

# **BIG DATA E INTELIGÊNCIA ARTIFICIAL APLICADOS A FUNDAÇÕES**

**DARYM JÚNIOR FERRARI DE CAMPOS**

**ORIENTADOR: PROF. JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO, Dr**  
**COORIENTADOR: LUAN CARLOS DE SENA MONTEIRO OZELIM, DSc**

**TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA**  
**PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM GEOTECNIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**FACULDADE DE TECNOLOGIA**  
**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**

Junho 2022

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA  
FACULDADE DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**BIG DATA E INTELIGÊNCIA ARTIFICIAL APLICADOS A  
FUNDAÇÕES**

**DARYM JÚNIOR FERRARI DE CAMPOS**

ORIENTADOR: PROF. JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO, Dr  
COORIENTADOR: LUAN CARLOS DE SENA MONTEIRO  
OZELIM, DSc

**TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA**

**PUBLICAÇÃO: G.TD 172/2022**

**BRASÍLIA-DF: JUNHO DE 2022**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA  
FACULDADE DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**BIG DATA E INTELIGÊNCIA ARTIFICIAL APLICADOS A  
FUNDAÇÕES**

**DARYM JÚNIOR FERRARI DE CAMPOS**

**TESE DE DOUTORADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E  
AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS  
PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR EM GEOTECNIA.**

**APROVADA POR:**

---

**JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO, Dr (UnB)  
(ORIENTADOR)**

---

**LUAN CARLOS DE SENA MONTEIRO OZELIM, DSc (UnB)  
(COORIENTADOR)**

---

**ANDRÉ LUÍS BRASIL CAVALCANTE, DSc (UnB)  
(EXAMINADOR INTERNO)**

---

**MAURÍCIO MARTINES SALES, DSc (UFG)  
(EXAMINADOR EXTERNO)**

---

**CARLOS MEDEIROS SILVA, DSc (EMBRE)  
(EXAMINADOR EXTERNO)**

**DATA: BRASÍLIA/DF, 30 DE JUNHO DE 2022.**

## FICHA CATALOGRÁFICA

FERRARI DE CAMPOS, DARYM JUNIOR

Big Data e Inteligência Artificial aplicados a Fundações. [Distrito Federal].  
ix, 143p. (ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia, 2022)  
Tese de Doutorado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.  
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Estacas tipo Hélice Contínua	2. Energia de Execução
3. Provas de Carga	4. Desempenho
I. ENC/FT/UnB	II. Doutor

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

FERRARI DE CAMPOS, D. J. (2022). Big Data e Inteligência Artificial aplicados a Fundações. Tese de Doutorado, Publicação G.TD 172/2022, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 143p.

## CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Darym Júnior Ferrari de Campos

TÍTULO DA TESE DE DOUTORADO: Big Data e Inteligência Artificial aplicados a Fundações.

GRAU: DOUTOR

ANO: 2022

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta tese de doutorado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta tese de doutorado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

---

**Darym Júnior Ferrari de Campos**  
SQNW 309 Bloco J, Noroeste.  
CEP: 70687-150, Noroeste-DF-Brasil

*Aos meus pais Waldivino e Maria Sueli, a minha  
irmã Denise e a minha esposa Lissiane, pelo  
incondicional apoio em todos momentos da minha vida.  
Ainda, a nossa filha Júlia, que chegou para dar nos  
completar e dar sentido a tudo.*

## AGRADECIMENTOS

À Deus, por me dar força e sabedoria para a realização dessa tese.

Aos meus familiares, em especial ao meu pai Waldivino Pereira de Campos, minha mãe Maria Sueli Ferrari de Campos e minha irmã Denise Ferrari de Campos, por estarem sempre presentes na minha vida, me compreendendo e apoiando em todos os momentos e decisões.

À minha esposa Lissiane Alcantara Ferrari, por fazer parte de mim, pelo seu amor, companheirismo, por sempre acreditar, me incentivar e por ter me dado o melhor presente, a nossa filha Júlia, que nos transborda e nos completa de amor.

Ao professor e orientador José Camapum de Carvalho, pelos anos de aprendizado, amizade, compreensão e profissionalismo que eu tanto me inspiro a cada dia.

Ao meu amigo e orientador Luan Ozelim, que eu já tenho como um irmão, sempre transmitindo conhecimento, incentivo e acima de tudo, tendo paciência e dedicação.

Aos meus grandes amigos pelos conselhos, apoio e por estarem sempre presentes comigo. Ainda, aos que contribuíram de alguma forma pelo êxito da tese.

Ao programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília e a todos os professores envolvidos, pela oportunidade durante esses anos de aprendizado e maturidade que contribuíram bastante para a minha formação profissional.

À empresa ENGESOL, em especial aos engenheiros e sócios Hoover Paolucci e Sergio Paolucci, pelo apoio e contribuição com as informações necessárias à pesquisa e pela confiança que sempre depositaram em mim.

À empresa EMBRE, na pessoa do engenheiro Carlos Medeiros, por todo o apoio e por deixar sempre a porta da empresa sempre aberta.

# BIG DATA E INTELIGÊNCIA ARTIFICIAL APLICADOS A FUNDAÇÕES

A engenharia de fundações passa por uma constante evolução em busca de novos equipamentos e elementos de fundação que possam gerar maior produtividade e estarem sujeitos a um maior controle de qualidade durante sua execução. No mesmo sentido, é natural o esforço pela busca de novas ferramentas computacionais e ideias que possam potencializar a qualidade dos dados e dos resultados gerados em campo. Dentro desse propósito, o foco da presente tese foi dado ao tipo de estaca mais utilizada do Brasil, a hélice contínua monitorada (EHC). Para cada perfuração, pode-se aferir os níveis de energia necessários para a execução das estacas, o que fornece, quase que instantaneamente, dados relevantes para o entendimento do desempenho das estacas quando as variações individuais desse gasto energético são interpretadas. Atualmente, a era *Big Data* é realidade, o que significa que todo profissional capacitado deve tentar aproveitar os dados disponíveis para obter indiretamente novas informações. Os estudos aqui vão utilizar a combinação de algoritmos de inteligência artificial (IA) e o fluxo de trabalho analítico de Big Data para interpretar como a energia necessária para a execução desse tipo de fundação pode ser utilizada como uma variável capaz de representar o desempenho real em termos de carga versus recalque, que representa uma das informações mais desejadas para viabilizar o sucesso das obras. No decorrer da tese, elaboraram-se modelos de IA a partir da combinação de dados experimentais coletados de obras reais e a partir da utilização de técnicas de aumento de dados para geração de dados sintéticos. Esses dados sintéticos se fizeram necessários pois a qualidade e quantidade dos dados reais se mostrou insuficiente para o treino de modelos robustos. Para gerar os dados sintéticos, simulações numéricas foram calibradas para reproduzir fielmente dados de campo. Previamente à calibração do modelo de elementos finitos, foi realizado um estudo gradativo e robusto de malha e convergência. Uma das características desse modelo é que foi usada a sub-rotina USDFLD do software Abaqus® para reprodução da estratigrafia de camadas irregulares do local. Para a calibração, foram geradas 310 combinações dos parâmetros de entrada do modelo por meio da técnica do Hipercubo Latino, de forma a buscar aquele conjunto de parâmetros que gerava curvas carga *versus* recalque mais próxima àquelas efetivamente observadas em três estacas reais. Posteriormente, com o modelo calibrado, um total de 134 estacas tiveram a combinação de energia de execução aferida e curva carga *versus* recalque disponibilizada, a partir das quais foram elaborados dois modelos de IA baseado na aprendizagem de máquina, utilizando o tipo Regressão de Vetor

Suporte. Mesmo considerando que os dados seguiram o modelo de Chin-Kondner, observou-se que, quando comparados às curvas experimentais, as curvas carga *versus* recalque geradas pelos modelos apresentaram em vários casos ajustes altamente aderentes, considerando para este procedimento metodológico resultados satisfatórios. Destaca-se que a qualidade e a quantidade de dados são fundamentais para aumentar o poder de confiabilidade e predição do modelo. Além disso, o modelo e o fluxo metodológico proposto revelam ser possível desempenhar uma análise individual das estacas, o que tende a aumentar a qualidade dos projetos e a confiabilidade dos estaqueamentos monitorados.

# **BIG DATA AND ARTIFICIAL INTELLIGENCE APPLIED TO FOUNDATIONS**

Foundation engineering is constantly evolving in search of new equipment and foundation elements that can generate greater productivity and be subject to greater quality control during execution. In the same sense, it is natural the effort to search for new computational tools and ideas that can enhance the quality of data and results generated in the field. Within this purpose, the focus of this thesis will be given to the most used type of pile in Brazil, the monitored continuous flight auger pile (CFAP). For each drilling, it is possible to measure the energy levels required for the execution of the piles, which provides, almost instantly, relevant data to understand the performance of the piles when the individual variations of this energy expenditure are interpreted. Today, the Big Data era is already a reality, which means that every trained professional should try to leverage the available data to obtain new information indirectly. The studies here will use the combination of Artificial Intelligence (AI) algorithms and the analytical workflow of Big Data to interpret how the energy required to execute this type of foundation can be used as a variable capable of representing the actual performance in terms of load-settlement curve, which represents one of the most desired information to enable the success of the construction sites. During the thesis, AI models were elaborated from the combination of experimental data collected from real construction sites and from the use of data augmentation techniques to generate synthetic data. This synthetic data was necessary because the quality and quantity of the real data was insufficient to train robust models. To generate the synthetic data, numerical simulations were calibrated to faithfully reproduce field data. Prior to calibrating the FEM model, a gradual robust meshing and convergence study was performed. One of the features of this model is that the USDFLD subroutine of the Abaqus® software was used to reproduce the irregular layer stratigraphy of the site. For calibration, 310 combinations of model input parameters were generated through the Latin Hypercube Sampling (LHS) technique, in order to find the set of parameters that generated the load-settlement curves closest to those actually observed in three real piles. Subsequently, with the calibrated model, a total of 134 piles had the combination of execution energy and load-settlement curve available, from which two AI models were developed based on machine learning, using the Support Vector Regressor (SVR) type. Even considering that the data followed the Chin-Kondner model, it was observed that, when compared to the experimental curves, the load-settlement curves generated by the models presented in several cases highly adherent fits, considering for this methodological procedure satisfactory results. It is emphasized that the quality and quantity of

data are fundamental to increase the models reliability and prediction power. In addition, the model and the methodological flow proposed reveal that it is possible to perform an individual analysis of the piles, which tends to increase the quality of the projects and the reliability of the piles monitored.

# SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO .....	1
1.1	MOTIVAÇÃO.....	4
1.2	OBJETIVOS DA PESQUISA .....	5
1.3	ESTRUTURA DA TESE .....	5
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	7
2.1	ESTACA HÉLICE CONTÍNUA.....	7
2.2	RELAÇÃO DO TORQUE DE EXECUÇÃO DE ESTACAS COM A CAPACIDADE DE CARGA.....	10
2.3	ENERGIA COMO PARÂMETRO DE CONTROLE EXECUTIVOS DE EHC.....	13
2.4	ENERGIA COMO PARÂMETRO DE AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS MATERIAIS PERFURADOS.....	16
2.5	FLUXO DE TRABALHO UTILIZANDO <i>BIG DATA</i> .....	17
2.5.1	MINERAÇÃO DE DADOS A PARTIR DE FONTES DE DADOS .....	19
2.5.2	GESTÃO DE DADOS .....	20
2.5.3	MODELAGEM DE DADOS.....	21
2.5.4	ANÁLISE E VISUALIZAÇÃO DE RESULTADOS .....	22
2.6	VARIABILIDADE DOS SOLOS E DO CLIMA NO DISTRITO FEDERAL.....	22
2.7	CONSIDERAÇÕES DA NORMA BRASILEIRA NBR 6122:2019.....	25
2.8	MÉTODOS NUMÉRICOS APLICADOS A FUNDAÇÕES.....	28
2.9	MODELOS DE INTELIGÊNCIA ARTIFICIAL APLICADOS A FUNDAÇÕES ..	32
2.10	ANÁLISE DA INSTALAÇÃO DAS ESTACAS E COMPETÊNCIA DO MACIÇO.....	36
2.11	ESTADO DE TENSÃO COMO ELEMENTO DETERMINANTE PARA A ENERGIA DE EXECUÇÃO .....	37
2.11.1	ESTUDOS INTERNACIONAIS .....	37

2.11.2	ESTUDOS NO DISTRITO FEDERAL.....	41
2.12	PROVAS DE CARGA ESTÁTICA DE DESEMPENHO.....	43
2.12.1	MÉTODO POR VAN DER VEEN.....	45
2.12.2	MÉTODO POR CHIN-KONDNER .....	46
2.12.3	MÉTODO POR CAMAPUM DE CARVALHO <i>ET AL.</i> (2010).....	47
2.12.4	INCERTEZAS COM AS METODOLOGIAS DE EXTRAPOLAÇÃO E NECESSIDADE DE NOVAS FORMULAÇÕES.....	48
3	METODOLOGIA .....	51
3.1	MINERAÇÃO DE DADOS – COLETA DE DADOS DE PROVAS DE CARGA E ENERGIA DE EXECUÇÃO .....	53
3.2	GESTÃO DE DADOS – ELABORAÇÃO DE MODELOS A PARTIR DE DADOS DE CAMPO E SIMULAÇÕES NUMÉRICAS.....	53
3.3	MODELAGEM DE DADOS - ELABORAÇÃO DE MODELOS DE INTELIGÊNCIA ARTIFICIAL.....	57
3.4	ANÁLISE E VISUALIZAÇÃO DE RESULTADOS – DESEMPENHO DAS ESTACAS .....	59
4	MODELAGENS E ANÁLISES DOS RESULTADOS.....	60
4.1	MINERAÇÃO DE DADOS.....	60
4.1.1	CARACTERÍSTICAS DAS DIVERSAS OBRAS.....	60
4.1.2	CARACTERÍSTICAS DA OBRA ESPECÍFICA .....	61
4.1.3	PROVAS DE CARGA.....	62
4.1.4	RELATÓRIO DAS ESTACAS .....	65
4.2	GESTÃO DE DADOS .....	66
4.2.1	ENERGIA DE EXECUÇÃO .....	66
4.2.2	ELABORAÇÃO DE MODELOS PARA A PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS HELICE CONTINUA .....	67
4.3	MODELAGEM DE DADOS .....	87
4.3.1	ESCOLHA DOS MODELOS DE INTELIGÊNCIA ARTIFICIAL.....	87

4.3.2	ELABORAÇÃO DE MODELOS DE INTELIGÊNCIA ARTIFICIAL .....	88
4.4	ANÁLISE E VISUALIZAÇÃO DE RESULTADOS.....	90
4.4.1	DESEMPENHO DAS ESTACAS HÉLICE CONTÍNUAS .....	90
4.4.2	EFEITO DO POSICIONAMENTO DAS ESTACAS EM RELAÇÃO A CAPACIDADE DE CARGA.....	91
5	CONCLUSÕES.....	95
5.1	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS .....	98
A	PASSOS E SOLUÇÕES NUMÉRICAS.....	111
A.1	GEOMETRIA E DIMENSÃO ( <i>PART</i> ).....	111
A.2	MODELOS CONSTITUTIVOS E PARÂMETROS DOS MATERIAIS ( <i>PROPERTY</i> ).....	117
A.3	MONTAGEM DO MODELO ( <i>ASSEMBLY</i> ).....	119
A.4	PASSOS CONSTRUTIVOS ( <i>STEPS</i> ).....	120
A.5	INTERAÇÕES DO MODELO ( <i>INTERACTIONS</i> ) .....	122
A.6	CARREGAMENTO ( <i>LOAD</i> ) E CONDIÇÕES DE CONTORNO ( <i>BOUNDARY CONDITIONS</i> ).....	126
A.7	DEFINIÇÃO DA MALHA ( <i>MESH</i> ) .....	129
A.8	RESOLUÇÃO DO MODELO ( <i>JOB</i> ) .....	130
A.9	VISUALIZAÇÃO DO RESULTADO DA SIMULAÇÃO ( <i>VISUALIZATION</i> ).....	137
B	ESTACAS TESTADAS PELOS MODELOS DE IA.....	140

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Etapas dos procedimentos executivos de uma estaca hélice contínua .....	7
Figura 2.2 – Sistema de monitoramento para a perfuração das EHC .....	9
Figura 2.3 – Sistema de perfuração e forças – a) Bottom Drive; b) Sistema CFA .....	15
Figura 2.4 – Subconjuntos da inteligência artificial (Wauke, 2020, tradução nossa) .....	33
Figura 2.5 - Espacialização da densidade de energia volumétrica para as estacas de fundação (Ferrari de Campos, 2018) .....	36
Figura 2.6 - Espacialização das cargas de ruptura por meio da densidade de energia de execução (Ferrari de Campos, 2018) .....	36
Figura 2.7 - Tensões totais horizontais atrás e na frente da parede de contenção, antes e depois da escavação e instalação da contenção, e a longo prazo (modificado de Richards <i>et al.</i> , 2007) .....	38
Figura 2.8 - Trajetórias em elementos do solo na escavação durante diferentes sequências de construção, modificado de Gaba <i>et al.</i> (2003) .....	39
Figura 2.9 - Estado de tensão total horizontal no ponto A2 em diferentes larguras de escavação e no final da consolidação, modificado de Costa (2005) .....	40
Figura 2.10 - Corte A-A' para a análise de tensões no solo a diferentes profundidades e sequências de escavação e previsão de tensões no solo durante o processo executivo da contenção afetadas pela sucção (Modificado de Ruge Cárdenas, 2014).....	41
Figura 2.11 - Trecho correspondente a área de influência entre estacas de contenção e fundação (Ferrari de Campos, 2018) .....	42
Figura 2.12 – Estimativa de $P_{ult}$ .....	45
Figura 2.13 - Carga de ruptura segundo o método de Chin-Kondner (Alonso, 1983).....	46
Figura 2.14 – (a) Curvas Tempo versus Deslocamento Vertical; (b) Carga versus Coeficiente de Recalque (Camapum de Carvalho <i>et al.</i> , 2010).....	47
Figura 3.1 – Fluxo de trabalho <i>big data</i> – Metodologia.....	52
Figura 3.2 – Detalhamento da proposta metodológica.....	52
Figura 3.3 - Desempenho do modelo em função da quantidade de dados .....	58
Figura 4.1 - Seção B-B' com os resultados das sondagens (Ferrari de Campos, 2018) .....	61
Figura 4.2 - Locação dos ensaios de prova de carga (Ferrari de Campos, 2018) .....	62
Figura 4.3 - Curvas carga <i>versus</i> recalque das Estacas P38AA, P12CE e P2DC .....	63

Figura 4.4 - Carga <i>versus</i> recalque imediato acumulado e Raiz da carga <i>versus</i> raiz do recalque (Estaca P38AA).....	63
Figura 4.5 - Carga <i>versus</i> recalque imediato acumulado e Raiz da carga <i>versus</i> raiz do recalque (Estaca P12CE) .....	64
Figura 4.6 - Carga <i>versus</i> recalque imediato acumulado e Raiz da carga <i>versus</i> raiz do recalque (Estaca P2DC).....	64
Figura 4.7 – Recorte da base dos dados brutos das estacas em arquivos <i>.mdb</i> .....	66
Figura 4.8 – Energia de execução calculada da Estaca P38AA .....	66
Figura 4.9 - Energia de execução calculada da Estaca P12CE .....	67
Figura 4.10 - Energia de execução calculada da Estaca P2DC.....	67
Figura 4.11 – Vista isométrica das dimensões gerais e dos elementos estruturais dos modelos .....	69
Figura 4.12 - Vista isométrica dos elementos estruturais (Cortina de contenção e grampos) .	70
Figura 4.13 - Vista isométrica e longitudinal dos elementos estruturais (Estacas - Grupos)...	70
Figura 4.14 – Modelo 3D da estratigrafia da fundação construído a partir das sondagens à percussão .....	71
Figura 4.15 – Corte dos perfis estratigráficos para as estacas ensaiadas .....	71
Figura 4.16 – Refinamento DM1, DM2 e DM3 - Modelos Testes .....	76
Figura 4.17 – Refinamento DM1, DM2 e DM3 - Elementos estruturais dos Modelos Testes	76
Figura 4.18 - Curvas carga <i>versus</i> recalque dos modelos testes DM1, DM2 e DM3 .....	77
Figura 4.19 - Curvas experimentais e numéricas (Estacas P12CE) .....	82
Figura 4.20 - Curvas experimentais e numéricas (Estacas P38AA) .....	83
Figura 4.21 - Curvas experimentais e numéricas (Estacas P2DC).....	83
Figura 4.22 – Refinamento da malha para o Modelo 8M .....	84
Figura 4.23 - Refinamento da malha para o Modelo 9M.....	84
Figura 4.24 - Refinamento da malha para o Modelo 14M.....	85
Figura 4.25 – Curvas carga <i>versus</i> recalque de estacas simuladas numericamente P1DB (l=9m; d=0.5m) e P2CA (l=14m; d=0.5m) .....	86
Figura 4.26 - Curvas carga <i>versus</i> recalque de estacas ensaiadas experimentalmente PE47A (l=22m; d=0.5m) e PC3 (l=11m; d=0.5m).....	86
Figura 4.27 – Modelo da carga última da estaca ( $P_{ult}$ ).....	88
Figura 4.28 - Modelo do parâmetro B.....	89
Figura 4.29 - Curvas carga <i>versus</i> recalque das estacas testes P34C e P7CA .....	90
Figura 4.30 - Condições Geostáticas prévias a escavação .....	92

