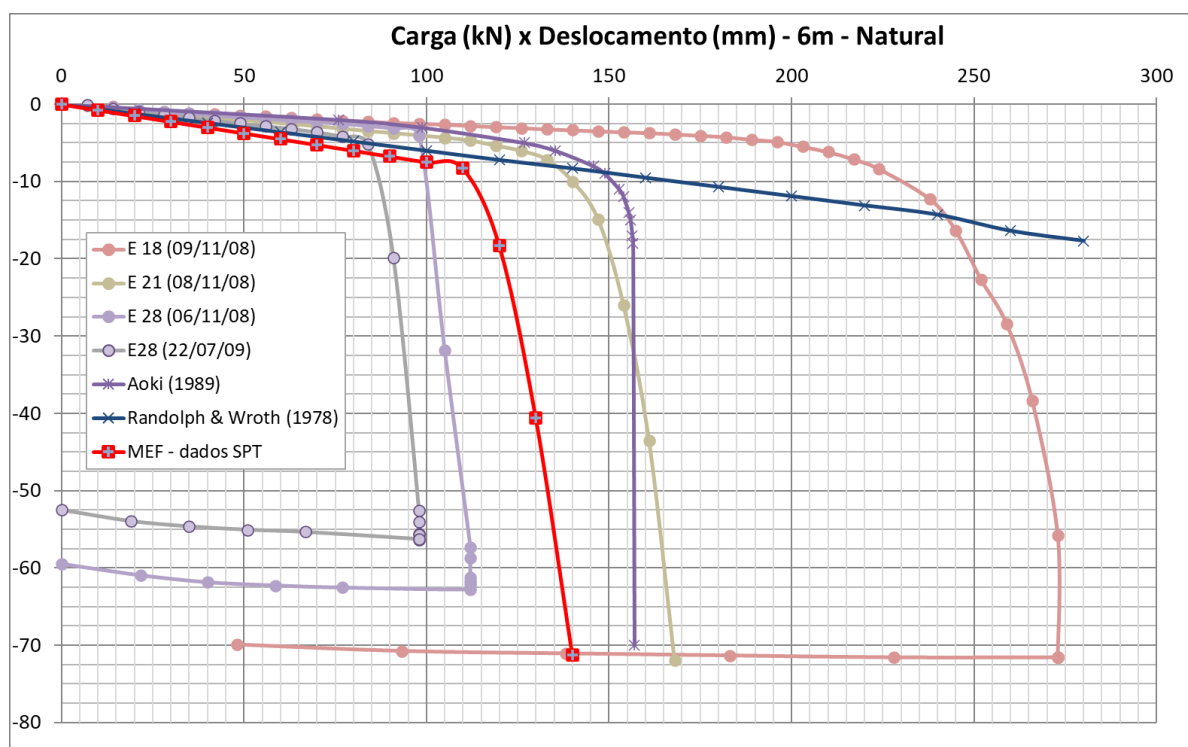
Fonte: Autor (2025).

Como parâmetros obtidos no SPT, foi utilizada apenas uma camada homogênea, com coesão de 14,77 kPa, ângulo de atrito de 28,5° e módulo de elasticidade de 5800 kPa. Nesse caso, foi utilizado apenas o modelo MC, tendo em vista que modelos mais robustos, como o Hardening Soil, demandam uma quantidade muito maior de parâmetros, o que acrescentaria maior variabilidade aos cálculos. Posto isso, e considerando também o SPT para a estaca de 6 m, os resultados são

apresentados na figura 61, onde se observa uma boa representatividade dos dados medidos e estimados por meio do MEF.

Para a curva carga x deslocamento de Aoki (1989), houve boa convergência dos dados, indicando uma boa representatividade para este caso. O método de Randolph & Wroth (1978) não teve boa congruência dos dados.

Figura 61. Resultados do modelo numérico versus ensaios de campo para a estaca com 6 m sem inundação do terreno.