Figura 4.31 – Estacas selecionadas e o comportamento em termos de deslocamentos (U).....	93
Figura 4.32 – Estado de tensão (S33) do modelo – Seção transversal.....	93
Figura 4.33 – Estado de tensão (S33) do modelo – Seção longitudinal.....	94
Figura 4.34 – Curvas carga <i>versus</i> recalque das estacas selecionadas.....	94
Figura A.1 - Configuração esquemática das <i>Parts</i> importadas dos modelos.....	112
Figura A.2 - Configuração esquemática dos <i>Sets</i> e das <i>Surfaces</i> criadas para as <i>Parts</i> .....	112
Figura A.3 - <i>Sets</i> das áreas que foram impedidas de deslocar nos Eixos (X, Y, Z).....	113
Figura A.4 - <i>Set</i> da região do solo interno que foi escavado para a entrada da contenção e rampa de acesso.....	113
Figura A.5 - <i>Surfaces</i> das áreas internas do solo que entrarão em contato com as estacas e <i>Set</i> da região que receberá as estacas de concreto.....	113
Figura A.6 - <i>Surface</i> da área interna do solo que entrará em contato com a contenção e <i>Set</i> da região que receberá a contenção de concreto .....	114
Figura A.7 - <i>Surface</i> da área interna do solo que entrará em contato com a rampa de acesso (Em azul a área exata de influência entre os contatos) .....	114
Figura A.8 - <i>Set</i> da região da rampa de acesso (Solo).....	114
Figura A.9 - <i>Surface</i> da área externa do solo da rampa que entrará em contato com a contenção e <i>Surface</i> da área externa que entrará em contato com a camada de solo .....	115
Figura A.10 - <i>Set</i> da região da cortina de contenção (Concreto) .....	115
Figura A.11 - <i>Surface</i> da área externa da contenção que entrará em contato com o solo e <i>Surface</i> da área externa que entrará em contato com a rampa de acesso .....	116
Figura A.12 - <i>Set</i> da região dos grampos (Concreto - <i>Embedded</i> ).....	116
Figura A.13 - <i>Set</i> da região das estacas (Concreto); <i>Surface</i> da área da estaca que foi aplicada o deslocamento da prova de carga; e <i>Surface</i> da área externa que entrou em contato com o solo .....	116
Figura A.14 - Configuração esquemática para utilização da sub-rotina USDFLD ( <i>Property</i> ) .....	117
Figura A.15 - Configuração esquemática da inserção do material e modelo constitutivo ( <i>Property</i> ).....	118
Figura A.16 - Configuração esquemática da criação e correlação das seções ( <i>Property</i> ) .....	119
Figura A.17 - Configuração esquemática da montagem do modelo ( <i>Assembly</i> ) .....	120
Figura A.18 - Configuração esquemática da criação dos passos de análise ( <i>Steps</i> ) .....	120
Figura A.19 - Configuração esquemática da criação das condições geostáticas - Horizonte 1 .....	121

Figura A.20 - Configuração esquemática da criação do campo das variáveis de estado dependentes da solução .....	122
Figura A.21 - Configuração esquemática da criação dos <i>Constraints</i> .....	123
Figura A.22 - Configuração esquemática da criação das <i>Interaction Properties</i> .....	123
Figura A.23 - Configuração esquemática da definição do comportamento tangencial .....	124
Figura A.24 - Configuração esquemática da definição do comportamento normal.....	124
Figura A.25 - Configuração esquemática da criação de uma das <i>Interactions</i> .....	125
Figura A.26 - Configuração esquemática para ativação e desativação de um <i>Set</i> .....	126
Figura A.27 - Configuração esquemática para criação da força gravitacional no modelo ....	126
Figura A.28 - Configuração esquemática para criação de uma condição de contorno .....	127
Figura A.29 - Configuração esquemática utilizada nas restrições de deslocamento nos Eixos (X, Y, Z) .....	127
Figura A.30 - Configuração esquemática utilizada nas restrições de deslocamento em todos os eixos .....	128
Figura A.31 - Configuração esquemática utilizada na aplicação do deslocamento no topo das estacas.....	128
Figura A.32 - Configuração esquemática utilizada na definição da forma dos elementos ....	129
Figura A.33 - Configuração esquemática utilizada na definição do tipo dos elementos .....	129
Figura A.34 - Configuração esquemática utilizada na definição do tamanho dos elementos	130
Figura A.35 - Configuração esquemática geral para a criação de um <i>Job</i> .....	130
Figura A.36 - Opções gerais para o controle de um <i>Job</i> .....	131
Figura A.37 - Configuração do Monitor para identificação de um problema durante a simulação .....	131
Figura A.38 - Configuração esquemática para a importação de uma sub-rotina .....	132
Figura A.39 - Configuração esquemática para a escolha das variáveis e pontos de controle da prova de carga .....	138
Figura A.40 - Configuração esquemática para a geração da tabela eletrônica e resultados ..	138
Figura A.41 - Possibilidades de visualização dos resultados de tensão e deslocamento .....	139
Figura B.1 – Curvas carga versus recalque das estacas testes EP53A, EPC1C e P1BC.....	140
Figura B.2 – Curvas carga versus recalque das estacas testes P3BC, P4A e P4CA .....	140
Figura B.3 – Curvas carga versus recalque das estacas testes P6BC, P7CA e P10CA.....	140
Figura B.4 – Curvas carga versus recalque das estacas testes P11BA, P13CC e P16CA.....	141
Figura B.5 – Curvas carga versus recalque das estacas testes P16DA, P21B e P25B.....	141
Figura B.6 – Curvas carga versus recalque das estacas testes P34C, P35B e P41B .....	141

Figura B.7 – Curvas carga versus recalque das estacas testes P45A, P55A e P57CA.....	142
Figura B.8 – Curvas carga versus recalque das estacas testes P59A, P60A e PB35C.....	142
Figura B.9 – Curvas carga versus recalque das estacas testes PC3, PCbH e PE47A .....	142
Figura B.10 - Curvas carga versus recalque das estacas testes PR3 e PR6.....	143

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Mudanças de tensões desde a etapa inicial, modificado de Gaba <i>et al.</i> (2003) ...	39
Tabela 4.1 – Características de 47 estacas ensaiadas por provas de cargas .....	60
Tabela 4.2 – Elementos executados na obra e quantitativos .....	62
Tabela 4.3 – Valores das análises segundo Camapum de Carvalho <i>et al.</i> (2010 e 2012) .....	64
Tabela 4.4 – Parâmetros dos materiais utilizados .....	72
Tabela 4.5 – Interações e propriedades das interfaces .....	73
Tabela 4.6 – Tamanho dos elementos nas três malhas dos três modelos testes .....	76
Tabela 4.7 – Detalhes das malhas testes e tempos de processamento.....	77
Tabela 4.8 – Valores dos parâmetros calibrados.....	80
Tabela 4.9 - Detalhes das malhas finais e tempos de processamento .....	85
Tabela A.1 - Sequência dos Módulos utilizados no Abaqus®.....	111
Tabela A.2 - Resumo dos <i>Sets</i> e as <i>Surfaces</i> da camada de solo e da rampa de acesso (solo) .....	112
Tabela A.3 - Resumo dos <i>Sets</i> e as <i>Surfaces</i> da cortina de contenção, grampos e estacas ....	115
Tabela A.4 - Resumo da condição geostática criada no <i>Step</i> Inicial.....	121
Tabela A.5 - Interações criadas para os passos construtivos.....	125

## LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURA E ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
A	Área do furo ou da escavação (m <sup>2</sup> )
A <sub>l</sub>	Área lateral da estaca (m <sup>2</sup> )
A <sub>p</sub>	Área de ponta da estaca (m <sup>2</sup> )
ANNs	<i>Artificial neural networks</i>
BC	<i>Boundary Condition</i>
CPT	Cone Penetration Test
c	Coesão
d	Diâmetro da estaca (m)
DF	Distrito Federal
E <sub>s</sub> , E <sub>e</sub>	Energia de instalação por unidade de volume (J/m <sup>3</sup> )
E	Módulo de elasticidade ou Young (N/m <sup>2</sup> )
EPR	<i>Evolutionary polynomial regression</i>
EHC	Estaca tipo hélice contínua
F <sub>1</sub> , F <sub>2</sub>	Fatores de correção com o efeito escala e o tipo de estaca
f <sub>atrito</sub>	Força de atrito produzida paralelamente na interface solo-estaca
f <sub>normal</sub>	Força normal a essa interface
f <sub>ck</sub>	Resistência Característica do Concreto à Compressão
F <sub>di</sub>	Força descendente aplicada ao helicóide (N)
F <sub>i</sub>	Força aplicada no helicóide (N)
g	Aceleração da gravidade (m/s <sup>2</sup> )

GP	<i>Genetic Programing</i>
Gr	Gradiente
IA	Inteligência artificial
IHU(ER)	Índice de umidade
K	Coeficiente de pressão lateral da terra
$K_0$	Coeficiente de empuxo de repouso do solo
m	Número total de lâminas helicoidais da estaca
mhc	Massa do sistema de escavação (Kg)
n	Número de lâminas helicoidais que atravessam trajetórias independentes
$n_i$	Velocidade angular do trado (Hz)
MEF	Método dos Elementos Finitos
$M_i, T$	Torque aplicado ao trado (N.m)
NBR	Norma Brasileira de Regulamentação
$N_d$	Força de impulso vertical da hélice com a força descendente
$N_p$	Valor médio de golpes entre os três valores de ponta da estaca
$n_i$	Velocidade angular do trado (Hz)
$N_{SPT}$	Resistência a penetração
P	Carga aplicada
p	Passo da hélice
$p_a$	Pressão atmosférica (100kPa)
$P_r$	Taxa de penetração
$P_{adm}$	Carga admissível
$P_{últ}$	Carga última

$P_p$	Parcela de resistência pelo solo da ponta da estaca
$P_l$	Parcela de resistência por atrito lateral ao longo do fuste da estaca
$Q_u$	Capacidade de carga da estaca (kN)
$r$	Raio do trado da hélice (m)
$r_l$	Tensão devido ao atrito lateral
SACI	<i>Continuous Flight Auger Instrumentation</i>
SCCAP	Silva Camapum de Carvalho Araújo Paolucci
SPT	<i>Standart Penetration Test</i> - Índice de resistência a penetração
SVR	<i>Support Vector Regression</i>
$t$	Tempo (s)
$t$	Espessura da chapa da hélice (cm)
$T$	Torque (kN.m)
UCS, $\sigma_c$	Resistência à compressão uniaxial não confinada
USDFLD	<i>User Defined Field</i>
$V$	Volume (m <sup>3</sup> )
$V_i$	Velocidade de penetração vertical do trado (m/s)
$W_R$	Trabalho realizado pelas forças externas aplicadas ao sistema (J)
$z$	Profundidade (m)
$Z_b, \Delta l$	Comprimento da estaca (m)
$\phi$	Ângulo de atrito interno (°)
$\alpha, \beta, K$	Coeficientes que variam em função do tipo de solo e estaca
$\lambda$	Coeficiente dependente do material
$\beta', B$ e $\alpha'$	Constantes de proporcionalidade

$\eta$	Eficiência do processo de perfuração
$\gamma$	Peso específico do solo (kN/m <sup>3</sup> )
$\sigma$	Tensão no concreto
$\sigma_f$	Tensão normal no plano de ruptura
$\sigma_3$	Tensão confinante
$\Omega$	Área da projeção plana do trado (m <sup>2</sup> )
%	Percentual
$\rho_s$	Densidade do solo (kg.m <sup>-3</sup> )
$\mu$	Coefficiente de atrito
$\nu$	Coefficiente de Poisson
$\tau$	Tensão de cisalhamento
(z, r, t)	Coordenadas cilíndricas

# 1 INTRODUÇÃO

A qualidade e a confiabilidade de um projeto de fundação dependem do entendimento do projetista a respeito do maciço de solo, da sua morfologia, das suas propriedades, assim como de técnicas de modelagem e análise. Tratando-se dos projetos de fundação de um modo geral, as análises de segurança e/ou riscos costumam ser fundamentadas apenas em medidas pontuais das propriedades do maciço, considerando os parâmetros obtidos em poucos ensaios como verdades absolutas. Consequentemente, é comum que as peculiaridades de cada obra sejam negligenciadas, pois cada intervenção conta com uma grande variabilidade geológico-geotécnica e mesmo morfológica no sistema solo-fundação considerado.

Diante de tal cenário, incorporaram-se novos conceitos a partir da NBR 6122 (ABNT, 2010) – Projeto e Execução de Fundações. Desde então, a análise que era exclusivamente garantida pelo coeficiente de segurança, fundamentado no determinismo, passou a ser elaborada também por métodos probabilísticos, reconhecendo que não é possível lidar apenas com essa verdade absoluta e que riscos existem e precisam ser definidos e avaliados. Tal norma passou pelo processo de atualização, sendo sua nova versão aprovada em setembro de 2019, e esses conceitos foram mantidos pela nova NBR 6122 (ABNT, 2019). Das diferenças entre a antiga e a nova versão, ajustaram-se alguns termos e definições de “fundação profunda”, “estaca”, “cargas admissíveis e de ruptura”, “provas de carga” etc. Ainda, em termos de mudanças, acrescentaram-se algumas obrigatoriedades e foram eliminados alguns itens no tocante à interação fundação-estrutura, à avaliação técnica de projeto e aos parâmetros de resistência do concreto para dimensionamento de estacas hélice contínua, por exemplo. No decorrer da tese, algumas novas definições e pontos importantes para o escopo da pesquisa foram evidenciados.

Nesse contexto, os estudos preliminares são de fundamental importância para aumentar a segurança e a eficiência das análises da futura fundação. Embora os resultados dos ensaios experimentais de sondagem estejam disponíveis antes do projeto, a quantidade e a qualidade de tais ensaios podem não ser satisfatórias. Como as sondagens são pontuais, a quantidade ideal de furos depende da variabilidade do maciço e a espacialização dos resultados assume papel relevante. A qualidade, por outro lado, figura como uma questão determinante, pois ensaios mal executados ou mal localizados afetam significativamente as análises para fins de projeto. Outro aspecto relevante diz respeito ao fato de que geralmente as sondagens são executadas em um curto e definido intervalo de tempo e o comportamento dos solos depende de fatores ligados ao

clima, como umidade de equilíbrio ao longo do perfil e nível freático, quando presente. As principais causas da não adequação e dos possíveis problemas durante a vida útil da fundação são geralmente os exíguos prazos para o início de execução das obras atrelados à não rara deficiência no planejamento e treinamento das equipes operantes. Além disso, comumente aspectos espaciais são deixados de lado, em particular a geomorfologia e suas alterações antrópicas - incluindo-se as oriundas da própria obra.

Em geral, os empreiteiros estão preocupados com a relação custo-benefício imediato dos ensaios e, como os testes *in loco* foram amplamente validados na literatura, comumente são escolhidos. Deve-se considerar que a era *Big Data* é realidade, o que significa que todo profissional deve tentar aproveitar os dados disponíveis para obter indiretamente novas informações. Sendo assim, em vez da execução de mais ensaios apenas para se obter parâmetros, os engenheiros geotécnicos devem entender como tirar proveito de procedimentos comuns e informações já existentes para a obtenção de parâmetros de interesse e otimização dos resultados dos próprios ensaios executados ou a serem executados para aquela obra. Por exemplo, pode ter grande relevância para o projeto e execução da obra conhecer qual a geologia, geologia estrutural, hidrogeologia, geomorfologia, clima e micro clima da área em apreço e grande parte dessas informações já se encontram disponíveis e com fácil acesso. Também podem interferir no projeto e execução da obra o próprio planejamento executivo da mesma.

Conforme citado por Behboud *et al.* (2017), geomateriais como rochas e solos, entendidos como a formação a ser perfurada ou escavada, desempenham um papel fundamental na velocidade de perfuração, na depreciação da broca e das perfuratrizes e nos custos gerais da perfuração. Portanto, entender o ambiente de perfuração e as características do maciço contribui também para a seleção dos equipamentos adequados e para a previsão de cronogramas de execução de obra mais realistas.

A literatura mostra que a energia necessária para a perfuração de um determinado volume de material também pode ser correlacionada aos parâmetros de resistência e deformabilidade (Teale, 1965). A essa densidade de energia ( $J/m^3$ ) dá-se o nome de energia específica. Quando as aplicações são de elevado custo, como é o caso de perfuração de poços de petróleo muito profundos, por exemplo, já existem estudos no sentido do entendimento da troca de energia no momento da perfuração e como isso pode ser relacionado com propriedades de resistência do maciço.

Trazendo esse conceito para o campo de fundações, Perko (2000) propôs um modelo teórico para relacionar a energia exercida durante a escavação de estacas helicoidais com a energia necessária para deslocar a fundação ou a hélice, uma vez no lugar. Através da equivalência de energia, o modelo relaciona a capacidade de carga diretamente ao torque, considerando-se a influência da força descendente durante a escavação, da geometria da lâmina helicoidal, das múltiplas hélices, do passo da lâmina por revolução e do raio para o desenvolvimento da sua equação.

Silva *et al.* (2010, 2012 e 2014), por outro lado, discutem a aplicação do método SCCAP, que foi desenvolvido para o controle da execução das fundações em estacas do tipo hélice contínua (EHC). A sigla significa o sobrenome dos autores envolvidos: Silva, Camapum de Carvalho, Araújo e Paolucci. Os autores afirmam que esta abordagem aumenta a confiabilidade e mitiga os riscos envolvidos no trabalho geotécnico, bem como indicam que o método é capaz de relacionar energia de execução das estacas com a sua capacidade de carga.

No presente estudo pretende-se avançar no entendimento dos fatores impactantes na energia de execução e do desempenho das estacas hélice contínua, tais como estratigrafia e morfologia do terreno. Além disso, conhecer o impacto do estado de tensões a que cada estaca está e será submetida é fundamental para interpretar variações na energia de execução assim como para prover um entendimento mais acurado do desempenho na própria obra. Por exemplo, o posicionamento global da estaca no terreno e o posicionamento local de uma estaca em relação às suas vizinhas são fatores importantes (Ferrari de Campos, 2018 e Ferrari de Campos *et al.*, 2022). Além disso, a distância da estrutura de contenção em relação à estaca em execução é um fator que deve ser levado em conta para a correta interpretação dos dados.

Os estudos, em um primeiro momento, trataram da caracterização das estacas hélice contínua. Posteriormente, estudou-se como a energia necessária para a execução desse tipo de fundação pode ser utilizada como uma variável capaz de representar seu desempenho. Tal caracterização partiu da análise de grande quantidade de dados a partir de um fluxo de trabalho de *Big Data*. Para a utilização desse fluxo de trabalho, estudos já publicados sobre a energia de execução de EHC foram apresentados, subsidiando as análises a serem realizadas. Dentro dos fluxos de processamentos de dados *Big Data*, modelos numéricos e ferramentas de inteligência artificial surgem como poderosos aliados no processo de entendimento das relações das variáveis envolvidas. É nesse cenário que tais modelos e técnicas foram brevemente discutidos, a fim de contextualizar o leitor de suas potencialidades. Os modelos numéricos foram

fundamentais para equilibrar a quantidade de dados disponíveis de energia de execução (dezenas de milhares de estacas) e provas de carga (menos de uma centena). Essa técnica, de geração de dados, é comum para potencializar o treinamento de algoritmos de inteligência artificial.

Em resumo, explorou-se o conceito de que a energia de execução é uma variável *proxy*, ou seja, que pode ser utilizada para substituir outras de difícil mensuração, e que é capaz de absorver as diversas influências a que uma estaca estará submetida imediatamente no momento de sua execução. No decorrer na pesquisa, foram utilizadas ferramentas e métodos apropriados a cada tipo de análise em função dos objetivos aqui propostos.

## 1.1 MOTIVAÇÃO

Os projetos de fundação são fundamentados basicamente em sondagens e análises pontuais. Em determinados casos, no entanto, verifica-se a insuficiência dessas informações básicas. Diversos aspectos construtivos em relação às etapas de execução, normalmente, são tratados de forma intuitiva ou segundo a experiência adquirida pelo executor. Desta forma, sujeitam-se às incertezas, limitando assim o grau de desempenho dos processos executivos e o grau de confiança em maciços com maior variabilidade geológico-geotécnica e geomorfológica.

O investimento em modelos que caracterizam os parâmetros e o comportamento do meio subterrâneo a partir das perfurações do terreno pode auxiliar na criação de ferramentas capazes de solucionar a questão das incertezas, das eventuais limitações de prazos e a da adequação ou restrição no número de ensaios. Esses modelos podem, ainda, ser combinados ao entendimento dos fenômenos geológico-geotécnicos e geomorfológicos, elevando assim o patamar de qualidade de concepção e confiabilidade das obras. Os parâmetros oriundos do monitoramento da execução da obra podem ser utilizados para atualizar os projetos quase instantaneamente, evitando erros comuns de interpolação espacial. Seguindo esse raciocínio, a problemática que guiou a presente pesquisa consiste na modelagem dos fenômenos envolvidos na escavação de estacas hélice contínua, dando ênfase ao papel da energia de execução como variável capaz de congrega diversas outras e capaz de dar insumos para um melhor entendimento da capacidade de carga em estacas hélice contínua. Dessa forma, buscou-se um melhor aproveitamento dos dados gerados em campo, considerando-se os aspectos geológico-geotécnicos e a morfologia inicial de superfície e subsuperfície do terreno e aquela imposta pela própria obra.

## 1.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

O desenvolvimento desta tese teve por objetivo geral estudar, identificar e analisar os fenômenos de transmissão de energia quando se trata da escavação de estacas hélice contínua e a partir dessa análise, num contexto de *Big Data*, propor modelos fisicamente justificáveis, numéricos e de inteligência artificial para a relação entre a energia de execução e a capacidade de carga das estacas, considerando-se a fase de execução da obra. Com os modelos elaborados, compreender a transmissão de esforços e prever o desempenho de EHC. Nessa tese, entende-se por desempenho o comportamento carga *versus* recalque da estaca.

Os objetivos específicos são listados a seguir.

- Desenvolver um banco de dados confiável de provas de carga, sondagens e dados de execução de estacas EHC;
- Propor modelos de IA para previsão do comportamento carga *versus* recalque de EHC.

De maneira geral, a presente Tese de Doutorado buscou, em primeira análise, explorar o conceito de que a energia de execução é uma variável *proxy* capaz de absorver as diversas influências a que uma estaca hélice contínua estará submetida durante sua vida útil. Nesse sentido, ao avaliar a energia de execução, outras variáveis importantes como morfologia do terreno, posição da fundação em relação a contenção, grau de saturação do solo ao redor da estaca estarão indiretamente contemplados. Em um segundo momento, utilizou-se essa energia de execução para prever a capacidade de carga e o comportamento de carga *versus* recalque das estacas. Para tanto, modelos numéricos e de inteligência artificial foram utilizados.

## 1.3 ESTRUTURA DA TESE

Para o melhor entendimento dos assuntos abordados, estruturou-se a presente tese em cinco capítulos, a saber:

- Capítulo 1: Inicia-se a tese de doutorado com a introdução abordando a temática estudada, a motivação e os objetivos propostos;
- Capítulo 2: Trata-se da revisão da literatura, descrevendo os conceitos, os métodos e as aplicações pertinentes à presente tese;
- Capítulo 3: Contempla-se a metodologia da pesquisa. Em especial, são explorados os procedimentos do fluxo de trabalho *Big Data*, que contempla as

coletas, tratamentos, modelagens e análises de dados para analisar a energia de execução e a previsão do desempenho real das EHC;

- Capítulo 4: Elaboram-se os modelos numéricos e de inteligência artificial para reproduzir o comportamento do problema, contemplando também os respectivos resultados e discussões finais;
- Capítulo 5: Por fim, as principais conclusões da tese são apresentadas, além das sugestões para pesquisas futuras.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 ESTACA HÉLICE CONTÍNUA

A NBR 6122 (ABNT, 2019) - Projeto e Execução de Fundações - define fundação profunda como elemento de fundação que transmite a carga ao terreno ou pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, sendo sua ponta ou base apoiada em uma profundidade superior a oito vezes a sua menor dimensão em planta e no mínimo 3,0m quando não for atingido o limite de oito vezes. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas e os tubulões.

As estacas, já na nova definição da norma, representam os elementos de fundação profunda executados inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja trabalho manual em profundidade. Para o estudo da presente tese, foram consideradas estacas do tipo hélice contínua com execução monitorada para a fundação.

A utilização das EHC surgiu nos Estados Unidos na década de 50, sendo posteriormente difundida em toda Europa e Japão na década de 80 e executada pela primeira vez no Brasil em 1987. É a técnica preferida dos construtores quando se trata de fundações profundas, não só devido a sua produtividade e boa relação custo-benefício, mas também devido à ausência de ruídos e vibrações em relação às edificações vizinhas e ao próprio andamento da obra. A execução das EHC é possível tanto em solos coesivos como arenosos, na presença ou não do lençol freático e atravessa camadas de solos resistentes com índices de SPT acima de 50 dependendo do tipo de equipamento (Hachich *et al.*, 1998).

Simplificadamente, o processo de execução obedece ao seguinte roteiro, ilustrado na sequência por meio da Figura 2.1.



**Figura 2.1** - Etapas dos procedimentos executivos de uma estaca hélice contínua

em que:

1. Posicionamento do equipamento de acordo com a locação prevista da estaca;
2. Perfuração do terreno com o trado até determinada profundidade;
3. Concretagem simultânea à extração do trado, promovendo a limpeza da hélice;
4. Colocação da armadura.

Como a intenção é avançar no entendimento do ambiente de perfuração e das características do maciço como fatores impactantes na energia de execução das estacas hélice contínua, o próximo tópico detalha pontos importantes dessa etapa, assim como o seu monitoramento eletrônico em tempo real.

A perfuração das EHC somente se inicia quando ocorre o alinhamento da torre com o pino da locação e após o tubo central da haste ficar protegido contra a entrada de solo ou a água por meio de uma tampa metálica provisória (Hachich *et al.*, 1998). A perfuração deve ser uma operação contínua a partir da introdução do trado ou hélice de perfuração no terreno, sendo essa composta por um trado helicoidal contínuo com suas hélices em torno de um tubo central vazado. Por meio de um torque compatível, a hélice será introduzida no terreno, vencendo a resistência do solo, ocorrendo uma relação entre a energia dispendida e a resistência do solo.

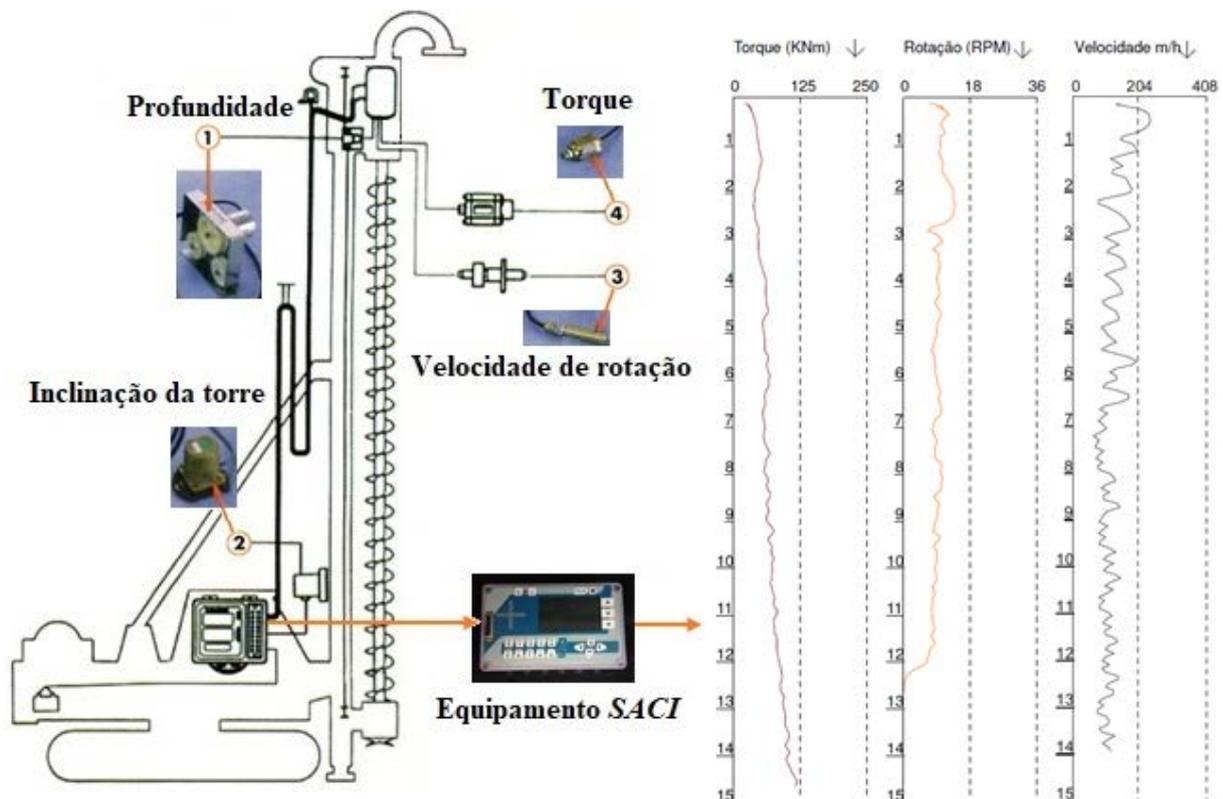
Em função do tipo do equipamento e do diâmetro do trado é que se tem o valor do torque máximo necessário para cada tipo de terreno e diâmetro da estaca (Hachich *et al.*, 1998). Após o início da perfuração, é importante minimizar o eventual desconfinamento provocado pela remoção excessiva do solo, o que pode gerar perda na capacidade de carga. Portanto, é indispensável que o torque aplicado ao trado e, conseqüentemente, sua velocidade de rotação, sejam adequados. Tendo em vista que as tensões atuantes em um elemento cilíndrico como é o caso das EHC guarda relação com o diâmetro deste cilindro, este é um aspecto que pode impactar diretamente na energia dispendida.

Os equipamentos para monitoramento eletrônico da perfuração de estacas tipo hélice permitem a obtenção dos dados de profundidade, tempo, inclinação da torre, torque, velocidade de rotação e velocidade de penetração do trado. Para a presente pesquisa, os monitoramentos em campo foram feitos por meio de equipamentos de aquisição de dados tipo *SACI*, da empresa Geodigitus, uma das várias opções disponíveis no mercado. Nesse caso, os dados são transmitidos automaticamente para um servidor em nuvem e podem ser recuperados com o

software SoftSaci® para análise, armazenamento e impressão de relatórios e resultados gráficos.

Segundo o manual de operação SACI, Geodigitus (2010), o registro da profundidade inicia-se ao apoiar o trado na superfície do terreno, com uma precisão de 1cm de medida realizada pelo sensor de proximidade e um conjunto de roldanas instalados na mesa de perfuração. Para o controle de inclinação e verticalidade da estaca, utiliza-se o sensor localizado na torre da máquina com acurácia de  $0,1^\circ$  ao registrar as informações. A velocidade de rotação é obtida pelo sensor instalado internamente ao motor de torque ou na proximidade da cabeça de perfuração, que detecta a passagem de pinos metálicos que são instalados na haste do trado. A sua função é contabilizar o número de vezes que os pinos passam pelo sensor devido ao giro do trado e calcular a velocidade, tanto em termos de rotação, quanto penetração do trado. Por fim, o torque é medido por um transdutor de pressão que é instalado na tubulação de óleo do sistema hidráulico do motor da mesa de rotação.

Essa sequência pode ser observada na Figura 2.2. Esses dados podem ser armazenados no programa Microsoft Access®, facilitando o fluxo de trabalho analítico *Big Data*. Esse fluxo será explorado na subseção 2.5.



**Figura 2.2** – Sistema de monitoramento para a perfuração das EHC

## 2.2 RELAÇÃO DO TORQUE DE EXECUÇÃO DE ESTACAS COM A CAPACIDADE DE CARGA

Entende-se fisicamente o torque como um parâmetro relativo ao movimento de rotação de um corpo após a aplicação de determinada força sobre ele. No caso da execução de uma EHC, aplica-se o torque por meio da mesa rotativa situada na perfuratriz, mencionado e ilustrado anteriormente (Figura 2.2), resultando em uma determinada velocidade de penetração e rotação do trado. Dos parâmetros obtidos durante o processo executivo, o torque apresenta correlações com a força cisalhante e a capacidade de carga do solo, servindo como base teórica para o entendimento, prática e avanço das pesquisas atuais.

Os primeiros estudos utilizados como regra geral na prática começaram na década de 60. No caso, as primeiras pesquisas relacionaram o torque com a capacidade de carga a partir de estacas helicoidais. A primeira publicação na literatura profissional foi realizada pelos autores Hoyt e Clemence (1989), na 12ª Conferência Internacional sobre Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundação no Rio de Janeiro. Com a utilização de 91 provas de carga em 24 tipos de solo, os autores relacionaram empiricamente a capacidade de carga da estaca a partir de um torque necessário para rotacionar o helicóide no solo multiplicado por um parâmetro  $K_t$  que depende do fuste da hélice, e independe do número e do tamanho das placas, além da condição de solo (Equação 2.1).

$$Q_u = K_t \cdot T \quad 2.1$$

em que:  $Q_u$  = capacidade de carga da estaca [kN];  $K_t$  = parâmetro [ $m^{-1}$ ];  $T$  = torque necessário para rotacionar o helicóide no solo [N.m].

Perko (2009) formulou uma nova justificativa empírica para o parâmetro  $K_t$ . Para isso, contou com o resultado do torque de instalação de 239 provas de carga, obtendo-se a Equação 2.2 a seguir:

$$K_t = \frac{\lambda_b}{d_{eff}^{0,92}} \quad 2.2$$

em que:  $\lambda_b$  = fator de ajuste igual a  $55,88cm^{0,92}/m$ ;  $d_{eff}$  = diâmetro efetivo do eixo do tubo central, ou seja, o diâmetro interno do tubo [m].

Perko (2000) desenvolveu um modelo teórico para mostrar a relação empírica entre o torque de instalação e a capacidade de carga de fundações em estacas helicoidais. O modelo baseia-se na energia exercida durante a escavação e na energia necessária para deslocar a

fundação. Sendo assim, pela equivalência das energias de carregamento e de penetração da estaca, o autor obteve a Equação 2.3:

$$Q = \frac{12d(2\pi T + Fp) \left[ r^2 + \sum_m (R_m^2 - r^2) \right]}{3 \left[ 2r^3 p + \sum_n (R_n^2 - r^2) t_n^2 \right] + 16\pi\alpha \left[ 3r^3 \lambda + \sum_m (R_m^3 - r^3) t_m \right]} \quad 2.3$$

em que:  $Q$  = capacidade de carga [kN];  $d$  = deslocamento da estaca helicoidal [cm];  $T$  = torque por instalação [N.m];  $F$  = força exercida no sentido da instalação [kN];  $p$  = passo da hélice;  $r$  = raio do tubo ou haste da hélice [cm];  $m$  = número total de lâminas helicoidais da estaca;  $n$  = número de lâminas helicoidais que atravessam trajetórias independentes;  $R_m$ ,  $R_n$  = raio da lâmina  $m$  e  $n$  [cm];  $t_m$ ,  $t_n$  = espessura da chapa da hélice  $m$  e  $n$  [cm];  $\alpha$  = razão entre o cisalhamento lateral e a resistência à penetração;  $\lambda$  = comprimento efetivo da haste da estaca [cm].

Tsuha (2007) apresentou, por meio de ensaios de modelagem física em centrífuga com areia, um modelo teórico da relação entre o torque medido durante a instalação de uma estaca metálica helicoidal e a capacidade de carga à tração desse tipo de estaca em areia. A ideia baseou-se na teoria descrita por Faires (1943) em uma analogia a partir do comportamento do torque de um parafuso de força. Outras pesquisas relevantes detalhadas em sua tese à respeito de estacas helicoidais em areias podem ser observadas em Ghaly & Hanna (1991) e Ghaly *et al.* (1991). Tsuha (2007) observou que para uma determinada configuração de estaca, quanto maior for o torque, maior será a capacidade de carga, relação expressa pela Equação 2.4:

$$Q_u = \frac{2T_s}{d} + \frac{2T_h}{d_c \cdot \text{tg}(\theta + \delta_r)} \quad 2.4$$

em que:  $Q_u$  = capacidade de carga à tração [kN];  $T_s$ ,  $T_h$  = componentes do torque final de instalação [N.m];  $\theta$  = ângulo da linha correspondente a superfície da hélice com a horizontal [°];  $\delta_r$  = ângulo de atrito residual na interface entre a hélice e a areia envolvente [°];  $d$  = diâmetro externo do tubo [cm];  $d_c$  = diâmetro do círculo correspondente a superfície da hélice [cm].

Silva (2011), Hortegal (2016) e Ferrari de Campos (2018) mostraram que alguns preceitos dos estudos de Perko (2000) e Tsuha (2007) permitiram avaliar o efeito de escala para estacas helicoidais, indicando que a capacidade de carga é dependente da energia de execução ou o trabalho realizado para a execução das estacas. Dessa forma, associou-se o entendimento

para os estudos das EHC, objeto da tese. Vale mencionar, segundo a literatura, que existe uma grande influência entre as placas da hélice na capacidade de carga, ou seja, a hélice irá agir de forma independente, associando que a capacidade de carga em estacas helicoidais representa o somatório das capacidades individuais de todas as chapas de apoio do helicóide. No caso das EHC, o espaçamento entre as hélices indica que as chapas atuarão em grupo.

Silva *et al.* (2010, 2012 e 2014) observaram a existência de grandes semelhanças entre o processo de perfuração das estacas helicoidais e das EHC, principalmente no processo de introdução da ferramenta no solo. Disseram ser possível afirmar que ambos realizam o trabalho ( $W$ ) pela atuação de uma força, neste caso variável, provocando deslocamento e conseqüentemente a introdução do trado no solo. Todo o trabalho gerado nesta operação é dissipado pela ação do atrito e pela energia gasta na desestruturação do solo, tratando-se, portanto, de um processo em que a energia gerada não é conservada.

Araújo *et al.* (2009), em um estudo no Distrito Federal, apresentaram um trabalho relacionando a capacidade de carga em EHC com o torque acumulado obtido durante a execução de 6 estacas ensaiadas em provas de carga estáticas, chamando atenção para a contribuição do estudo para a engenharia de fundações. Aqueles autores perceberam que sob condições controladas, o torque acumulado, o SPT médio ao longo da estaca e a capacidade de carga são dependentes e proporcionais.

Baseando-se no modelo teórico desenvolvido por Perko (2000), Hortegal (2016) estudou a execução de EHC com a intenção de verificar o seu comportamento e a relação entre a energia total de instalação e a capacidade de carga admissível. Em sua pesquisa, foi estimado o módulo de elasticidade do solo. A partir de um desenvolvimento analítico, chegou-se a uma relação linear entre o torque de instalação e a capacidade de carga pela Equação 2.5.

$$C(T) = \frac{6\delta(2\pi T + F_{di}p) \left[ r^2 + \sum_{i=1}^n (R_i^2 - r^2) \right]}{3\delta^2 \left[ r^2 + \sum_{i=1}^n (R_i^2 - r^2) \right] + 8\pi\alpha \left[ 3r^3\lambda + \sum_{i=1}^n (R_i^3 - r^3)t_i \right]} \quad 2.5$$

em que:  $C(T)$  = capacidade de carga da EHC, em função do torque de execução [kN];  $\delta$  = deflexão da estaca na capacidade de carga última [m];  $r$  = raio da estaca hélice [m];  $R_i$  = raio do helicóide, aproximadamente igual ao raio da estaca hélice contínua [m];  $n$  = número total de hélices;  $\alpha$  = constante de proporcionalidade entre o torque devido ao cisalhamento ao longo do

tubo e a tensão de penetração;  $\lambda$  = comprimento efetivo do tubo que penetra o solo, aproximadamente igual ao comprimento da EHC [m];  $t_i$  = espessura da hélice [m];  $F_{di}$  = força descendente aplicada ao helicóide, ou força pull down [N];  $p$  = passo da lâmina [mm/rev].

### 2.3 ENERGIA COMO PARÂMETRO DE CONTROLE EXECUTIVOS DE EHC

É de fundamental importância o conhecimento dos mecanismos envolvidos durante a instalação das EHC, assim como a definição da profundidade de assentamento das estacas projetadas e a sua correspondente capacidade de carga. No entanto, devido às incertezas e à limitação nas investigações geotécnicas, tem-se muitas vezes a redução da confiabilidade de um projeto a ser executado.