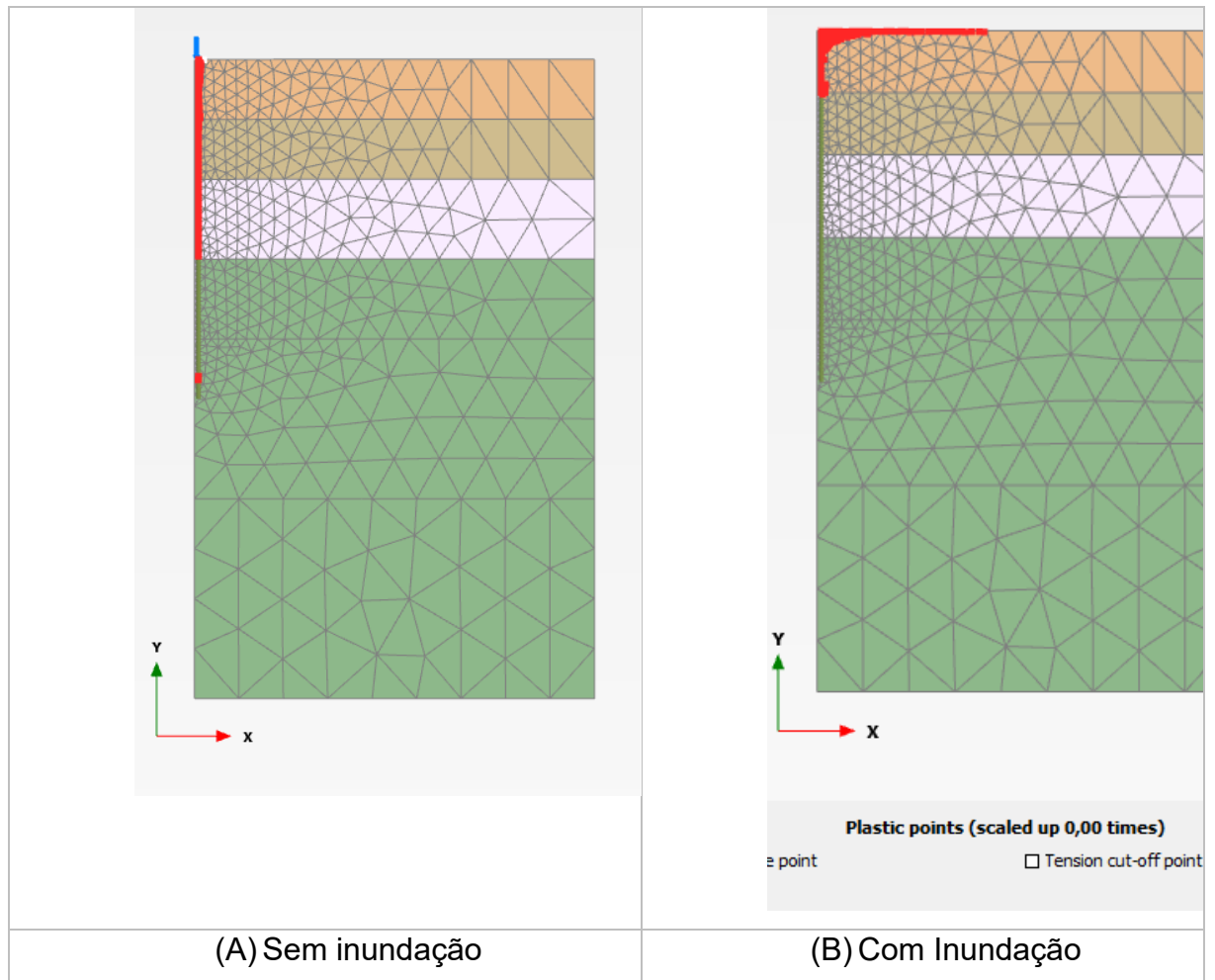


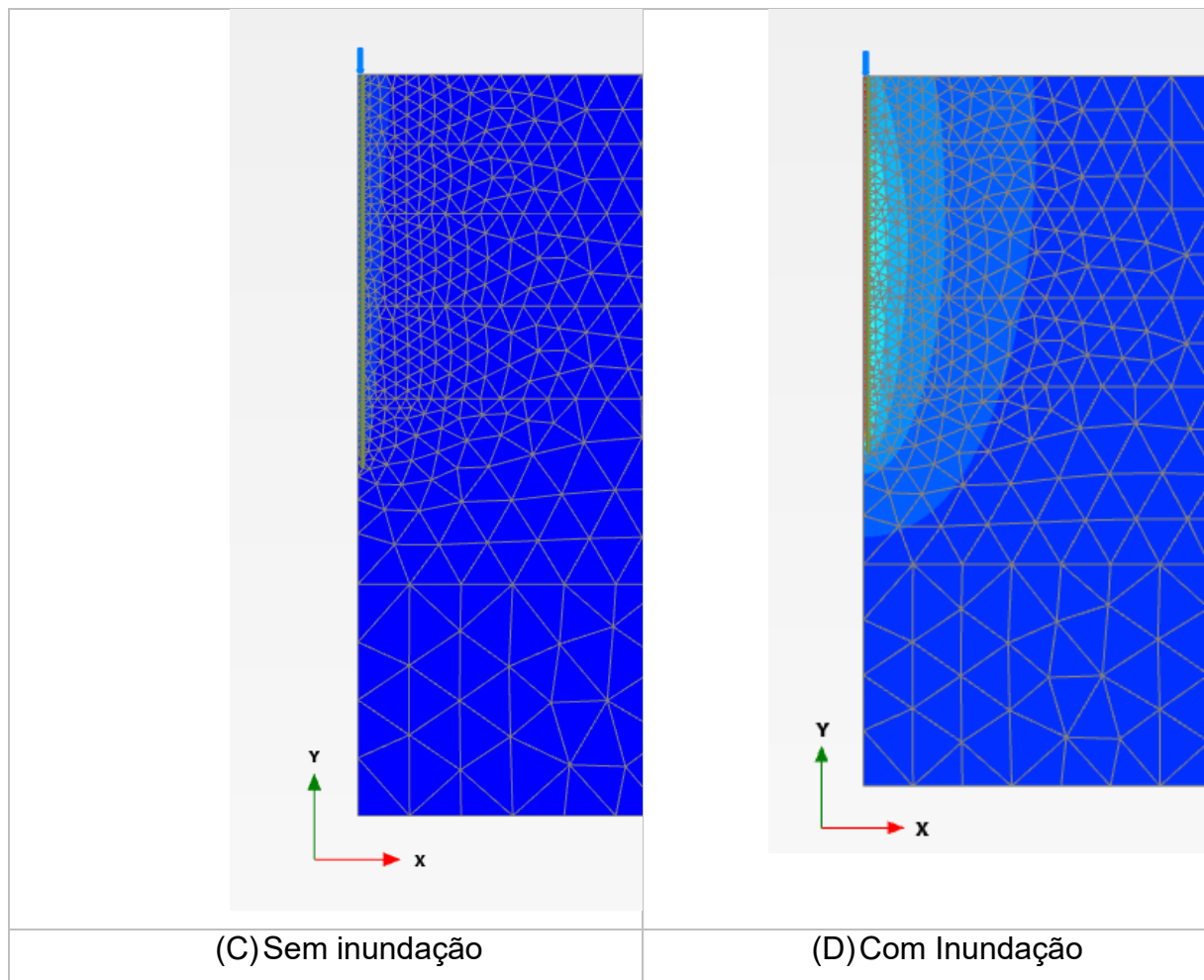
Fonte: Autor (2025).

Na Figura 62, pode-se observar, como exemplo, os pontos de plastificação para as estacas de 8 m, sendo (A) sem inundação e (B) com inundação. Observa-se uma maior plastificação nas estacas inundadas, bem como um maior deslocamento vertical. A plastificação das estacas inundadas se dá ao longo de parte do fuste, do seu trecho superior. Já as estacas não inundadas a plastificação se concentra no trecho superior, não ficando localizado apenas no fuste da estaca, como na condição inundada.

Dessa maneira é possível associar a modelagem numérica ao comportamento de campo de uma estaca em solo colapsível, que tem a mobilização de cargas e a plastificação do solo ou área de contato estaca-solo.