A lei da conservação da energia, segundo Silva (2011), é especialmente valiosa quando está relacionada aos sistemas com muitas variáveis, como exemplo, a perfuração de uma estaca. Partindo desse princípio, Van Impe (2001), com o objetivo de calcular a energia necessária à escavação das estacas Atlas (estacas com trado cravado por rotação, de concreto moldadas *in loco*), propôs então a Equação 2.6, sugerindo essa energia como parâmetro para o controle da capacidade de carga das estacas escavadas tipo hélice contínua, pois para essas estacas, a equação representa a energia dissipada na penetração (avanço) vertical do trado.

$$E_s = \frac{N_d \cdot v_i + n_i \cdot M_i}{\Omega \cdot v_i} \quad 2.6$$

em que:  $E_s$  = energia de instalação por unidade de volume [ $J/m^3$ ];  $N_d$  = força de impulso vertical (peso da máquina hélice + a força descendente) [N];  $v_i$  = velocidade de penetração vertical do trado [m/s];  $n_i$  = velocidade angular do trado [Hz];  $M_i$  = torque aplicado ao trado [N.m];  $\Omega$  = área da projeção plana do trado [ $m^2$ ].

Conforme descrito anteriormente, Perko (2000) propôs um modelo teórico para relacionar a energia exercida durante a instalação de estacas helicoidais com a energia necessária para deslocar a fundação ou hélice. Assim, a energia total de instalação devido a rotação, por metro, para uma estaca hélice contínua é dada pela Equação 2.7.

$$E_{instalação} = 2\pi T + F_{di} p \quad 2.7$$

em que:  $E_{instalação}$  = energia total de instalação [MJ/m];  $T$  = torque de execução [kN.m];  $F_{di}$  = força descendente, ou força *pull down* [kN];  $p$  = passo da lâmina [mm/rev].

Silva (2011) chegou à conclusão que quando as EHC são executadas por um mesmo operador em uma mesma máquina perfuratriz, em que o processo de execução é repetitivo e sistematizado, a energia medida durante o processo de execução é proporcional à capacidade de carga e a própria energia registrada nos ensaios de campo, como o SPT e o CPT. Posteriormente, foi desenvolvida a metodologia ou rotinas SCCAP. O método representa um controle automatizado, em tempo real, que registra a energia ou trabalho realizado pelas forças aplicadas ao helicóide durante a execução de cada estaca do estaqueamento. Essa técnica pode ser identificada como um sistema operacional ROTS (*Real-Time Operation System*), trazendo para a prática da engenharia de fundações conceitos estatísticos.

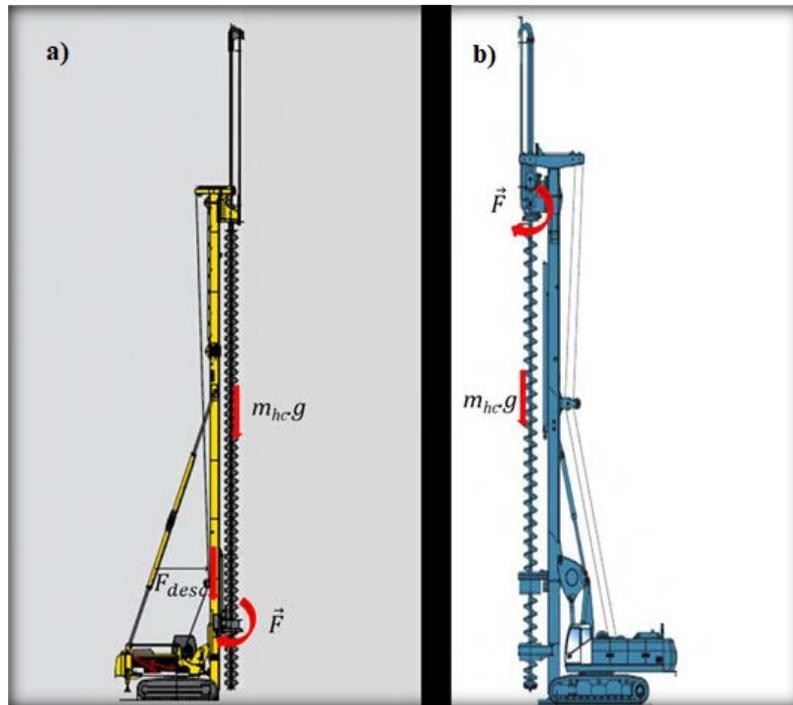
São chamados de população ou universo estatístico o conjunto de todos os dados passíveis de coleta para o estaqueamento e de amostra os dados coletados da execução inicial de algumas estacas, a partir dos quais serão obtidos parâmetros representativos para o controle da energia. Os dados da amostra são agrupados em uma distribuição de frequência, determinando a sua média e o seu desvio padrão. Sendo assim, será possível a verificação em tempo real se a capacidade de carga adotada em projeto, correlacionada com a energia, será atendida no decorrer da execução de cada estaca do estaqueamento, permitindo análises e ajustes ponto a ponto.

Preferencialmente, Silva (2011) demonstrou que se deve coletar a amostra próximo a uma prova de carga, pois assim pode-se associar as propriedades estatísticas desta amostra com a capacidade real de uma estaca. Quando não for possível esta associação, sugere-se que a amostragem seja feita em uma região com características geotécnicas conhecidas, como por exemplo, privilegiando regiões onde as sondagens são confiáveis e que apresentem pouca variabilidade.

Segundo estudos realizados por Assis *et al.* (2001), raramente examinam-se todos os elementos da população em questão. Se fosse possível acessar todos os elementos da população, não necessariamente se alcançaria uma maior precisão nos resultados, pois os erros de coleta e no manuseio de grande gama de dados, normalmente, são maiores do que as imprecisões devido à generalização das conclusões de uma amostra devidamente selecionada.

A quantificação da energia de execução ou trabalho realizado dependerá primeiramente do entendimento do sistema. O trabalho total realizado pelas forças externas representa uma grandeza escalar. Conhecendo-se o torque aplicado ao helicóide e o braço de alavanca, assim como a velocidade angular e de perfuração do trado, determina-se o trabalho da força

tangencial, que é o produto escalar da força pelo deslocamento ao longo da profundidade. Finalmente, tem-se a força gravitacional e a força descendente, que provém da energia mecânica aplicada ao helicóide. As forças atuantes na máquina são apresentadas pela Figura 2.3 e a representação do cálculo do trabalho total realizado é observado pela Equação 2.8.



**Figura 2.3** – Sistema de perfuração e forças – a) Bottom Drive; b) Sistema CFA

$$W_R = \int_0^{Z_b} m_{hc}.g.dZ + \int_0^{Z_b} F_{di}.dZ + \int_0^{m2\pi} F_i.r.d\theta \quad 2.8$$

em que:  $W_R$  = trabalho realizado ou energia necessária para escavar uma estaca [J];  $Z_b$  = comprimento da estaca [m];  $m_{hc}$  = massa do sistema de escavação [kg];  $g$  = aceleração da gravidade [ $m/s^2$ ];  $F_{di}$  = força descendente aplicada ao helicóide [N];  $F_i$  = força transversal ao eixo da estaca [N];  $r$  = raio da estaca hélice [m];  $m$  = número de voltas do helicóide durante a escavação.

Do ponto de vista de segurança, as análises em tempo real permitem evitar a paralisação da escavação em profundidades inferiores às necessárias para conferir à estaca a capacidade de carga definida em projeto, podendo mitigar ou superar os problemas relacionados a variabilidade geológico-geotécnica. Por outro lado, do ponto de vista econômico, a utilização das rotinas de controle tem o potencial de redução de custo do projeto elaborado, ao delimitar critérios energéticos mais precisos e otimizados para o ponto de parada da escavação das estacas.

Durante o processo de perfuração, a taxa de penetração da perfuratriz pode estar relacionada com a energia específica do material a ser perfurado. Ambos os parâmetros, por outro lado, também podem ser teoricamente e experimentalmente relacionados aos parâmetros de resistência e deformabilidade.

Os estudos envolvendo a energia de perfuração constituem-se em uma ferramenta de ajuste durante a execução da obra e é evidente que os avanços nas técnicas de análises, como a proposta nessa tese de doutorado, contribuirão para ajustes mais precisos do projeto na fase de execução da obra.

## **2.4 ENERGIA COMO PARÂMETRO DE AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS MATERIAIS PERFURADOS**

Teale (1965) indicou que a energia específica ( $S_e$ ), definida como o trabalho realizado por unidade de volume escavado, é um parâmetro útil que pode ser definido e estudado durante os processos de perfuração. Além disso, afirma que o valor mínimo da energia específica parece estar bem correlacionado com a resistência à compressão do meio perfurado.

Para as EHC, a perfuração rotativa está presente. Nesse caso, o trabalho é feito tanto pelo impulso vertical quanto pelo torque. Com a velocidade de rotação, a área da escavação e a taxa de penetração, o trabalho total feito é dado por  $FP_r + 2\pi NT$ . Teale (1965) descreveu matematicamente a energia específica pela Equação 2.9.

$$S_e = \frac{F}{A} + \frac{2\pi NT}{AP_r} \quad 2.9$$

em que:  $S_e$  = energia específica [MJ/m<sup>3</sup>];  $F$  = impulso vertical [kg.m/s<sup>2</sup>];  $A$  = área do furo ou escavação [m<sup>2</sup>];  $N$  = velocidade rotação [m/s];  $T$  = torque [kN.m];  $P_r$  = taxa de penetração [m/s].

O trabalho realizado por Warren (1981) apresentou o desenvolvimento de um modelo de taxa de penetração ( $P_r$ ) para penetração de brocas em rochas brandas sob condições em que a remoção de lascas de material não afeta essa taxa. Tal modelo relaciona  $P_r$  ao peso na broca, velocidade rotativa, resistência da rocha e tamanho da broca. Anos depois, o mesmo autor apresentou um modelo  $P_r$  que inclui o efeito dos processos iniciais de formação de cavacos e remoção de estacas (Warren, 1987).

Outros autores, como Reddish & Yasar (1996) e Ersoy (2003), estudaram a energia específica de perfuração das rochas, avaliando o seu desempenho a partir do uso de brocas

específicas com configurações pré-determinadas de operação. A estratégia seguida durante a perfuração foi manter um nível constante de potência na broca, a fim de maximizar a taxa de alimentação e minimizar a taxa de desgaste da broca.

O entendimento de que a energia é uma variável capaz de representar o estado do terreno ao redor da estaca passa pelo uso dessa variável na estimação de parâmetros de deformabilidade e de resistência do terreno.

Outros métodos empíricos também são apresentados na literatura. Moronkeji *et al.* (2017) realizaram operações de escavação e monitorizaram o processo de perfuração em rochas. A utilização direta dos valores encontrados por meio dos métodos empíricos deve ser feita com cautela, pois grande parte dos parâmetros de Engenharia dependem da tensão confinante durante ensaios e no caso dos solos não saturados da sucção atuante.

Portanto, em geral, os engenheiros e projetistas atuando em campo tendem a aproveitar os dados existentes para estimar os parâmetros do solo. Esta estimativa é realizada normalmente com base em resultados de ensaios de campo, como valores de  $N_{SPT}$  e valores CPT, e muitas das vezes, para solos tropicais porosos, tais ensaios avaliam mal o comportamento do solo, o que pode reduzir a precisão dessas estimativas.

As EHC, conforme indicado anteriormente, podem ter sua execução totalmente monitorada. Os dados mais importantes coletados são as energias utilizadas para perfurar o local da estaca. Assim, utiliza-se os dados disponíveis (*Big Data* já que grande número de estacas são perfurados todos os dias), possibilitando uma boa relação experimental ou até a construção de um modelo físico consistente. Esse é o núcleo da lógica do *Big Data*, que tem sido cada vez mais considerada na engenharia.

## **2.5 FLUXO DE TRABALHO UTILIZANDO *BIG DATA***

Adquirir e manter um grande volume de dados e informações não é sinônimo de se ter um melhor entendimento a respeito de um certo problema, pois os dados são inúteis se não estiverem bem contextualizados. Uma das principais preocupações dos cientistas de dados modernos é transformar dados brutos em informação. A fim de dar vazão a estas informações e torná-las úteis, surge o famoso conceito de *Big Data*. As fases comuns de um fluxo de trabalho analítico tradicional para *Big Data* são: mineração de dados a partir de fontes de dados, gerenciamento de dados, modelagem de dados e análise e visualização de resultados (Assunção *et al.*, 2014).

Antes de escolher e aplicar métodos analíticos e estatísticos aos conjuntos de dados, deve-se estudar os dados brutos em análises preliminares. Habilidades observacionais às vezes são as únicas ferramentas necessárias para chegar a conclusões profundamente importantes em uma determinada situação. Pesquisas relevantes, como Hashem *et al.* (2014), Assunção *et al.* (2014) e Wu *et al.* (2014), assim como aquelas descritas por Berman (2013), mostram como a temática *Big Data* vem evoluindo em todas as áreas do conhecimento e como os analistas ou cientistas de dados têm, em cada especificidade, reduzido o tamanho e a complexidade dos dados, simplificando o problema e tornando as soluções confiáveis.

Segundo Assunção *et al.* (2014), os dados de várias fontes são usados para construir modelos. Em um ambiente *Big Data*, o grande volume e a variedade do conjunto de dados podem exigir tarefas de pré-processamento para integração dos dados, limpando-os e filtrando-os. Esses autores também indicam que os dados preparados são então usados para treinar um modelo e estimar seus parâmetros. Uma vez que o modelo é estimado, a validação deve ser realizada antes de sua utilização. Depois que o modelo é validado, os autores indicam que se pode aplicar tal modelo aos dados à medida que chegam. Essa etapa, chamada de *model scoring*, é usada para gerar previsões, prescrições e recomendações. Os resultados são interpretados e avaliados, assim como utilizados para gerar novos modelos ou calibrar os existentes, ou são integrados aos dados pré-processados.

Um dos principais segmentos que está colhendo os benefícios dessa metodologia é a Engenharia Civil. As empresas de construção estão utilizando *Big Data* para realizar uma ampla gama de atividades, gerando soluções para a economia substancial de tempo, dinheiro e esforços, concentrando-se realmente no trabalho a ser desenvolvido. As decisões em tempo real já fazem parte desse cenário e novas ferramentas de inteligência de dados são necessárias para lidar com esses desafios de forma eficiente (Bilal *et al.*, 2016 e Yu *et al.*, 2020).

A lógica *Big Data* pode ser usada para auxiliar os engenheiros a realizar projetos mais precisos e confiáveis, utilizando dados disponíveis para buscar melhores tendências, técnicas, materiais e procedimentos. Focando-se na Engenharia Geotécnica, área de estudo da tese, todo projetista de fundações deve ter acesso aos ensaios que caracterizem o meio subterrâneo, haja vista a dependência de modelos constitutivos em relação a alguns parâmetros que são apenas medidos durante tais ensaios, em especial aqueles que representam a resistência e a deformabilidade do terreno. Nesse contexto, a eficiência em cada etapa do fluxo de trabalho *Big Data* torna todos os processos mais rápidos, melhora o consumo de recursos e reproduz

resultados assertivos frente à realidade. A contextualização dos dados e suas análises em relação a aspectos como o temporal e o espacial podem contribuir para análises e conclusões mais acertadas.

No caso da Engenharia Geotécnica, a exploração do trabalho *Big Data* requer conhecimento técnico e senso de observação e reflexão, ou seja, as respostas não advirão de uma simples rotina automatizada. O papel do Engenheiro Geotécnico continua sendo fundamental.

### **2.5.1 MINERAÇÃO DE DADOS A PARTIR DE FONTES DE DADOS**

A mineração de dados é o processo de coleta de grandes conjuntos de dados, dados esses a serem utilizados em outras etapas do fluxo *Big Data*. No entanto, os dados devem ser minerados de maneira representativa, pois a amostragem eficiente é uma das etapas mais importantes da construção de modelos robustos. Quando não se tem controle sobre o processo de amostragem, deve-se coletar sempre o maior número de dados possível. Por outro lado, quando se pode escolher pontos de amostragem, uma das técnicas utilizadas de forma a definir pontos de interesse para a mineração de dados é o *Latin Hypercube Sampling* (LHS) ou Hipercubo Latino, e foi primeiramente apresentada por McKay *et al.* (1979). Trata-se de uma técnica de amostragem que seleciona aleatoriamente valores e os distribui uniformemente pela distribuição definida de cada variável de interesse. A amostragem Hipercubo Latino divide a distribuição de probabilidade de cada variável de entrada em segmentos não sobrepostos, cada um com igual probabilidade. Enquanto uma simulação é executada, o Hipercubo Latino seleciona um valor de variável aleatória para cada segmento de acordo com a distribuição de probabilidade desse segmento. Essa coleta de valores compõe a amostra do Hipercubo Latino. Depois que cada segmento obtém sua amostra exatamente uma vez, o processo é repetido até que a simulação pare. Segundo Santos (2014), este processo garante uma cobertura homogênea do domínio.

Ao selecionar uma técnica de preenchimento de domínio, assegura-se que os modelos a serem desenvolvidos a partir dos dados de entrada aprenderão com um conjunto de valores que representam verdadeiramente todo o espaço de entrada, sendo capaz de gerar resultados precisos também para os valores menos prováveis. Depois que esta técnica é adotada, torna-se viável o treinamento de modelos de comportamento do fenômeno pautados, por exemplo, em algoritmos de IA.

A mineração de dados diretos em engenharia depende da coleta de dados de ensaios laboratoriais ou realizados *in loco*. Essa coleta pode se dar também em função dos estudos regionais anteriores. Os dados indiretos, aqui assim intitulados, são aqueles que interferem no comportamento dos solos sem que sejam, no entanto, intrínsecos a eles, como a geologia estrutural, geomorfologia e clima. Eles têm caráter mais geral e são geralmente de fácil acesso, embora requeiram análises cuidadosas para os seus usos.

Quando o custo e o tempo são, por si só, questões importantes, os ensaios *in loco* são bons candidatos, pois podem ser, em escala absoluta, mais baratos quando comparados com os ensaios de laboratório. No entanto, em escala relativa, considerando-se as relações custo-benefício e custo-riscos, é necessário avaliar se esta queda no preço pode realmente compensar, pois pode estar atrelada a um menor controle sobre as variáveis ambientais, bem como sobre os procedimentos experimentais, o que pode levar a testes mal executados ou mal localizados. As opções apenas pelos ensaios de campo se fundamentam muitas vezes em validações encontradas na literatura, validações estas que podem muitas vezes serem entendidas como pseudovalidações por se fundamentarem em condições dotadas de estaticidade no tempo e espaço.

O processo de execução (escavação e concretagem) de estacas hélice contínua pode ser monitorado por meio da coleta de dados de sensores na máquina de perfuração. Portanto, reunir os dados que foram registrados por esses sensores é o principal processo de mineração de dados diretos considerado na presente pesquisa. Dados complementares que serão minerados são: a localização das estacas no terreno, morfologia da área e ordem executiva do estaqueamento. Ainda, a utilização da técnica de amostragem LHS para a mineração de dados a partir de modelos sintéticos pode ser uma alternativa quando necessário/possível.

### **2.5.2 GESTÃO DE DADOS**

Conceitualmente, a gestão de dados consiste na transformação de bancos de dados em um conjunto de dados confiáveis, habilitando-os a serem utilizados para obtenção de conhecimento sobre determinado fenômeno. O termo banco de dados é muito abrangente, devendo-se atentar para a leitura e aplicação dos dados, pois nem todos são relacionáveis. Não se sabendo como analisá-los e interpretá-los, dificilmente as informações necessárias serão extraídas. No presente caso, primeiramente os dados de entrada ou *input* (velocidade, pressão, etc.) foram transformados em energia, havendo a necessidade de avaliar quais filtros devem ser

aplicados aos dados, de modo a evitar a obtenção de dados anômalos. Tais análises, junto aos filtros, podem garantir uma maior confiabilidade dos resultados.

Em um segundo momento, verifica se os dados são suficientes para trazer a resposta esperada. Caso contrário, será necessário realizar uma nova mineração de dados ou, em casos em que as fontes possíveis se esgotaram, considerar técnicas de aumento desses dados ou *data augmentation*, que nada mais é que o processo de aumentar a quantidade e a diversidade dos dados. Para isso, existem um conjunto de técnicas capazes de gerar sinteticamente novos dados a partir de dados existentes, potencialmente melhorando o desempenho e os resultados dos modelos gerados (Sarkar, 2018).

Como o próprio nome sugere, obviamente, a criação de um conjunto de dados sintéticos representa um repositório de dados que é gerado programaticamente. Segundo Sarkar (2018), são dados gerados artificialmente, que não são coletados. Podem ser dados gerados por meio de simulações numéricas, com base em regras ou até mesmo por algoritmos de computador. Chissolucombe (2009), por exemplo, utilizou-se como base de dados artificiais os deslocamentos gerados por simulações numéricas para a escavação de um túnel em Brasília. Para garantir que os benefícios dos dados gerados superem quaisquer riscos, os dados devem ser validados usando métricas apropriadas antes de serem usados por modelos de inteligência artificial.

### **2.5.3 MODELAGEM DE DADOS**

Os engenheiros devem entender como tirar proveito de procedimentos inevitáveis comuns (perfuração, cravação, concretagem de estacas) para estimar os parâmetros necessários para modelar o comportamento do solo. Os parâmetros de resistência e deformabilidade, por exemplo, tem a possibilidade de serem estimados a partir de dados de perfuração, dos procedimentos teóricos e das abordagens experimentais.