Figura 62. Pontos de plastificação das estacas sem e com inundação.





Fonte: Autor (2025).

No contexto deste estudo, que trata de fundações em solos colapsíveis, destaca-se que nem o MC nem o HS incluem explicitamente a evolução da sucção matricial. Assim, a transição entre condições secas e saturadas deve ser representada indiretamente, por meio da variação paramétrica de rigidez e resistência em função do teor de umidade. Quando o desempenho é governado por deformações, o MC tende a apresentar rigidez excessiva, enquanto o HS requer verificações de sensibilidade para evitar falsa confiança nos resultados. Em ambos os casos, recomenda-se a validação cruzada dos modelos com dados de provas de carga e medições de campo.

Para mitigar limitações, práticas recomendadas incluem: (i) calibração multi-critério, ajustando simultaneamente rigidez, resistência e parâmetros de endurecimento; (ii) análises de sensibilidade, variando parâmetros críticos; (iii) escolha do modelo compatível com o fenômeno de interesse; e (iv) explicitação das

hipóteses de modelagem, como regime de drenagem, anisotropia desconsiderada e aproximações dimensionais.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho teve como objetivo principal analisar o comportamento de estacas Mega em solos colapsíveis, sendo este um dos primeiros estudos voltados especificamente à aplicação de modelagem numérica para esse tipo de fundação em condições de solo não saturado. Mais do que buscar respostas definitivas, a proposta deste estudo inicial foi evidenciar o grande desafio que envolve a modelagem de estacas Mega em solos colapsíveis, sobretudo pela influência determinante da sucção matricial.

A sucção, apesar de fundamental para o entendimento da resistência aparente e da instabilidade estrutural desses solos, apresenta elevada variabilidade espacial e temporal, além de ser de difícil determinação em campo. Por isso, sua quantificação em diferentes períodos do ano, associada a ensaios complementares, torna-se essencial para refinar modelos futuros. Nesse contexto, a adoção de diferentes cenários de análise e a comparação entre distintos modelos constitutivos se mostram etapas indispensáveis para avançar no entendimento do fenômeno.

Os resultados obtidos até aqui indicam que tanto o modelo de Mohr-Coulomb quanto o Hardening Soil possuem potencial de aplicação, cada um com suas limitações e vantagens. O Hardening Soil mostrou melhor ajuste em laboratório, onde a variabilidade é mais controlada, enquanto o Mohr-Coulomb apresentou desempenho mais coerente em campo, em razão da menor quantidade de parâmetros exigidos. Essa constatação reforça a necessidade de ampliar a base de dados experimentais e explorar outros modelos constitutivos, capazes de representar com maior fidelidade as condições não saturadas e a complexidade do colapso estrutural.

Assim, este trabalho, em caráter exploratório, buscou não apenas avaliar o comportamento das estacas Mega em solos colapsíveis, mas também destacar a importância de se estabelecer estratégias de modelagem que considerem diferentes cenários, épocas do ano e constitutivos. Dessa forma, abre-se caminho para o desenvolvimento de análises mais robustas e representativas, que subsidiem a prática de projeto em situações onde os efeitos da sucção são decisivos.

7 PERSPECTIVAS PARA TRABALHOS FUTUROS

7 PERSPECTIVAS PARA TRABALHOS FUTUROS

Os resultados obtidos neste trabalho reforçam a importância da consideração de aspectos hidro-mecânicos de estacas Mega em solos colapsíveis, especialmente em situações de não saturação. No entanto, diversas possibilidades de aprofundamento ainda permanecem em aberto e poderiam contribuir significativamente para o avanço do conhecimento na área. Assim, sugere-se que futuras pesquisas considerem os seguintes pontos:

- Ampliação da base experimental em campo, com provas de carga estática realizadas em diferentes níveis de saturação do solo, permitindo a avaliação mais precisa da influência da sucção matricial sobre a capacidade de carga em diferentes condições sazonais.
- Caracterização geotécnica mais refinada, com uso de ensaios de laboratório voltados à determinação dos parâmetros específicos dos modelos constitutivos avançados, como o Hardening Soil e seus derivados, considerando também a possibilidade de adoção de modelos que incorporam diretamente os efeitos da sucção, como o Barcelona Basic Model (BBM) ou outras formulações para solos não saturados.
- Investigação do comportamento em longo prazo das estacas Mega, levando em consideração efeitos de colapso progressivo, variações de umidade sazonais e ciclos de molhamento e secagem, especialmente em regiões sujeitas a variações climáticas acentuadas.
- Estudos de retroanálise de fundações reais em solos colapsíveis, associando modelagem numérica tridimensional com dados instrumentados de campo, o que permitiria verificar a robustez dos modelos aplicados e calibrar com maior confiabilidade os parâmetros utilizados.
- Estudos micromecânicos e microestruturais, utilizando técnicas como microscopia eletrônica de varredura (MEV), difração de raios X (DRX) e tomografia computadorizada para caracterizar a estrutura interna dos solos colapsíveis antes e após o colapso. Tais estudos permitem entender a origem da metaestabilidade e o mecanismo físico associado ao ganho ou perda de resistência.

- Integração com inteligência artificial e aprendizado de máquina para prever o comportamento de fundações em solos colapsíveis com base em grandes conjuntos de dados de ensaios e modelagens, auxiliando no processo decisório em projetos geotécnicos.
- Análise da influência da compactação do entorno ou de técnicas de melhoria do solo antes da prensagem das estacas Mega, a fim de verificar a possibilidade de mitigação dos efeitos colapsíveis nas camadas superficiais.

O aprofundamento nos aspectos aqui sugeridos poderá contribuir para a formulação de diretrizes técnicas mais consistentes para o dimensionamento e execução de fundações em solos colapsíveis, promovendo maior segurança e eficiência nas obras em regiões com esse tipo de ocorrência geotécnica.

REFERÊNCIAS

8 REFERÊNCIAS

- ABEF - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE EMPRESAS DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA. **Manual de especificações de Produtos e Procedimentos da ABEF**. São Paulo: PINI, 1999.
- ABNT NBR 6118. **Projeto de estruturas de concreto**. Rio de Janeiro, 2024.
- ABNT NBR 6122. **Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 2022.
- ABNT NBR 9062. **Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado**. Rio de Janeiro, 2017.
- ABNT NBR 16903. **Solo – Prova de carga estática em fundação profunda**. Rio de Janeiro, 2020.
- ABNT NBR 8800. **Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro, 2008.
- ABNT NBR 12131. **Estacas – Prova de carga estática – Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2006.
- AGNELLI, N. **Comportamento de um solo colapsível inundado com líquidos de diferentes composições químicas**. 1997. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997.
- ALBIERO, J. H.; CINTRA, J. C. Â. Análise e projeto de fundações profundas. *In*: FALCONI, F.; CORRÊA, C. N.; ORLANDO, C.; SCHIMDT, C.; ANTUNES, W. R.; ALBUQUERQUE, P. J.; HACHICH, W.; NIYAMA, S. (org.) **Fundações - Teoria e Prática**. 2ª ed. São Paulo: PINI, 1998. p. 302-328.
- ALONSO, U. R. **Aspectos teóricos e práticos no reforço de fundações**. Geotecnia Brasil, 2021. 1 vídeo (2 horas e 6 minutos). Disponível em: <https://www.youtube.com/watch?v=jFNZDD9FKNA>. Acesso em: 10 fevereiro 2024.
- AOKI, N. (1989). **Prediction of the Behavior of Vertical Driven Pile under Static and Dynamic Conditions**. Proceedings of Twelfth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Discussion Session 1, Rio de Janeiro. Agosto. Vol. 2, p. 55-61.
- ARAUJO, R. S. **Estudo das estacas tipo “mega” objetivando seu projeto e sua execução**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005.
- BRINKGREVE, R.; LISI, D.; LAHOZ, M.; PANAGOULIAS, S. Validation and application of a new software tool implementing the PISA design methodology. **Journal of Marine Science and Engineering**, n. 8, v. 6, 457, 2020. <https://doi.org/10.3390/jmse8060457>