Warren (1981) apresentou o desenvolvimento de um modelo que relaciona a taxa de perfuração à velocidade de rotação e a resistência de rochas. Kahraman *et al.* (2003), seguindo o mesmo contexto, estudaram as perfuratrizes à percussão com orifícios e relacionaram experimentalmente as taxas de perfuração aos parâmetros de resistência do material perfurado. Em seu trabalho, foi estudada para algumas rochas a correlação entre as taxas de perfuração e a resistência à compressão uniaxial (UCS), a resistência à carga pontual, o valor do martelo de

Schmidt, a resistência ao impacto, o módulo de Young (E), a densidade natural e velocidade da onda  $P$ .

Os casos citados, além de outros, como Teale (1965) e Moronkeji *et al.* (2017), demonstram que já há estudos relacionados a tipos distintos de perfuração, englobando-se um estado de tensões muito particular e condições de perfuração bastante distintas das EHC, a serem estudadas nessa pesquisa.

A modelagem do comportamento dos solos e rochas é complexa, assim como a interação entre as fundações e os solos, e normalmente está além da capacidade da maioria das formas tradicionais de métodos de engenharia de base física. Para solução da complexidade, a modelagem a partir da inteligência artificial representa uma alternativa potencial, se tornando cada vez mais popular e tem sido aplicada com sucesso a vários problemas da engenharia geotécnica (Shahin *et al.*, 2001 e 2012).

Entre as técnicas de IA disponíveis, Maheswari (2018) destaca-se três aplicadas com sucesso na engenharia geotécnica, a saber: Redes Neurais Artificiais ou *Artificial Neural Networks* (ANNs) ou; Programação Genética ou *Genetic Programming* (GP) ou; Polinômio Evolutivo de Regressão ou *Evolutionary Polynomial Regression* (EPR).

#### **2.5.4 ANÁLISE E VISUALIZAÇÃO DE RESULTADOS**

De forma geral, a análise de resultados consiste em buscar uma ferramenta capaz de propiciar uma melhor interpretação das informações geradas pelos modelos desenvolvidos. Já a visualização de resultados depende do objetivo final da análise, podendo ser desde uma simples planilha até uma interface com o usuário, comunicando os dados de forma clara e eficiente.

#### **2.6 VARIABILIDADE DOS SOLOS E DO CLIMA NO DISTRITO FEDERAL**

Dentro do escopo da Engenharia Geotécnica, a variabilidade dos solos é uma questão bastante complexa, pois se está diante de incertezas encontradas em decorrência de um limitado conhecimento das condições gerais do solo. É comum que a concepção de uma solução para um determinado projeto de fundação seja pautada na execução de sondagens pontuais de reconhecimento do subsolo. É comum identificar em casos práticos que a interpretação errônea de dados coletados ou a própria coleta de modo inapropriado resultam na dificuldade de espacialização de medidas pontuais, trazendo-se informações não confiáveis sobre o subsolo.

Segundo Reinert (2011), as incertezas geotécnicas são representadas por dois fatores: a variabilidade natural dos materiais que compõem o solo e aos erros de medida durante os ensaios realizados.

Ainda em relação às incertezas, Zihun *et al.* (2016) ressaltam os erros de equipamentos, de procedimentos operacionais e randômicos. O primeiro ocorre pela imprecisão nos dispositivos de medição, variação da geometria do próprio equipamento e rotina dos ensaios. Os erros de procedimento dos operadores ocorrem devido às limitações das normas existentes e como as mesmas são seguidas. Finalmente, os erros randômicos estão associados à dispersão dos dados das medidas não atribuíveis a um determinado tipo de incerteza. No caso dos perfis de intemperismo tropical não raro os procedimentos adotados são inapropriados ao estudo desses solos.

Diversas pesquisas foram desenvolvidas com o intuito de caracterizar o comportamento do solo de Brasília, como Camapum de Carvalho *et al.* (1993 e 1994), Guimarães (2002) e Mascarenha (2003), que mostraram que o solo característico da região é composto por uma argila porosa colapsável de cor vermelha, sendo esta constituída por argilas, siltes e areias combinados em diferentes quantitativos a depender do domínio da geologia local. As camadas de argila chegam a ter espessuras superiores a 10m no topo, em camadas intermediárias ou em sua base podem apresentar camadas de concreções lateríticas oriundas do processo de intemperismo das rochas e acúmulo de compostos químicos ferruginosos e/ou aluminosos que se acumulam provenientes de outras camadas lixiviadas.

Cardoso (2002) menciona que esses solos são denominados porosos por apresentarem estruturas formadas por micro e macro poros e são colapsáveis devido a própria instabilização dessas estruturas, conferindo-lhes uma estrutura bimodal. Para Guimarães (2002), essa camada de argila porosa, devido a sua alta porosidade e tipo de ligações cimentícias, apresenta uma estrutura instável quando sujeita ao aumento de umidade e/ou a alteração do estado de tensões. Assim, quando submetido aos fatores citados, apresenta-se quase sempre uma brusca variação volumétrica, denominada colapso.

Em função do arranjo estrutural e das composições físico-químicas, mineralógicas e estruturais, os solos locais caracterizam-se como tropicais lateríticos, com o comportamento hidromecânico peculiar. Segundo Camapum de Carvalho *et al.* (2006), pode-se dizer que os fluxos de umidade determinam as condições do estado desses solos, devido as variações da presença de água nos poros e ao transporte de partículas.

Classicamente, lida-se com o modo saturado para o comportamento do solo, mas em muitas situações, especialmente em países com clima tropical, é necessário colocar determinada ênfase em estudos e análises de solos não saturados cujos vazios são preenchidos apenas parcialmente pela água (grau de saturação <100%), o que exige maior conhecimento sobre as condições e comportamento da massa porosa a ser analisada.

O Distrito Federal apresenta duas épocas no ano bastante distintas em relação ao regime pluviométrico. Segundo o Instituto Nacional de Meteorologia (INMET), a primeira condiz a uma fase com estação quente e bastante chuvosa, entre os meses de outubro e abril e a segunda época com estação amena e bastante seca, percorrendo os meses de maio até setembro. Portanto, ao longo do ano observa-se uma mudança de comportamento no solo estudado, devido a variação de umidade no perfil de solo. Segundo Camapum de Carvalho *et al.* (1995), as grandes variações de grau de saturação ocorrem em torno dos 3 metros iniciais do perfil de solo, onde a variação de umidade pode chegar a atingir 35% durante o ano. Em camadas mais profundas, ainda localizadas no manto não saturado, as variações de umidade entre o período mais chuvoso e o mais seco geralmente atingem no máximo 8%.

Mascarenha *et al.* (2004) adotou o fator IHU(ER), que corresponde ao índice de umidade obtido com valores da evaporação real, precipitação excedente e o déficit de precipitação. Com os valores de IHU(ER) mensal e os resultados das provas de carga plotados em um gráfico, obteve-se uma boa tendência, evidenciando a possibilidade de correção da carga de ruptura a partir de dados pluviométricos de uma determinada região.

Gitirana Jr. (2005) mostrou que as variações dos fluxos de umidade em regiões tropicais são sazonais e dependem normalmente da precipitação, da evaporação e do escoamento superficial. Para essas variáveis, necessita-se do entendimento dos relevos, aqui entendido como a forma da superfície e, principalmente, dos fatores climáticos, pois influenciarão na variação de umidade e temperatura do solo.

Palmieri & Larach (1996) citam que o clima representa um dos agentes mais importantes na determinação das propriedades e formação dos solos. Entrando em especificidades, a variabilidade climática devido aos eventos pluviométricos resulta em frentes de umedecimento dos solos, podendo provocar uma redução da sucção e a perda de resistência do maciço em questão, provocando problemas na estabilidade do solo em diversos graus. Outro aspecto, também em função das características climáticas das regiões tropicais sob condição de solos

não saturados, mostra que a compreensão da variação sazonal da umidade na atmosfera permite prevenir o comportamento dos solos.

Ruge Cárdenas (2014) levou em consideração que as épocas de chuva representam fatores importantes na hora de se considerar aspectos essenciais nas escavações profundas e nos projetos de estruturas de contenção, já que no período seco a umidade de solo encontra-se baixa, o que conseqüentemente aumenta a sucção no perfil estratigráfico do solo poroso e assim a resistência ao cisalhamento. Caso contrário, a água tende a saturar o perfil em época de chuva, diminuindo o potencial de sucção do solo e aumentando as deformações/rupturas.

De acordo com Silva (2011), profissionais da área de fundações e empresas locais tem buscado gradativamente o conhecimento das variáveis que envolvem as soluções de obras de fundações. Ainda segundo o autor, existe a necessidade de criar modelos bidimensionais (2D) e tridimensionais (3D) de subsuperfícies para que se possa explicar melhor a complexibilidade do solo a ser estudado, mas ainda não foi dado tal importância na prática da engenharia local. Campos *et al.* (2018), mostrou que a espacialização como forma de ferramenta na análise dos resultados dos ensaios tornou-se uma solução eficaz no âmbito da interpretação dos dados para uma obra do Distrito federal, diminuindo incertezas que podem ser observadas entre os dados pontuais. Aliando-se ainda o conhecimento prévio da geologia local, pode-se identificar a probabilidade de ocorrência de estruturas favoráveis ou desfavoráveis ao adequado funcionamento das fundações.

Nesse contexto de grande variabilidade e complexidade de caracterização dos solos, em especial daqueles encontrados no DF, a utilização de uma metodologia *Big Data* capaz de prover informações em tempo real e adequadas às especificidades de cada intervenção se mostram como sobremaneira interessantes.

## **2.7 CONSIDERAÇÕES DA NORMA BRASILEIRA NBR 6122:2019**

Segundo Alonso (2019), o primeiro esboço de anteprojeto da norma de fundações foi elaborado em 1959 pela Associação Brasileira de Mecânica dos Solos (ABMS), resultando no ano subsequente a norma NB-51/1960. Esta norma foi cancelada e substituída pela NB-51/1978 e posteriormente pela NBR 6122:1980, mudando completamente a sua terminologia.

A NBR 6122 dispõe dos critérios relacionados aos projetos e execução de fundações de todas as estruturas consideradas convencionais da Engenharia Civil, incluindo residências, edifícios, pontes e viadutos. A primeira substituição da até então NBR 6122:1980 ocorreu em

1986, sendo posteriormente revisada e alterada no ano de 1996, de 2010 e a sua última atualização vigente ocorreu em 2019. Tais mudanças são necessárias para adequar as exigências às novas práticas, inovações e tecnologias desenvolvidas pelo mercado.

A revisão da NBR 6122:2019 (ABNT, 2019) foi bastante abrangente, apresentando diversas atualizações conceituais e ajustes relacionados tanto aos projetos, quanto aos anexos que tratam dos procedimentos executivos de diversos tipos de estaca. Para a presente tese, buscou-se elencar as alterações que geraram, de certa forma, algum impacto em relação às EHC. Dessa forma, em ordem cronológica com os itens enumerados da nova norma, percebeu-se modificações quanto à excentricidade, dimensionamento estrutural, provas de carga, avaliação técnica de projeto e, por fim, aos anexos que retratam a execução das presentes estacas.

Face a uma possível excentricidade executiva na estaca, era tolerado, sem a necessidade de correção, o desvio entre o eixo da estaca e o ponto de aplicação da resultante das solicitações do pilar de 10% da menor dimensão da estaca. Caso acima, deveria ser verificado as implicações na estabilidade estrutural. Agora, toda e qualquer excentricidade deve ser comunicada ao projetista da estrutura para as providências necessárias.

Em relação ao dimensionamento estrutural das fundações profundas, verificou-se alterações dos parâmetros de resistência do concreto para as EHC. O material, que antes exigia um  $f_{ck}$  máximo de projeto de 20MPa, agora deve contar com valores de 30 a 40MPa, a depender da Classe de Agressividade Ambiental (CAA), não considerada na antiga norma. Dessa forma, alteraram-se os valores do coeficiente de ponderação da resistência do concreto.

Para os ensaios de provas de carga, agora a norma deixa claro que a quantidade de estacas a serem consideradas em sua execução, refere-se ao somatório de todas as estacas presentes nas edificações da obra, mesmo que de diferentes tipos. Incluem-se as estacas da periferia e das demais construções da obra, não consideradas apenas as estacas exclusivamente de contenção e de muros de fechamento. Outro ponto novo é que nas obras em que os carregamentos principais provenientes da estrutura nas condições de utilização mais frequentes durante a vida útil forem os esforços de tração ou os esforços horizontais, é obrigatória a execução de prova de carga específica à tração ou esforço horizontal.

Incluiu-se na norma um novo tópico anterior aos anexos, nomeado “Avaliação técnica do projeto”, o tornando essencial e obrigatório nos casos citados do item normativo 9.1:

[...] O desempenho das fundações é verificado por meio de pelo menos o monitoramento dos recalques medidos na estrutura, sendo obrigatório nos seguintes casos:

- a) estruturas nas quais a carga variável é significativa em relação à carga total, tais como silos e reservatórios;
- b) estruturas com mais de 55,0m de altura do piso do térreo até a laje de cobertura do último piso habitável;
- c) relação altura/largura (menor dimensão) superior a quatro;
- d) fundações ou estruturas não convencionais.

Pode também ser necessário o monitoramento de outras grandezas, tais como: deslocamentos horizontais, desaprumos, integridade ou tensões. O resultado das medições deve ser comparado com as previsões de projeto.

O projeto de fundações deve estabelecer o programa de monitoramento, incluindo: referência de nível (indeslocável) a ser utilizada, precisão das medidas, frequência e período em que as leituras são realizadas.

A avaliação técnica do projeto de fundações constituiu-se pela sua verificação e análise crítica, determinando se este projeto atende aos requisitos das normas técnicas vigentes aplicáveis. Ela deve ser realizada por profissional habilitado e independente em relação ao projetista da fundação. Sendo assim, este profissional se torna parte integrante do projeto, respondendo solidariamente com o projetista apenas pelos aspectos técnicos. Eventuais ajustes decorrentes da avaliação são decididos em comum acordo entre o contratante do projeto de fundações, o projetista e o avaliador, respeitando todos os requisitos desta norma.

Finalmente, entrando no mérito do anexo N relativo às EHC (antigo Anexo F), eliminou-se a tabela com valores de torque e arranque em função da dimensão das estacas, prevalecendo agora que o equipamento deve apresentar características mínimas estabelecidas pelo projetista e pelo executor de modo a assegurar que seja atingida a profundidade especificada no projeto, com o torque e força de arranque compatíveis com o diâmetro da estaca e a resistência do solo a ser perfurado.

Em termos de perfuração, acrescentou-se que previamente a introdução do trado, deve-se garantir que a tubulação da concretagem, entre o cocho e o trado da hélice contínua, esteja totalmente cheia de concreto. Para o monitoramento eletrônico, garantiu-se neste tópico que é parte inerente ao processo e indispensável, devendo ser registrado ao menos a profundidade, a velocidade de rotação do trado, a velocidade de avanço e a pressão do torque. Tais dados são essenciais para o presente trabalho. Por fim, a utilização do prolongador agora tornou-se aceitável nas seguintes condições: até 6m para estaca com comprimento superior a 18m, executada com perfuratriz equipada com trado mínimo de 18m. Com trado inferior aos 18m, a

prolonga fica limitada a 10% do comprimento total da estaca. Na concretagem, detalhou-se de maneira mais abrangente os procedimentos executivos e acrescentou-se, analogamente ao item de perfuração, a etapa de monitoramento. Nessa etapa, deve-se registrar ao menos a velocidade de subida do trado, a pressão de injeção do concreto e o volume bombeado. Após a concretagem, acrescentou-se ao final do texto que os centralizadores, caso utilizados, devem ser colocados aproximadamente 1m do topo e 1m da ponta da armação.

Nota-se que a norma discutida abrange diversos pontos sobre as EHC. No entanto, os procedimentos para as provas de carga carecem de maiores informações quanto, principalmente, a definição dos locais em que devem ser realizados. Seria fundamental que tal instrumento normativo trouxesse também reflexões a respeito do impacto da posição da estaca na fundação (Ferrari de Campos *et al.*, 2022).

## **2.8 MÉTODOS NUMÉRICOS APLICADOS A FUNDAÇÕES**

Segundo Genevois (1991), as incertezas e as ocorrências de equívocos na determinação dos parâmetros do solo devem-se basicamente aos procedimentos experimentais e as variabilidades naturais dos parâmetros geotécnicos. Assim, diversos fatores são observados, como a variabilidade inerente ao maciço, as dificuldades de reprodução das condições de campo em laboratório, a perturbação do solo diante instalação de instrumentos de prospecção e inclusive as ocorrências geomecânicas não detectadas durante as campanhas de ensaios geotécnicos.

A NBR 6122:2019 (ABNT, 2019) preconiza em nota no final do escopo:

[...] Reconhecendo que a engenharia geotécnica não é uma ciência exata e que riscos são inerentes a toda e qualquer atividade que envolva fenômenos ou materiais da Natureza, os critérios e procedimentos constantes desta Norma procuram traduzir o equilíbrio entre condicionantes técnicos, econômicos e de segurança usualmente aceitos pela sociedade na data de sua publicação. Nos projetos civis que envolvem mecânica dos solos e mecânica das rochas, o profissional habilitado com notória competência é o profissional capacitado a dar tratamento numérico ao equilíbrio mencionado.

Os problemas envolvendo capacidade de carga em fundações profundas podem ser estudados analiticamente, numericamente ou experimentalmente. As informações obtidas em ensaios *in loco* e mesmo em cálculos analíticos servem como referência para a calibração de parâmetros de uma simulação numérica, assegurando assim uma representação mais fiel do

fenômeno físico de interesse. Dessa forma, a simulação numérica pode ser vista como uma abordagem complementar aos métodos analíticos e experimentais.

Por um outro lado, nem sempre as soluções analíticas podem ser utilizadas, pois determinados problemas, na prática, são suficientemente complexos para serem modelados matematicamente por meio de equações diferenciais exatas, repercutindo na necessidade da utilização de aproximações. Assim, já se justifica o emprego de métodos numéricos, pois com o crescente avanço tecnológico já é possível descrever problemas complexos com o uso de computadores de baixo custo e elevada rapidez. Finalmente, os métodos experimentais também são utilizados para verificar na prática os resultados obtidos pelas aproximações numéricas, mas estão quase sempre associados a custos elevados.

Dos métodos numéricos mais utilizados, destaca-se o Método dos Elementos Finitos (MEF). Segundo Hughes (1987) e Zienkiewicz *et al.* (2013), o princípio fundamental deste método é a divisão do meio contínuo em um conjunto de pequenos elementos unidos por uma série de pontos nomeados nós, sem variação das propriedades do meio original. O MEF tem o poder de representar de maneira aproximada o meio descontínuo, formado por infinitos graus de liberdade e governado por equações diferenciais, em um sistema com número finito de equações, sejam elas lineares ou não lineares. É um dos diversos métodos numéricos utilizados para obter a solução de problemas de valor de contorno, envolvendo resposta estática, dinâmica ou térmica. O método, baseado em um princípio variacional e em uma metodologia de escolha conveniente e automatizável de funções aproximadoras, pode ser aplicado a praticamente todos os setores das engenharias e constitui-se na base teórica de diversos *softwares* comerciais.

Na presente tese, considera-se como ferramenta computacional o software Abaqus®, pois além de viabilizar os cálculos por meio do MEF, possui uma série de modelos constitutivos de interesse para a Engenharia Geotécnica. Basicamente, o programa divide-se em duas partes. A primeira representa a interface gráfica, incluindo os módulos Abaqus/CAE e Abaqus/Viewer. Já a segunda consiste na parte referente à solução, composta pelos módulos Abaqus/Standard e Abaqus/Explicit.

Segundo o manual do programa (Simulia, 2016), o módulo Abaqus/CAE desenvolve o modelo geométrico, podendo atuar como pré e pós-processador. Por meio do pré-processador gera-se o arquivo de entrada que contém uma sequência lógica de *inputs* para criação do modelo a ser analisado. Descreve-se brevemente cada item a seguir.

- *Part*: Criação da geometria de interesse de cada parte individual do modelo. É possível importá-la integralmente em diversos formatos, como o *AutoCAD*®;
- *Property*: Definição do tipo de material a ser adotado. Para isso, cria-se uma ou mais seções a partir da geometria definida e posteriormente é estabelecido o material e as propriedades mecânicas pertencentes a cada uma;
- *Assembly*: Integração de todas as partes criadas a serem analisadas;
- *Step*: Imposição da sequência de passos de análise para as saídas de dados;
- *Interaction*: Especificação do tipo de interação entre as superfícies de contato de um mesmo corpo ou de corpos diferentes presentes no modelo;
- *Load*: Aplicação das forças atuantes no modelo a ser estudado e suas respectivas condições de contorno;
- *Mesh*: Criação da malha de elementos finitos;
- *Optimization*: Configuração de uma tarefa para o aperfeiçoamento do modelo;
- *Job*: Realização da análise especificada pelo usuário por meio dos itens anteriores.

O pós-processador permite que os resultados das simulações sejam exibidos graficamente por meio do *output visualization*. Assim, o *Abaqus/Viewer* funciona exclusivamente como um pós-processador.

Ainda conforme o manual, os módulos do *Abaqus/Standard* e *Abaqus/Explicit* são responsáveis pelas simulações (processamento dos dados de *input*). O *Abaqus/Standard* possui mais precisão, gerando soluções mais estáveis, pois resolve o sistema de equações em cada incremento do processo da solução, mas em contrapartida, requer mais tempo computacional para resolver os problemas. Recomenda-se esse módulo para as análises dinâmicas estáticas e lineares. O *Abaqus/Explicit* é o módulo para resolução mais rápida de problemas dinâmicos com grandes deformações e deslocamentos, pois se determina a solução sem iterações, com uma integração explícita do próximo estado cinemático do estado obtido no incremento anterior, exigindo menos tempo computacional.

Vale mencionar que os cálculos podem ser executados apenas com o *Abaqus/Standard* e *Abaqus/Explicit*, por meio de scripts em linguagens de programação como o Python®. Assim, o usuário pode também evitar as barreiras visuais do *Abaqus/CAE* de modo a impor que os outros dois módulos computem modelos constitutivos ausentes na biblioteca do *software*. Ainda, o programa fornece recursos adicionais por meio de diferentes sub-rotinas com o

objetivo de trazer mais precisão aos resultados da simulação. Bortoletto (2008) apresenta três possibilidades para melhoria nas análises, a saber:

- Implementação de sub-rotinas em linguagem de programação Fortran, escritas pelo próprio usuário, que forneçam novos e diferentes modelos de cálculo, de acordo com as necessidades de uso do *software*;
- Construção de *plugins* Python® para customização e desenvolvimento de interfaces para diferentes utilizações;
- Utilização de *scripts* em Python para simplificação e automatização de tarefas.

De modo a avaliar a adequação das respostas obtidas numericamente às da realidade, alguns autores utilizaram o MEF por meio do Abaqus® para reprodução de diferentes tipos de provas de carga de estacas carregadas à compressão. Hung & Kim (2010) mostraram boa concordância da curva carga *versus* recalque entre a simulação numérica e os dados experimentais da prova de carga realizada em estaca metálica. A diferença significativa entre as curvas foi observada na zona de plastificação da estaca. Duarte (2012) também comparou as curvas carga *versus* recalque, mas para diferentes casos em estacas do tipo broca. O modelo que mais se aproximou em termos de previsão foi o da simulação realizada em uma sapata estaqueada, conferindo o efeito de grupo as análises. Zeleke (2015) e Campos *et al.* (2020) criaram modelos axissimétricos de elementos finitos em suas simulações para a comparação com os resultados das provas de carga, utilizando-se estacas escavadas e EHC.

Para a previsão adequada do comportamento mecânico do material submetido ao campo de tensões, necessita-se criar modelos constitutivos capazes de reproduzir com significativa acurácia o comportamento observado no material desejado em estudo. De acordo com Alonso *et al.* (1987), a principal vantagem do modelo constitutivo se trata da viabilidade ao tratamento unitário dos resultados obtidos, com diferentes tipos de ensaios e distintas trajetórias de tensões, possibilitando uma análise do conjunto com tratamento unificado.

De acordo com Collins & Kelly (2002), diferentes modelos constitutivos são utilizados para simular a interação de estacas no solo após o desenvolvimento de modelos cada vez mais abrangentes na descrição do comportamento complexo do geomaterial sob diferentes condições de carregamento. Para as estacas, normalmente utilizam-se três modelos constitutivos. Assume-se no primeiro modelo que a estaca represente um corpo rígido de tal forma que as deformações horizontais do material da estaca sejam tão pequenas a ponto de serem desconsideradas. O segundo modelo considera a estaca como perfeitamente elástica, ou seja, espera-se que a estaca

se deforme elasticamente, não apresentando deformações plásticas, o que funciona razoavelmente bem quando se espera obter o comportamento da estaca e do solo em cargas de projeto e não em carregamentos últimos. O terceiro e último modelo, considerado na presente tese, interpreta a estaca com comportamento elastoplástico. Nesse caso, a estaca apresenta deformação elástica até a superfície de plastificação, e posteriormente, iniciam-se as deformações plásticas não recuperáveis.

Para caracterizar um modelo elastoplástico, Cordão Neto (2013) mencionou alguns pontos importantes para o entendimento do comportamento do solo, necessitando-se definir:

- Variáveis de estado de tensão e deformação;
- Tensão efetiva, tensão líquida, sucção, índice de vazio, saturação, etc;
- Comportamento elástico, ou seja, propriedades elásticas;
- Superfície de plastificação, ou seja, a região do espaço e as tensões onde ocorrem somente deformações elásticas (recuperáveis);
- Direção e a magnitude das deformações plásticas (superfície potencial plástica);
- Lei de evolução da superfície de plastificação: lei de endurecimento.

No modelo de comportamento de Mohr-Coulomb, já implementado no programa Abaqus® (Simulia, 2016), considerou-se o solo como isotrópico com comportamento elastoplástico. O critério de Mohr-Coulomb reconhece o caráter friccional dos solos e prevê a sua ruptura se a tensão cisalhante num plano atinge um valor máximo  $\tau_f$  dado pela Equação 2.10. Um estado de tensão na ruptura é representado por um círculo de Mohr tangenciando a envoltória.

$$\tau_f = c + \sigma_f \tan \phi \quad 2.10$$

em que:  $c$  = coesão [kPa];  $\phi$  = ângulo de atrito [°];  $\sigma_f$  = tensão normal no plano de ruptura.

Como se vai indicar mais a frente, os modelos numéricos podem ser grandes aliados na análise e geração de dados sintéticos sobre determinado problema.

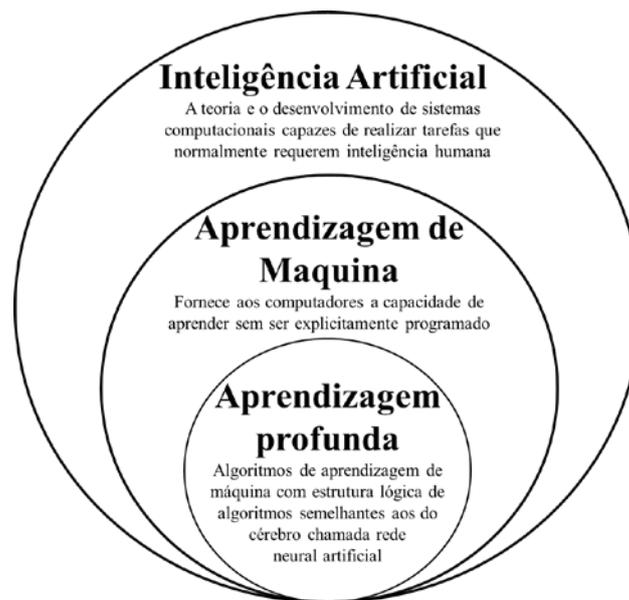
## **2.9 MODELOS DE INTELIGÊNCIA ARTIFICIAL APLICADOS A FUNDAÇÕES**

Chapman (2016) acredita que a Inteligência Artificial (IA) será a próxima grande onda a engolir a indústria, utilizando os vastos bancos de dados construídos dos projetos em geral. Assim que a detecção de padrões e o aprendizado iniciar com estas experiências e processos,

será permitido que os computadores sejam vastamente mais úteis e que a indústria se torne vastamente mais eficiente.

A combinação dos algoritmos de IA e o fluxo de trabalho *big data* se torna uma ferramenta potente capaz de realizar análises de grandes volumes de dados, criar padrões, estabelecer conexões e aprender a executar tarefas de forma automatizada, inteligente, e claro, sem a intervenção humana.

Conceitualmente, Maheswari (2018) cita que todas as pessoas que buscam compreender melhor o campo da inteligência artificial devem começar pelo entendimento dos termos e suas diferenças. De forma simples, o autor comenta sobre a Figura 2.4, que representa o campo da inteligência artificial. A aprendizagem profunda (*deep learning*) é um subconjunto especializado da aprendizagem de máquina (*machine learning*) que, por sua vez, é um subconjunto da inteligência artificial.



**Figura 2.4** – Subconjuntos da inteligência artificial (Wauke, 2020, tradução nossa)

Destaca-se que enquanto os algoritmos de aprendizagem de máquina tradicionais têm uma estrutura bastante simples, como regressão linear ou uma árvore de decisão, o aprendizado profundo é baseado em uma *artificial neural networks* (ANNs) ou redes neurais artificiais (RNA). Esta RNA de várias camadas é, como um cérebro humano, complexa e interligada. Devido à estrutura complexa de várias camadas, um sistema de aprendizagem profunda precisa de um grande conjunto de dados para eliminar flutuações e fazer interpretações de alta qualidade. Já o algoritmo tradicional de aprendizagem de máquina requer muito menos dados para funcionar corretamente (Wauke, 2020).

Dos diversos tipos de algoritmos de aprendizagem de máquina, que são construídos por diferentes sistemas e podem apresentar funções diversificadas, o *Support Vector Machine* (SVM) para regressão apresenta-se como um dos grandes utilizados. O algoritmo de regressão SVM é conhecido como *Support Vector Regression* (SVR), que reconhece a presença de não linearidade nos dados e fornece um modelo de previsão proficiente. Segundo Raj (2020), a linha reta necessária para ajustar os dados é chamada de hiperplano. Os pontos de dados em ambos os lados do hiperplano que estão mais próximos do hiperplano são chamados de Vetores de Suporte. Seguindo o raciocínio, existem vários hiperparâmetros utilizados na regressão, sendo os principais o próprio hiperplano, o núcleo e as linhas de limite. O núcleo representa um *kernel*, que é um conjunto de funções matemáticas que recebe dados como entrada e os transforma na forma necessária. Estes são geralmente usados para encontrar um hiperplano no espaço dimensional superior. Já as linhas de limite são as duas linhas que são desenhadas ao redor do hiperplano a uma distância de  $\epsilon$  (*épsilon*), utilizado para criar uma margem entre os pontos de dados. Ao contrário de outros modelos de regressão que tentam minimizar o erro entre o valor real e o previsto, a ideia básica por trás do SVR é encontrar a melhor linha de ajuste. Em SVR, a linha de melhor ajuste é o hiperplano que possui o número máximo de pontos.

Das técnicas de aprendizagem profunda, destaca-se a técnica RNA, que representa um tipo de IA que tenta imitar a função do cérebro humano e do sistema nervoso. Embora o conceito de ANNs tenha sido introduzido pela primeira vez em 1943 (McCulloch & Pitts, 1943), a investigação sobre aplicações de ANNs floresceu com a introdução do algoritmo de treino de retropropagação em 1986 (Rumelhart *et al.*, 1986). Sendo assim, a estrutura de um modelo ANNs requer a determinação de uma série de elementos de processamento ou nós, que são normalmente dispostos em camada(s) de entrada, saída, e ainda, uma ou mais camadas ocultas. A propagação de informação em uma ANN começa com a camada de entrada, onde são inseridos os dados de entrada. A rede ajusta os seus pesos sobre a apresentação de um conjunto de dados de formação e utiliza uma regra de aprendizagem para encontrar um conjunto de pesos que produz o mapeamento de entrada e saída que tem o menor erro possível. A este processo denomina-se aprendizagem ou treino. Uma vez que a fase de formação do modelo foi realizada com sucesso, o desempenho do modelo formado tem de ser validado através de um conjunto de validação independente.

Essa é uma técnica simples e inovadora proposta por Garson (1991) para definir a importância relativa das variáveis de entrada, examinando os pesos de ligação da rede treinada.

Tratando-se de aplicações práticas, a engenharia geotécnica lida com materiais, como os solos e as rochas, que pela sua própria natureza, apresentam variabilidade e, como já mencionado anteriormente, incertezas devido aos processos físicos associados à formação. A modelagem do comportamento de tais materiais é complexa e normalmente está além da capacidade da maioria das formas tradicionais de métodos de engenharia de base física. Durante a última década, a IA está se tornando mais popular e tem sido aplicada com sucesso a praticamente todos os problemas da engenharia geotécnica (Shahin *et al.*, 2001, 2009 e 2012).

A interação entre as fundações e os solos é complexa e cheia de incertezas que motivam os engenheiros a aplicar as técnicas de IA para a previsão do comportamento dessas estruturas. Os modelos de RNAs e SVR têm sido usados extensivamente para modelar a capacidade de carga axial e lateral das fundações compostas por estacas de compressão e tração. Dessa forma, os estudos de previsão de recalque e curvas carga *versus* recalque são de interesse para a tese e podem ser observados em Pooya Nejad *et al.* (2009) Ismail & Jeng (2011), Alkroosh & Nikraz (2011), Kordjaz *et al.* (2015), Nejad & Jaksa (2017) e Pham *et al.* (2020).

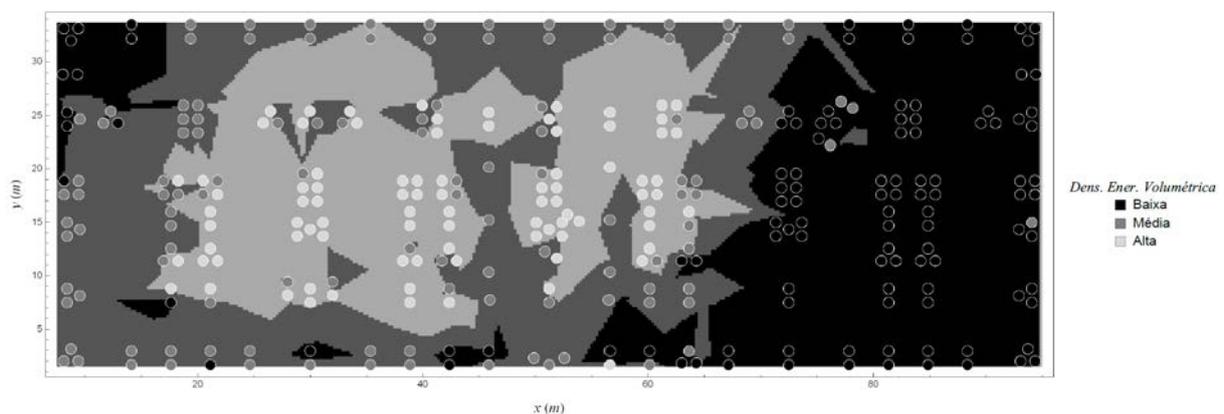
Pooya Nejad *et al.* (2009) desenvolveram um modelo de RNA para prever o recalque de estacas escavadas carregadas axialmente com base em dados SPT e de 76 provas de cargas individuais da literatura. Após a validação do modelo, os autores compararam as previsões obtidas pelo modelo com as fornecidas por quatro métodos tradicionais. Nejad & Jaksa (2017) também desenvolveram um modelo para simular o desempenho de estacas escavadas, mas com base no CPT e provas de carga. Os autores, além de compararem as previsões obtidas com os vários métodos consagrados na literatura, fizeram uma comparação com o estudo proposto por Pooya Nejad *et al.* (2009), baseado em dados de SPT. Para comparar os modelos, a mesma prova de carga foi utilizada, indicando a eficácia dos modelos de IA.

Nejad & Jaksa (2017) e Pham *et al.* (2020), utilizando as técnicas de SVM, concluíram que essa abordagem também oferece uma ferramenta poderosa e alternativa aos engenheiros geotécnicos para a determinação do desempenho das estacas.

Por meio de um compilado, as pesquisas mostraram que todos os modelos desenvolvidos tiveram um desempenho superior aos métodos tradicionais e forneceram excelentes previsões de recalque e carga *versus* recalque das estacas. A vantagem de modelagem dessas técnicas sobre os métodos tradicionais é a capacidade de captar a relação não-linear e complexa entre o problema e os fatores que o afetam sem ter de assumir a fórmula que, a priori, caracterizaria esta relação.

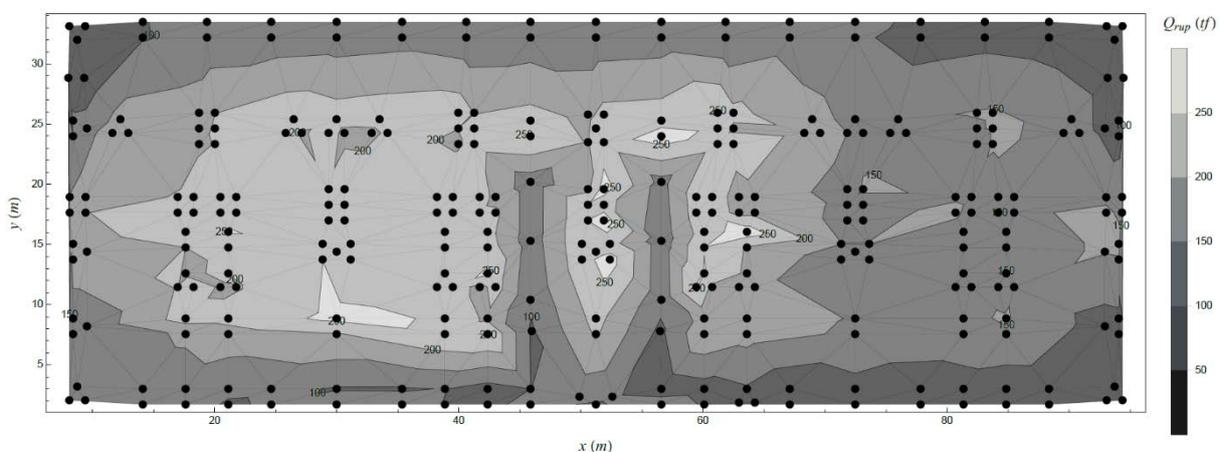
## 2.10 ANÁLISE DA INSTALAÇÃO DAS ESTACAS E COMPETÊNCIA DO MACIÇO

Ferrari de Campos (2018) e Ferrari de Campos *et al.* (2022) analisaram a competência do maciço no desempenho de EHC em uma obra realizada no Distrito Federal. As análises foram realizadas em termos de energia de execução total acumulada e metro a metro. Posteriormente, normalizou-se a energia total por volume das estacas de fundação, neutralizando-se então o efeito do comprimento afim de não influenciar nas análises estatísticas. Com a energia obtida, agora em termos de densidade de energia volumétrica, mapeou-se a sua distribuição espacial no terreno por meio dos resultados da execução de cada estaca, sendo ilustrada na Figura 2.5.



**Figura 2.5** - Espacialização da densidade de energia volumétrica para as estacas de fundação (Ferrari de Campos, 2018)

Nota-se claramente a presença de três regiões características. Por fim, foi possível determinar a capacidade de carga a partir da relação com a energia de execução, resultando-se os valores específicos de carga de ruptura, conforme a Figura 2.6.



**Figura 2.6** - Espacialização das cargas de ruptura por meio da densidade de energia de execução (Ferrari de Campos, 2018)

Ainda, Ferrari de Campos (2018) aliou os resultados das energias de execução com a utilização do método estatístico de reamostragem *Bootstrap*, detalhado em sua pesquisa. Ao selecionar grupos ou amostras representativas das estacas de fundação, o autor percebeu que existe influência do posicionamento das estacas executadas na obra, assim como a proximidade das estacas de contenção com as de fundação.

De modo geral, o autor buscou não apenas elencar, mas também discutir uma série de pontos fundamentais no processo de execução e segurança de fundações do tipo estaca hélice contínua. Mostrou-se que cada estaca é única, com histórico de tensões, perfil estratigráfico e qualidade executiva distintos. Essa unicidade não é levada em conta em projetos de fundações tradicionais, em que poucas "estacas tipo" são projetadas, sob a justificativa de que o terreno é aproximadamente uniforme na área de implantação da fundação. Mostrou-se que nem mesmo as sondagens realizadas podem ser prontamente combinadas para uma análise global.