CAVALCANTE, E. H.; DANZIGER, F. A. B.; GIACHETI, H. L.; COUTINHO, R. Q.; SOUZA, A.; KORMANN, A. C. M.; BELINCANTA, A.; PINTO, C. S.; BRANCO, C. J. M. C.; FERREIRA, C. V.; CARVALHO, D.; MARINHO, F. A. M.; CINTRA, J. C. A.; DOURADO, K. C. A.; MORAES, L. S.; ALBUQUERQUE, L. H.; ALMEIDA, M. S. S.; GUTIERREZ, N. H. M.; ALQUEQUERQUE, P. J. R.; CHAMECKI, P. R.; CUNHA, R. P.; TEIXEIRA, R. S.; MENEZES, S. M.; LACERDA, W. A. **Campos Experimentais Brasileiros**. Lisboa: Geotecnia, 2007.

ÇELİK, S. Comparison of Mohr-Coulomb and Hardening Soil Models Numerical Estimation of Ground Surface Settlement Caused by Tunneling. **Journal of the Institute of Science and Technology**, v. 7, n. 4, p. 95–102, 2017.

CINTRA, J. C. A. **Fundações em Solos Colapsíveis**. São Carlos: Serviço Gráfico da EESC/USP, 1998.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas - projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

DIAS, F. J. G.; ELEUTÉRIO, J. O. S. Modelagem numérica de uma estrutura de solo grampeado em solo argiloso. *In*: XIX CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 2018, Salvador. **Anais [...]**. Salvador, Associação Brasileira de Mecânica e Engenharia Geotécnica, 2018.

DONADON, E. F. **Comportamento de estacas “Mega” de concreto, implantadas em solo colapsível**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2009.

FALCÃO, P. R. **Avaliação do impacto na inundação na resistência e deformabilidade de um solo laterítico e colapsível: estudo experimental e numérico**. 2021. 237 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2021.

FARAGGI, D. **Análise de reforço de fundação com estaca Mega em solo colapsível**. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Presbiteriana Mackenzie, São Paulo, 2016.

FERREIRA, S. R. M. Solos colapsíveis no Brasil: características e comportamento geotécnico de alguns solos. *In*: IV CONGRESSO LUSO BRASILEIRO DE GEOTECNIA E XI CONGRESSO NACIONAL DE GEOTECNIA, 2008, Coimbra. **Anais [...]**. Coimbra: SPG, 2008.

FERREIRA, C. V. **Influência da inundação do solo no comportamento de estacas moldadas in loco, instrumentadas, em campo experimental de Bauru**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil - Geotecnia) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

FISH, J.; BELYTSCHKO, T. **A first course in finite elements**. England: Wiley, 2007.

FONSECA, D. S. **Avaliação do potencial colapsível e expansivo de solos do Nordeste brasileiro por meio de métodos qualitativos e quantitativos**. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2020.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. An overview of unsaturated soil behaviour. *In: UNSATURATED SOILS*, 1993, Dallas. **Proceedings** [...]. Dallas: ASCE, 1993.

FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R.; WIDGER, R. A. The shear strength of unsaturated soils. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 15, n. 3, 313-321, 1978. <https://doi.org/10.1139/t78-029>

JENNINGS, J. E.; KNIGHT, K. A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to collapse of grain structure. *In: 6TH REGIONAL CONFERENCE FOR AFRICA ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING*, 1975, Durban. **Proceedings** [...]. Durban: Balkema, 1975.

JUNQUEIRA, S. **Aspectos práticos sobre a instalação e utilização de estacas prensadas**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 1994.

JUNQUEIRA, S. **Estacas Mega**. São Carlos: Universidade de São Paulo, 1995.

KAYA, M.; OZTURK, H. **Surface settlements induced by tunnel excavation: numerical predictions using Mohr–Coulomb and hardening soil models**. *Teknik Dergi*, v. 31, n. 1, p. 9883-9906, 2020.

KIM, S.; JEONG, S. 3D numerical investigation of the reduction in load capacity of piles in collapsible soils. **Revista Contribuciones a las Ciencias Sociales**, v. 3, n. 1, p. 1–10, 2010.

LIMA, D. **Estaca Mega Metálica**. JJ Lima Reforços, 2024. Disponível em: <https://www.jjlimaempreiteira.com.br/estaca-mega-metalica>. Acesso em: 10 fevereiro 2024.

LOPES, A. B. S. P. **Estudo de ensaios em centrífuga geotécnica**. Projeto de Graduação (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade de Brasília, Brasília, 2006.

LUTENEGGER, A. J.; SABER, R. T. Determination of collapse potential of soils. **Geotechnical Testing Journal**, n. 11, v. 3, 173–178, 1988.

MAFFEI, C. E. M.; GONÇALVES, H. H. S. Innovative techniques used to plumb two 57 m height concrete buildings leaning 3.8 and 3.1%. **Innovative Infrastructure Solutions**, v. 1, n. 33, p. 1-18, 2016. <https://doi.org/10.1007/s41062-016-0032-9>

MARTINS, P. D. F.; FAGUNDES, D. D. F. Simulação Numérica de Ensaio de Prova de Carga Estática em uma Estaca Utilizando o PLAXIS 2D. *In: XX CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA*, 2020,

Campinas. **Anais** [...]. Campinas: Associação Brasileira de Mecânica e Engenharia Geotécnica, 2020.

MASET, V. L.; OLIVEIRA, J. A. D.; FISCINA, L. F. G.; FALCONI, F. F. Caso de obra com implantação de um subsolo abaixo de edificação tombada. *In*: 10º SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 2023, São Paulo. **Anais** [...]. São Paulo: Associação Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia, 2023.

MAURO, F. **Igreja “flutua” a 31 m para ser preservada em obra na região da Paulista**. Folha de São Paulo, 2018. Disponível em: <https://www1.folha.uol.com.br/cotidiano/2018/07/igreja-flutua-a-31-m-para-ser-preserveda-em-obra-na-regiao-da-paulista.shtml#:~:text=Um%20delicado%20projeto%20de%20engenharia,regi%C3%A3o%20central%20de%20S%C3%A3o%20Paulo>. Acesso em: 10 março 2024.

MENDONÇA, H. M. X. D. **Sobre a modelagem de problemas da engenharia geotécnica pelo método dos elementos finitos**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005.

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

MILITITSKY, J.; DIAS, C. R. R. Estacas Mega: comportamento e aplicação em reforço de fundações. *In*: SEMINÁRIO NACIONAL DE FUNDAÇÕES, 1986, São Paulo. **Anais** [...]. São Paulo: ABMS, 1986.

NEVES, E. M. D. Discussão de “Análise numérica de solos não saturados colapsíveis: aplicação em uma pequena barragem de terra experimental”. **Geotecnia**, n. 148, p. 5–9, 2020.

OBRZUD, R. On the use of the Hardening Soil Small Strain model in geotechnical practice. *In*: NUMERICS IN GEOTECHNICS AND STRUCTURES, 2010, Lausanne. **Proceedings** [...]. Lausanne: Elmeppress International, 2010.

OLIVEIRA, J. A. L. D.; MELLO, S.; SOUZA, T. D. J.; QUERELLI, A. Renivelamento e Reforço de Fundação de Edifício de 12 andares em Salto (SP). *In*: 10º SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 2023, São Paulo. **Anais** [...]. São Paulo: Associação Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia, 2023.

OLIVEIRA, M. S. F. **Análise do comportamento geotécnico de sapatas assentes sobre solo melhorado com estaca Mini-RAP**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de São João del-Rei, São João del-Rei, 2016.

OLIVEIRA, G. S. M. D. Modelagem numérica de fundações em solos colapsíveis. *In*: Congresso Nacional de Geotecnia, 2000, Porto. **Anais** [...]. Porto: SPG, 2000.