## **2.11 ESTADO DE TENSÃO COMO ELEMENTO DETERMINANTE PARA A ENERGIA DE EXECUÇÃO**

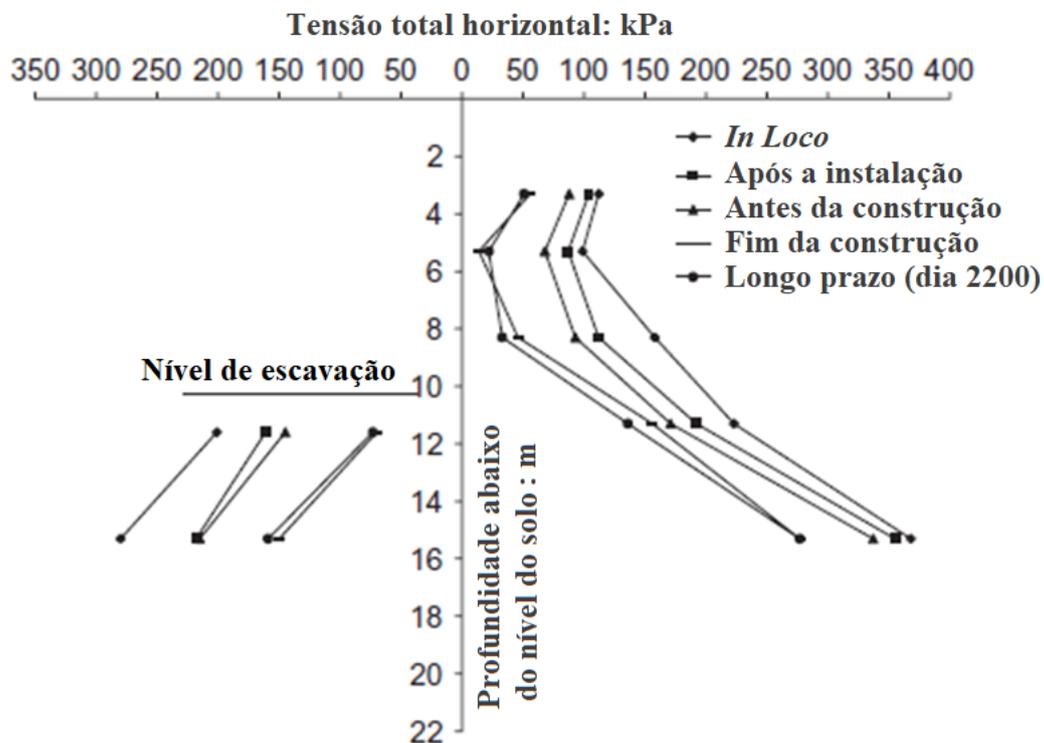
O estado de tensões mostra-se de fundamental importância para as análises de energia de execução, afinal, a evolução da obra pode impactar nas tensões transmitidas à perfuratriz durante a execução das estacas.

Van Impe (1994) alertou que na execução da fundação, as modificações das características, do tipo de instalação das estacas e do estado de tensão do solo ao seu redor influenciam sensivelmente o desempenho do estaqueamento. Em relação aos efeitos causados pela escavação, principalmente em frente à cortina de contenção, Gaba *et al.* (2003) mencionam que tais efeitos estão influenciados por diferentes aspectos, entre eles os mais importantes dizem respeito às mudanças de tensões no solo.

### **2.11.1 ESTUDOS INTERNACIONAIS**

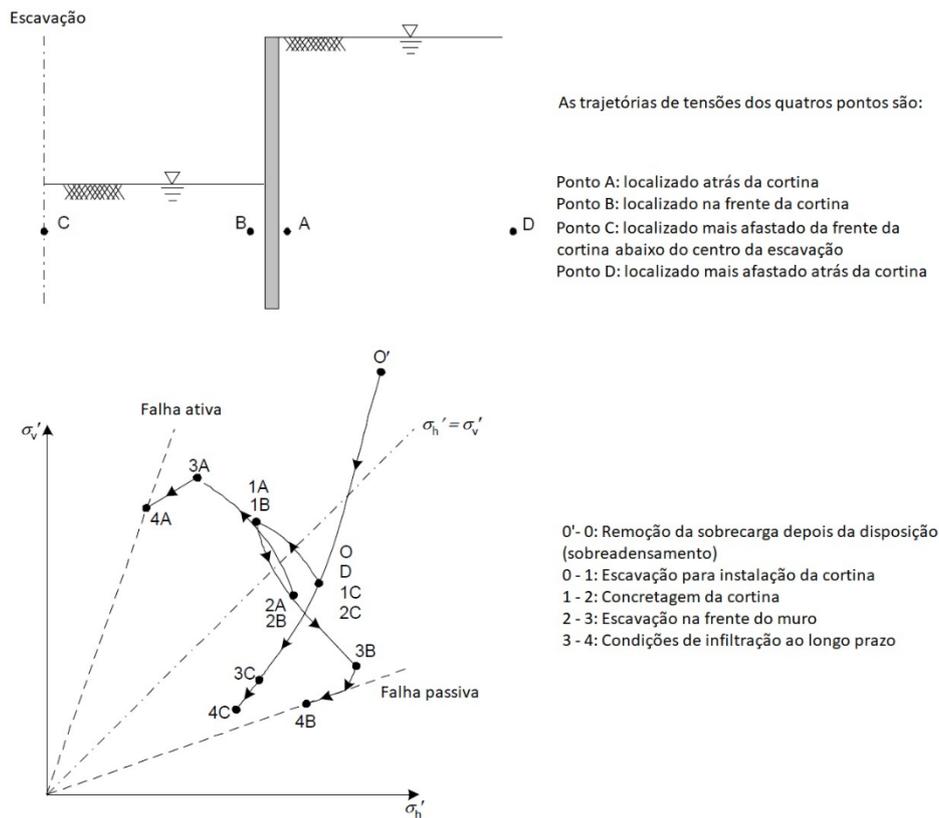
O trabalho experimental desenvolvido no Reino Unido por Richards *et al.* (2007) mostrou-se relevante para o entendimento dos efeitos dos estados das tensões sob o ponto de vista da energia de execução. Em seu estudo, as cortinas de contenção e os cortes executados localizaram-se em um perfil estratigráfico argiloso. As instrumentações de monitoramento contaram com as medições das tensões por meio de células de pressão em diferentes profundidades e distâncias da parede. As medições foram realizadas em termos de tensões totais horizontais, tanto no perfil suportado quanto no escavado, facilitando-se a leitura dos resultados

antes e imediatamente após a escavação e instalação da cortina de contenção, assim como a longo prazo. O resultado é simplificado e ilustrado na Figura 2.7, demonstrando que a tensão total horizontal no perfil suportado reduziu substancialmente durante a escavação, o qual ficou claro nas instrumentações que na medida em que se afasta da contenção, reduz-se a alteração do estado de tensões. No perfil escavado, as reduções na tensão total horizontal justificaram-se pela remoção da sobrecarga, pois entende-se que a remoção do solo consiste em um efeito mais dominante do que o aumento da tensão lateral devido ao movimento da cortina. Considerando-se o lado contido, as tensões totais horizontais diminuíram no maciço acima da cota de escavação e aumentaram abaixo dela após a execução da laje, a remoção dos tirantes temporários sendo, no entanto, que a longo prazo as alterações foram mínimas.



**Figura 2.7** - Tensões totais horizontais atrás e na frente da parede de contenção, antes e depois da escavação e instalação da contenção, e a longo prazo (modificado de Richards *et al.*, 2007)

Segundo Gaba *et al.* (2003), a escolha do tipo de contenção e do método de escavação representam grandes influências nas magnitudes dos movimentos da parede e do solo. Os autores analisaram as trajetórias de tensões na escavação de um solo argiloso durante os procedimentos executivos de uma obra. Para isso, 4 pontos de referência foram posicionados em diferentes locais para leitura dos resultados. Na Figura 2.8 é possível observar os pontos e as trajetórias e na Tabela 2.4 o resumo dos resultados obtidos.

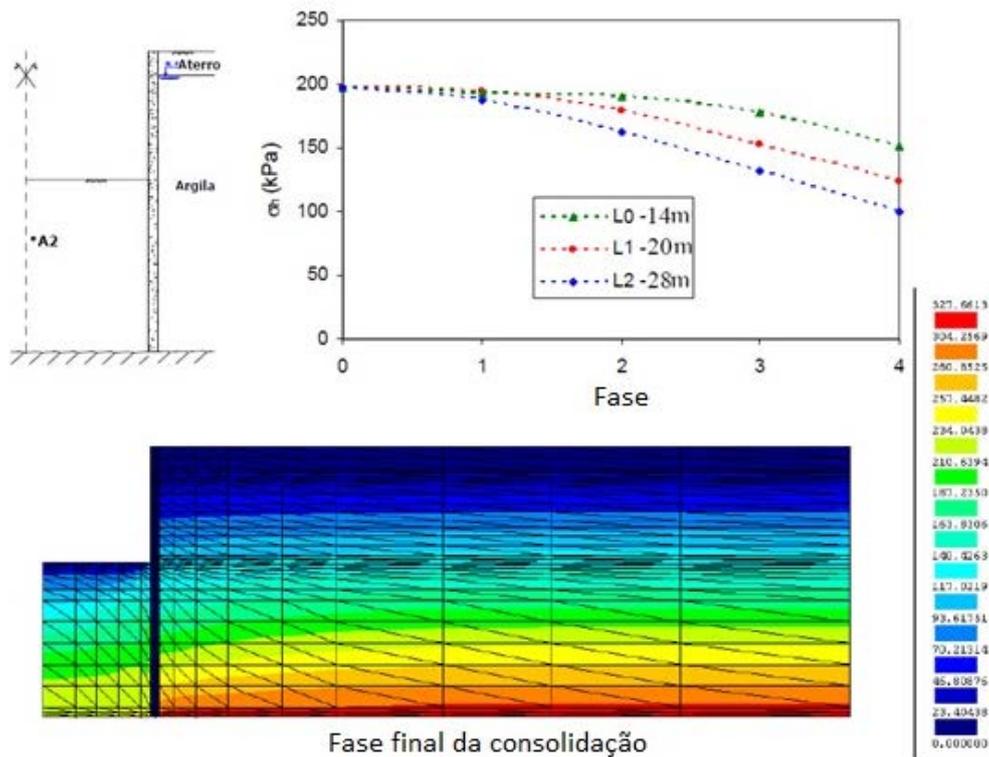


**Figura 2.8** - Trajetórias em elementos do solo na escavação durante diferentes sequências de construção, modificado de Gaba *et al.* (2003)

**Tabela 2.1** - Mudanças de tensões desde a etapa inicial, modificado de Gaba *et al.* (2003)

	Ponto A	Ponto B	Ponto C	Ponto D
Tensão vert. total durante a esc.	Constante	Diminui	Diminui	Sem mudanças
Tensão hor. total durante a esc.	Diminui	Diminui com a descarga e aumenta devido ao movimento da cortina	Diminui	Sem mudanças
Poropressões durante a esc.	Diminui	Aumenta	Diminui	Dep. permeab
Poropressões ao longo prazo	Aumenta	Diminui	Diminui	Dep. permeab
Resist. ao cisalh. não drenada	Diminui	Diminui	Diminui	Sem mudanças
Deformação durante a esc.	Compressão vert.	Extensão vert.	Extensão vert.	Sem mudanças
Deformação no longo prazo	Compressão vert.	Extensão vert.	Extensão vert.	Sem mudanças

Costa (2005) realizou a simulação numérica de uma escavação escorada em maciços de natureza argilosa presentes em Chicago, EUA, analisando-se o comportamento do sistema da estrutura de contenção em relação ao maciço de natureza argilosa em todas etapas construtivas. Os resultados obtidos em um ponto nomeado A2 durante as quatro fases correspondentes ao período de execução e ao período final de escavação da cortina de contenção, em termos de tensões totais horizontais apresentam-se na Figura 2.9. A título de exemplo, observa-se também o estado de tensão no final da consolidação.



**Figura 2.9** - Estado de tensão total horizontal no ponto A2 em diferentes larguras de escavação e no final da consolidação, modificado de Costa (2005)

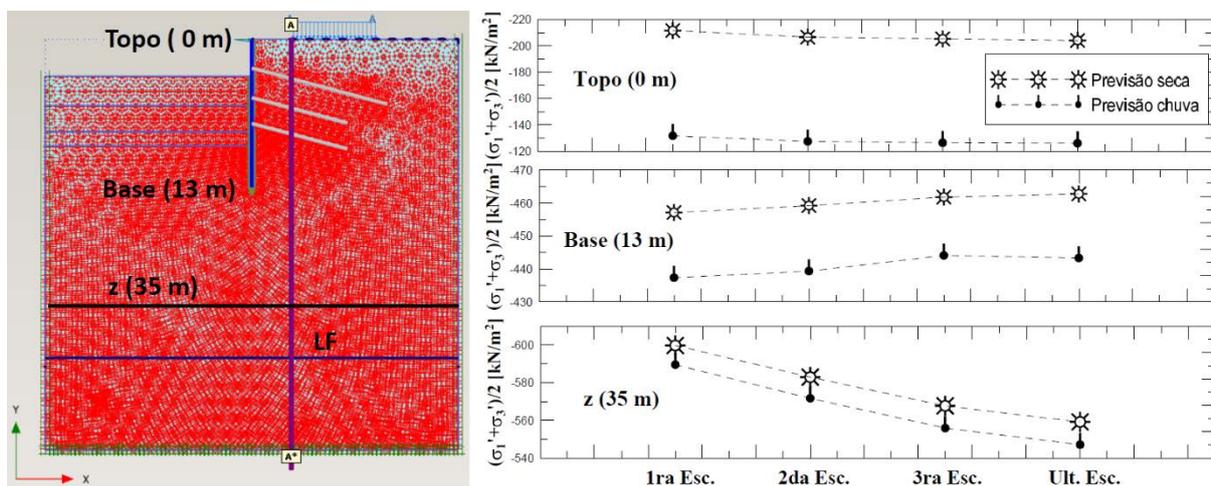
Em todas as fases de escavação percebeu-se uma diminuição generalizada das tensões totais horizontais. O maciço do perfil escavado é solicitado devido a remoção do peso do solo e da compressão lateral devido ao movimento da contenção em direção ao corte. Tratando-se do perfil suportado, o maciço suportado sofre desconfinamento lateral devido ao movimento da contenção, diminuindo-se também as tensões horizontais, que se torna mais evidente nas últimas fases de escavação. Ainda, notou-se que a largura da escavação indica um dos parâmetros que pode ter grande influência no processo de deformação do solo. A maior largura da escavação (L2) indica maior volume de solo e maior alteração do estado de tensão horizontal. O autor ainda citou que para as distâncias horizontais superiores a 4-6 vezes a profundidade de escavação, a perturbação do estado de tensão deixava de ter significado.

Deve-se notar que para as análises numéricas e experimentais apresentadas, os perfis estratigráficos diferem quando comparados com o solo do Distrito Federal. É inegável que a matriz porosa profundamente intemperizada possui características químicas e mecânica diferentes. Por outro lado, quando se fala de comportamento físico, os fenômenos envolvidos na mobilização de tensões no maciço são semelhantes. O que se pode entender é que não é possível trazer quantitativamente os resultados como uma verdade absoluta, mas sim de maneira qualitativa.

## 2.11.2 ESTUDOS NO DISTRITO FEDERAL

Para a realidade local, Medeiros (2005) realizou um estudo baseado na instrumentação e modelagem numérica, verificando o comportamento de três estruturas de contenção em estacas justapostas grampeadas assentes em solo poroso do Distrito Federal. Em suas análises, estudou o estado de tensão durante o período de escavação das respectivas obras. Ruge Cárdenas (2014), em uma obra com características semelhantes, comparou os resultados monitorados do mesmo tipo de estrutura de contenção, com uma modelagem numérica a partir do MEF.

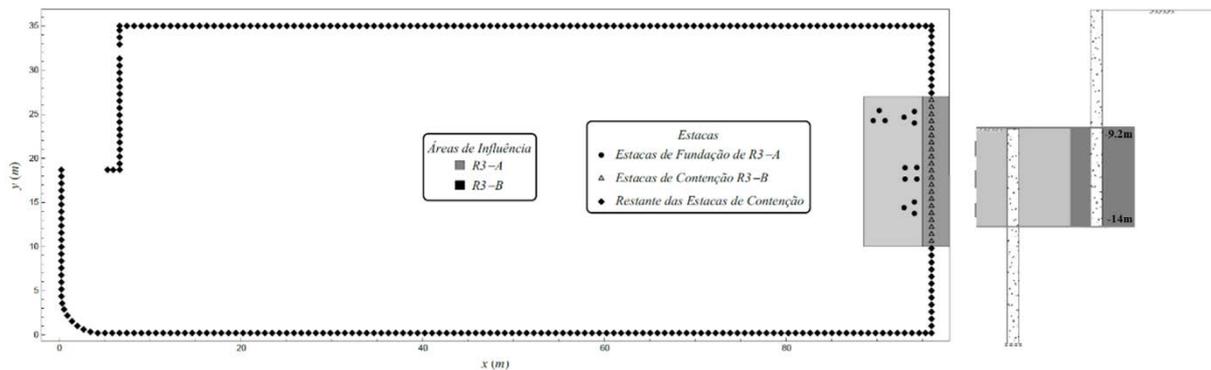
Em especial, Ruge Cárdenas (2014) levou em conta apenas a influência da resposta não saturada no comportamento do solo, pois considerou este como o fator mais relevante às análises apresentadas. O autor cita que na época seca existe um benefício em termos de resistência no solo, devido à ação da sucção no perfil estratigráfico, inclusive quando as sequências de escavação entram na época chuvosa da cidade. Dessa forma, a saturação não atinge valores críticos, entre outros fatores, pela configuração porosa do solo e o potencial de evaporação do ambiente. O autor analisou o estado de tensão devido o procedimento de escavação em períodos de chuva e seca, sendo afetado pela sucção. Ilustra-se o corte no modelo desenvolvido e a previsão de tensões no solo no topo, na base e em maior profundidade em relação à contenção, de acordo com a Figura 2.10.



**Figura 2.10** - Corte A-A' para a análise de tensões no solo a diferentes profundidades e sequências de escavação e previsão de tensões no solo durante o processo executivo da contenção afetadas pela sucção (Modificado de Ruge Cárdenas, 2014)

Ferrari de Campos (2018) e Ferrari de Campos *et al.* (2022) estudaram o estado de tensão como elemento determinante para a energia de execução de uma estrutura de contenção

e, posteriormente, da escavação para a implementação das fundações. Segundo os autores, esse processo de escavação provoca o alívio de tensões no solo, implicando em redistribuições de tensões até o restabelecimento de seu equilíbrio. Ao selecionar um trecho da obra, ilustrado na Figura 2.11, os autores procuraram analisar as prováveis influências da cortina sobre a energia dispendida na execução das fundações.



**Figura 2.11** - Trecho correspondente à área de influência entre estacas de contenção e fundação (Ferrari de Campos, 2018)

Fisicamente, observou-se que as influências podem estar ligadas ao efeito do estado de tensão total horizontal devido ao processo de descarregamento do solo e movimento da cortina de contenção, verificando-se uma diminuição generalizada de energia demandada. Na medida em que se afasta da estrutura de contenção, as reduções são menores, prevalecendo-se a energia em função da competência do perfil estratigráfico. Em linhas gerais, a diminuição na tensão horizontal total tende a diminuir a força de atrito que contrapõe o movimento do helicóide em rotação, diminuindo assim o trabalho dessa força dissipativa e conseqüentemente a energia de execução como um todo.

Além disso, esse resultado também indica que testes realizados antes e depois da escavação, como o SPT, sofrem grande influência pelo alívio de tensões. Seguindo esse raciocínio, Campos *et al.* (2018) verificou um desencontro entre os resultados das amostras geradas por duas campanhas de sondagens realizadas. Em especial, considerando os diferentes procedimentos adotados pelas duas empresas em função dos relatórios, aumentou-se a dificuldade na interpretação e as incertezas ao compilar os dados estratigráficos. Além disso, a época da realização dos ensaios pode ter sido considerado como fator de impacto, assim como o estado ou efeito das tensões e pela própria morfologia imposta ao maciço ao realizar a segunda campanha de sondagens após a escavação do solo, gerando-se um alívio ao descarregá-lo.

Sempre que possível, os resultados obtidos por simulações numéricas devem ser comparados com os resultados experimentais de obras reais, validando-se assim os modelos de cálculo utilizados.

## **2.12 PROVAS DE CARGA ESTÁTICA DE DESEMPENHO**

O elemento de fundação tem como função principal transmitir as cargas de uma estrutura ao solo ou à rocha. Quando é aplicado um carregamento vertical sobre uma estaca, ela reagirá de forma a evitar a perda de sustentação da superestrutura e resistirá a essa solicitação por meio da resistência ao cisalhamento ao longo do seu fuste e pelas tensões normais em função do nível que toca sua ponta.

Define-se a capacidade de carga ou carga última admissível de uma estaca como a soma das cargas ou solicitações máximas que serão suportadas pelo atrito lateral e pela ponta, podendo ser determinada por meio dos métodos teóricos (analíticos), métodos semi-empíricos e também pelos métodos práticos de ensaio em campo, como a prova de carga, SPT, CPT, pressiômetro, dilatômetro etc (Magalhães, 2005).

A capacidade de carga das estacas é representada de modo eficaz por meio das provas de carga, entretanto, a avaliação de todo o estaqueamento se torna inviável por questões financeiras e de prazo. Dessa forma, existe determinada limitação quanto a representatividade do conjunto de estacas em relação às que não foram ensaiadas. Algumas limitações podem ser minimizadas ou eliminadas por meio da utilização de métodos numéricos, mencionado no item 2.8. Segundo González (2014), uma vez calibrados e validados os modelos mais simples para as provas de cargas, é possível estudar o comportamento em situações mais complexas, simulando o comportamento para grupos de estacas, variando os parâmetros do solo e carregamentos entre outros grupos, e assim, diminuindo tempo e custo.