- RAHMAN, M. S. et al. **Global optimization-based inverse analysis for the non-uniqueness problem of the hardening soil model parameters**. *Scientific Reports*, v. 15, n. 1, p. 1-15, 2025.
- RANDOLPH, M. F.; WROTH, C. P. **Analysis of deformation of vertically loaded piles**. *Géotechnique*, London, v. 28, n. 2, p. 423–435, 1978. DOI: 10.1680/geot.1978.28.2.423
- RODRIGUES, R. A.; VILAR, O. M. Small-strain shear modulus and shear strength of an unsaturated clayey sand. *In: 18TH INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING*, 2013, Paris. **Proceedings [...]**. Paris: Presses des Ponts, 2013.
- SANTOS, R. F. D. **Estudo da capacidade resistente do contato de elementos pré-moldados de fundação**. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Fundação Universidade Federal de Mato Grosso do Sul, Campo Grande, 2023.
- SCHANZ, T.; VERMEER, A.; BONNIER, P. The hardening soil model: formulation and verification. *In: BEYOND 2000 COMPUTACIONAL GEOTECHNICS - 10 YEARS PLAXIS*, 1999, Rotterdam. **Proceedings [...]**. Rotterdam: Balkema, 1999.
- SCHWEIGER, H. F. The Role of Advanced Constitutive Models in Geotechnical Engineering. **Geomechanics and Tunnelling**, v. 1, n. 5, p. 336–344, 2008. <https://doi.org/10.1002/geot.200800033>
- TADEPALLI, R.; RAHARDJO, H.; FREDLUND D. G. Measurements of matric suction and volume changes during inundation of collapsible soil. **Geotechnical Testing Journal**, v. 15, n. 2, 115–122, 1992. <https://doi.org/10.1520/GTJ10233J>
- TAGAYA, K.; SUZUKI, K.; TANAKA, T. Pullout resistance of plate anchors in sand. *In: 11TH INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING*, 1985, San Francisco. **Proceedings [...]**. San Francisco, 1985.
- VANAPALLI, S. K.; FREDLUND, D. G.; PUFAHL, D. E.; CLIFTON, A. W. Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. **Canadian Geotechnical Journal**, n. 33, v. 3, 379-392, 1996. <https://doi.org/10.1139/t96-060>
- VELLOSO, D. D. A.; LOPES, F. D. R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.
- VELLOSO, D.; LOPES, F. D. R. Concepção de Obras de Fundações. *In: FALCONI, F.; CORRÊA, C. N.; ORLANDO, C.; SCHIMDT, C.; ANTUNES, W. R.; ALBUQUERQUE, P. J.; HACHICH, W.; NIYAMA, S. (org.) Fundações - Teoria e Prática*. 2ª ed. São Paulo: PINI, 1998. p. 211-226.
- VIEIRA, B. L. M. D. O. **Análise do comportamento mecânico de um solo colapsível frente a diferentes fluidos de inundação objetivando-se seu efeito em fundações rasas**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2013.

VILAR, O. M.; FERREIRA, S. R. D. M. Solos não saturados. *In*: CARVALHO, J. C. D.; GITIRANA JUNIOR, G. D. F. N.; MACHADO, S. L.; MASCARENHA, M. M. D. A.; SILVA FILHO, F. C. D. (org.) **Solos não saturados no contexto geotécnico**. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2015. p. 415-440.

VILAR, O. M.; RODRIGUES, J. E.; NOGUEIRA, J. B. Solos colapsíveis: um problema para a engenharia de solos tropicais. *In*: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS TROPICAIS EM ENGENHARIA, 1981, Rio de Janeiro. **Anais** [...]. Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1981.

YAMADA, M. C. **Estudo da Resistência ao Cisalhamento de Perfil de Solo Tropical do Campo Experimental da Unesp - Bauru**. Relatório de Pesquisa, 1999.

YAÑEZ, D. G.; ARAÚJO, R.; OLIVEIRA, A. D. Aferição do aumento da capacidade de carga em estacas mega metálicas por injeção de calda de cimento através de provas de carga. *In*: 9º SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 2019, São Paulo. **Anais** [...]. São Paulo: Associação Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia, 2019.