Levando-se em conta o custo das provas de carga, diversos autores desenvolveram métodos para avaliar a capacidade de carga a partir dos valores obtidos dos ensaios práticos, como o SPT. Ao longo dos anos, o objetivo foi calcular o valor da carga de ruptura das estacas, variando-se a forma de obtenção das parcelas resistidas pelo atrito lateral, desenvolvido entre o fuste e o solo, e pela ponta da estaca, como nos métodos teóricos de Meyerhof (1951) e Terzaghi *et al.* (1996). Alguns métodos, nomeados semi-empíricos, foram desenvolvidos baseando-se em resultados de SPT, como Aoki & Velloso (1975), Décourt & Quaresma (1978 e 1996), Antunes & Cabral (1996) e de SPT-T como Décourt (1996), entre outros.

Alonso (2013) menciona que dois fatos históricos marcaram a evolução das provas de carga no Brasil, destacando o fato da presença e participação do mesmo engenheiro e professor, Antônio José da Costa Nunes. O primeiro fato relaciona a sua proposta “Norma para Prova de Carga em Estacas”, apresentada na 6ª Reunião da ABNT, realizada em Belo Horizonte (MG), em 1945. Esta proposta ganhou o status de NBR em 1951, sob a denominação de NB-20. Esta norma encontra-se em sua 4ª revisão (1977, 1986, 1991 e 2006). O segundo fato histórico ocorreu em 1970, onde se empregou, pela primeira vez, tirantes ancorados no solo como elementos de reação em substituição às cargueiras. Atualmente, os procedimentos voltados aos ensaios de prova de carga são normalizados pela NBR 12131 (ABNT, 2006) – Estacas, Prova de carga estática.

As provas de carga podem ser realizadas sobre fundações superficiais ou profundas. As provas de carga estáticas com carregamento lento sobre fundações profundas são testes para a verificação do carregamento real sobre um elemento de fundação. O ensaio tem como objetivo alcançar e avaliar o comportamento da fundação frente à cargas em níveis crescentes, em incrementos iguais, em que cada um é mantido até a estabilização dos recalques. Sendo assim, mede-se os deslocamentos correspondentes até o limite da carga usado no ensaio ou na ruptura total no sistema estaca-solo (carga *versus* deslocamento).

A NBR 6122 (ABNT, 2019), item 9.2.2.1, obriga a execução de provas de carga estática de desempenho, no decorrer do estaqueamento em estacas hélice contínua, em obras que contarem com o total de estacas igual ou superior a 100. Caso o número total seja inferior a 100, não obriga a realização das mesmas, no entanto, adota-se tensões no concreto inferiores a 5 MPa. Quando atingido a marca de 100, calcula-se 1% do número total de estacas da obra para cada ensaio, arredondando para uma casa decimal, e em seguida arredondar o número obtido, com uma casa decimal, para o número inteiro mais próximo, considerando que o dígito 5 sempre é arredondado para cima. Destaca-se que a quantidade de estacas a ser considerada é a soma das estacas de todas as edificações da obra, mesmo que de diferentes tipos.

As provas de carga estática classificam-se de acordo com o tipo de carregamento e sentido da carga a ser aplicada. Para a presente pesquisa, utilizaram-se provas de carga do tipo estática com carregamento lento, a partir de cargas no sentido vertical à compressão. Tais cargas podem não levar a estaca ensaiada à ruptura, uma vez que a carga de ruptura seja superior à carga máxima de aplicação em projeto ou por limitação na própria reação do equipamento, por exemplo. Normalmente, como o ensaio ocorre durante a execução do estaqueamento, os

construtores optam por aproveitar a estaca em questão, evitando na prática de levar ao “sacrifício”. Nessa circunstância, normalmente é possível extrapolar a curva carga *versus* recalque por diferentes métodos para avaliar aproximadamente qual seria a carga de ruptura.

Analisaram-se, segundo os métodos de Van der Veen (1953), Chin-Kondner (1970 e 1971) e Camapum de Carvalho *et al.* (2008, 2010 e 2012), quando possível, os resultados em diferentes estacas do tipo hélice contínua.

### 2.12.1 MÉTODO POR VAN DER VEEN

O método Van Der Veen (1953) representa um dos métodos para estimativa de carga última mais utilizados no Brasil, que prevê a capacidade de carga a partir de uma expressão exponencial que relaciona a carga aplicada com o recalque obtido. A sua previsão é dada pela Equação 2.11.

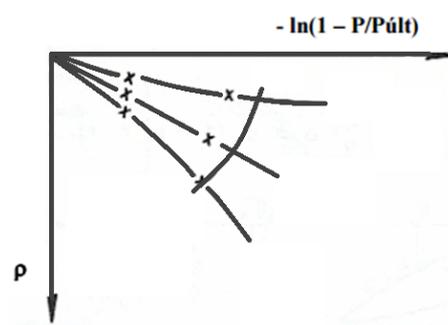
$$P = P_{\text{últ}} (1 - e^{-\alpha\rho}) \quad 2.11$$

em que:  $P$  = carga aplicada;  $P_{\text{últ}}$  = carga última;  $\rho$  = recalque corresponde a carga  $P$ .

A variável  $\alpha$  (coeficiente de forma) é definida conforme a Equação 2.12.

$$\alpha = \frac{-\ln\left(1 - \frac{P}{P_{\text{últ}}}\right)}{\rho} \quad 2.12$$

Inicia-se então as estimativas de diversos valores de carga última, até que o gráfico ( $-\ln(1-P/P_{\text{últ}})$  *versus*  $\rho$ ) se torne uma reta (Figura 2.12). Vale ressaltar que quando existe recalque de pequena magnitude ou quando a prova de carga é interrompida no trecho inicial da curva carga *versus* recalque, a extrapolação poderá levar a resultados com valores diferentes do real.



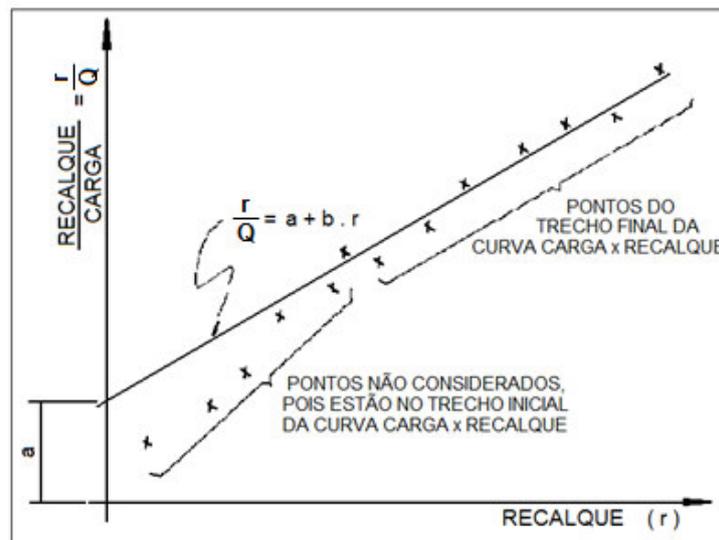
**Figura 2.12** – Estimativa de  $P_{\text{últ}}$

### 2.12.2 MÉTODO POR CHIN-KONDNER

O método Chin-Kondner (1970 e 1971), assim como Van Der Veen (1953), Van Der Veen (Apud Aoki, 1976), dentre outros, foram analisados e comparados por Fellenius (1980 e 2001). Segundo o autor, o método é aplicável tanto em ensaios de carregamentos rápidos quanto nos lentos, desde que as cargas sejam aplicadas em tempos constantes. O método considera que a região próxima da ruptura da curva carga *versus* recalque seja hiperbólica. Esse trecho final da curva é dado pela Equação 2.13.

$$Q = \frac{r}{a + b.r} \quad 2.13$$

em que:  $Q$  = carga aplicada;  $r$  = recalque;  $a$  = interseção (coeficiente linear da reta obtida no gráfico);  $b$  = coeficiente angular da reta obtida no gráfico (Figura 2.13).



**Figura 2.13** - Carga de ruptura segundo o método de Chin-Kondner (Alonso, 1983).

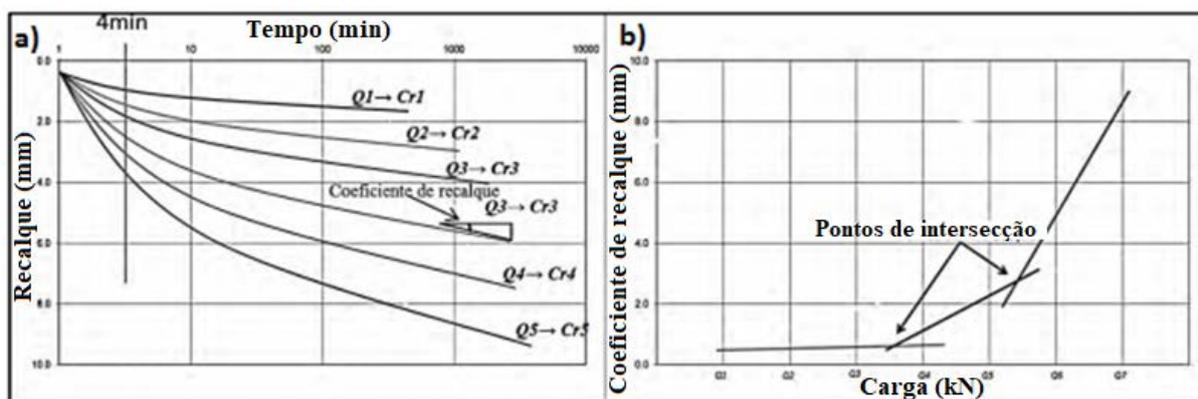
A carga de ruptura ( $Q_r$ ) é o limite desta expressão, quando  $r \rightarrow \infty$ . Em outras palavras, é o inverso do coeficiente angular da reta, dado pela Equação 2.14. Entretanto, quando esse valor for superior à carga máxima aplicada na cabeça da estaca, Fellenius (2001) recomenda a utilização da carga máxima aplicada na estaca como a capacidade de carga última.

$$Q_r = \frac{1}{b} \quad 2.14$$

### 2.12.3 MÉTODO POR CAMAPUM DE CARVALHO *ET AL.* (2010)

Análises complementares da curva carga *versus* recalque podem ser interpretadas conforme a proposição de Camapum de Carvalho *et al.* (2008, 2010 e 2012), levando-se em consideração o comportamento do solo e o mecanismo de interação do solo suporte com a estrutura de fundação.

Segundo o método, realizam-se três análises finais, a primeira a partir da curva obtida em cada estágio de carregamento, dado em recalque (mm) *versus* tempo (min), com o tempo em escala logarítmica. Em cada curva, calcula-se o coeficiente angular no trecho final, posição de estabilização dos recalques e linearidade da curva (Figura 2.14 (a)). A partir desses coeficientes de recalque ou de deslocamento ( $C_{ri}$ ) e das cargas ( $Q_i$ ), gera-se um novo gráfico, carga *versus* coeficientes de recalque. Nesse gráfico, o primeiro ponto de inflexão corresponderia à carga de início de trabalho da ponta de modo mais efetivo, e o segundo, ao início das deformações plásticas do conjunto fuste mais base (Figura 2.14 (b)).



**Figura 2.14** – (a) Curvas Tempo versus Deslocamento Vertical; (b) Carga versus Coeficiente de Recalque (Camapum de Carvalho *et al.*, 2010)

A segunda análise é relacionada com o recalque imediato acumulado, verificando-se em seguida os recalques em cada estágio até o tempo de 4min. Da mesma forma que a análise anterior, gera-se um gráfico com os pares de recalques acumulados imediatos ( $\rho_{imei}$ ) e carga ( $Q_i$ ). No gráfico, são definidos trechos de reta semelhantes aos mostrados na Figura 2.14 (b) para o coeficiente de recalque. Por vezes, o gráfico de recalque imediato não acumulado em função da carga aplicada pode ajudar no entendimento do comportamento.

A terceira e última análise resulta da diferença entre o recalque imediato medido aos 4min e o recalque total correspondente ao recalque por adensamento, deslocamento e/ou secundário. De modo semelhante às duas primeiras análises, com os pares de recalques

acumulados por adensamento e/ou secundário ( $\bar{\rho}_{seci}$ ) e a carga ( $Q_i$ ), gera-se um gráfico para o coeficiente de recalque ou de deslocamento. A análise com o recalque por adensamento e/ou secundário deve ser feita levando-se em consideração até o tempo final de sua estabilização (Equação 2.15). Caso ocorram dispersões oriundas de diferentes durações nos estágios de carga, poderão ser corrigidas por meio do uso do coeficiente de recalque obtido para o estágio de carga considerando uma única duração para todos os estágios de carga. Igualmente, neste caso, o gráfico de recalque por deslocamento, adensamento e/ou secundário não acumulado em função da carga aplicada, pode ajudar no entendimento do comportamento.

$$\bar{\rho}_{seci} = \rho_{seci} + C_s \cdot \log \frac{t_{secti}}{t_{seci}} \quad 2.15$$

em que:  $\bar{\rho}_{seci}$  = recalque secundário ponderado [mm];  $\rho_{seci}$  = recalque acumulado medido no estágio i [mm];  $t_{seci}$  = tempo total do estágio secundário [s];  $t_{secti}$  = tempo total do estágio ponderado [s];  $C_s$  = coeficiente de recalque ou de deslocamento.

#### **2.12.4 INCERTEZAS COM AS METODOLOGIAS DE EXTRAPOLAÇÃO E NECESSIDADE DE NOVAS FORMULAÇÕES**

Quando uma prova de carga não é levada até a ruptura máxima desejada ou a um nível de recalque que caracterize a ruptura, normalmente se recorre a um método de extrapolação e interpretação da curva carga-recalque, com objetivo de estimar a carga de ruptura da estaca. Ressalta-se que, quando um pequeno acréscimo de carga provoca um grande deslocamento, define-se na curva um trecho assintótico vertical, cuja carga correspondente é denominada carga de ruptura. Segundo Monteiro (2018), a determinação desta carga sem que o sistema estaca-solo tenha rompido é uma questão polêmica na engenharia de fundações, podendo acarretar em previsões de carga de ruptura insatisfatórias.

De maneira geral, os métodos de extrapolação baseiam-se nos mesmos princípios, diferenciando entre si apenas no tratamento matemático realizado na extrapolação da curva experimental carga *versus* recalque. Os métodos que extrapolam a carga de ruptura ajustando a curva a uma função matemática são os mais utilizados no Brasil, mas carecem de refinamento que se permita interpretar o comportamento da estaca de forma mais adequada, sendo ainda questionáveis quanto à validade do valor extrapolado. Massad (1994) alerta que não há sentido na extrapolação da carga de ruptura se a curva do ensaio não atingir o trecho final de mobilização da ponta.

Décourt e Niyama (1994) identificaram problemas com a extrapolação da carga de ruptura em provas de carga interrompidas antes da ruptura propriamente dita. Os autores procederam nesta análise a sucessivas determinações da carga de ruptura em um mesmo ensaio, retirando-se a cada vez um ponto no final da curva e identificaram uma grande variação dos resultados.

Rybak & Krol (2018) descrevem que o número de medições durante o carregamento de uma estaca ensaiada (para uma gama de carga de provas de carga executadas) afeta a precisão da determinação da capacidade final. Tentativas de extrapolar essa capacidade a partir dos pontos de medição iniciais são completamente inúteis, pois o resultado não seria nem um pouco semelhante ao valor real. As curvas teóricas se encaixam bem na faixa de plasticidade, facilitando-se as estimativas.

Na prática das fundações, as cargas normalmente não levam a estaca ensaiada à ruptura, seja pela própria carga de ruptura superior à carga máxima de aplicação em projeto ou por limitação na própria reação do equipamento, por exemplo. Devido aos prazos e logísticas apertadas, geralmente o ensaio ocorre durante a execução do estaqueamento, sendo isso mais um motivo para os construtores optarem por aproveitar a integridade da estaca em questão, interrompendo-se a prova de carga ainda no trecho elástico. Dessa forma, é dificultada a interpretação mesmo com métodos complementares.

Outro ponto interessante é o atual paradigma ao comparar os resultados dos métodos de extrapolação aos métodos de análise semi-empíricos para o desempenho das EHC. Para Amann (2008), chama-se a atenção para o equívoco comum de se adotar aleatoriamente um dos critérios de extrapolação, como os recomendados por Fellenius (2006), sem a verificação de qual o critério empregado originalmente pelo autor do método semi-empírico analisado. Como exemplificação, o autor citou a comparação do método Décourt & Quaresma (1996) com o critério de Van der Veen (1953), visto que os seus autores empregaram originalmente o critério de recalque limite de 10% do diâmetro ( $D/10$ ). Portanto, os métodos empregados no dimensionamento de EHC são peculiares das regiões e podem resultar em previsões de carga bem diferentes de resultados obtidos através das provas de carga, ainda mais para classificá-los como conservador ou contra a segurança.

Nesse sentido, observa-se um grande número de trabalhos publicados nas últimas décadas em congressos e eventos geotécnicos onde frequentemente são realizadas tais comparações, mas raramente se propõe algum tipo de adaptação ou modificação de melhoria.

Estes critérios que fazem a extrapolação da curva carga-recalque devem ser avaliados com cautela. A relação carga *versus* recalque, que pode ser transformada em um sistema de coordenadas, é sempre o ponto de partida para a análise dos resultados. Segundo Silva (2011), extrapolar o resultado de prova de carga nem sempre é seguro devido a variabilidade geológico-geotécnica, fazendo-se necessário a utilização de metodologias complementares, como a possibilidade de se atribuir o controle pela energia necessária na perfuração ou escavação de uma EHC.

Neste contexto, a presente metodologia irá propor modelos de Inteligência Artificial para a uma melhor previsão no desempenho de EHC, utilizando-se os resultados de diversas estacas ensaiadas com as suas respectivas medições de energia de execução.

### 3 METODOLOGIA

Na presente pesquisa, um fluxo de trabalho analítico de análise de *Big Data* foi explorado para análise e modelagem de dados de energia de execução. Para tanto, foram desenvolvidos modelos numéricos e de inteligência artificial para reproduzir de forma satisfatória o comportamento das fundações. Com todos esses modelos, buscou-se prever o desempenho real de uma EHC. Ressalta-se que as fases já citadas de mineração de dados, gerenciamento de dados, modelagem de dados e análise e visualização de resultados foram respeitadas.

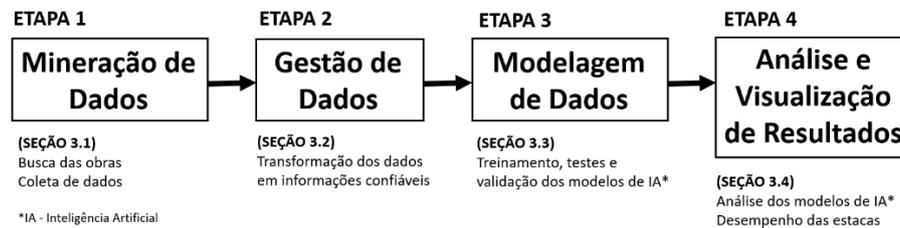
As etapas necessárias para o entendimento da metodologia proposta são ilustradas no fluxo de trabalho da Figura 3.1. Na sequência, são apresentadas as explicações para cada etapa. Ressalta-se que, em um primeiro momento, estudou-se o comportamento da obra imediatamente após sua execução. Embora estudos de evolução temporal do desempenho das fundações, como reportado por Camapum de Carvalho & Gitirana Jr. (2021) com fundamento em estudos de tirantes apresentados por Silva *et al.* (2008), sejam muitas vezes relevantes, esse aspecto não será tratado no âmbito desta tese.

A metodologia foi elaborada em função dos estudos anteriores realizados por Ferrari de Campos (2018) e Ferrari de Campos *et al.* (2022), além de pesquisas realizadas por Silva (2011) e Hortegal (2016). Silva (2011) propôs um método para o controle da execução das fundações em EHC por meio de formulações, rotinas e critérios para a aceitação de estacas com base na energia necessária para a escavação das estacas. Posteriormente, Hortegal (2016) avançou em seus estudos sobre o comportamento e a relação entre a energia total de escavação e a capacidade de carga admissível, dando ênfase ao conjunto operador/maquinário. Ferrari de Campos (2018) e Ferrari de Campos *et al.* (2022), por sua vez, procuraram entender o impacto da estratigrafia do terreno, estado de tensões, geometria das estacas, fatores climáticos e, inclusive, dos operadores/maquinários na energia de execução das fundações em EHC.

É fundamental considerar o papel das simulações numéricas não apenas para o entendimento do fenômeno de transmissão de cargas entre as EHCs e o solo, mas também como ferramenta de balanceamento dos dados colhidos. Dezenas de milhares de estacas tiveram sua execução monitorada enquanto poucas, talvez menos de uma centena foi efetivamente ensaiada quanto a sua carga de trabalho/última. Os modelos numéricos foram cruciais para gerar dados artificiais capazes de estimar a curva carga *versus* recalque para estacas, grupos de estacas e

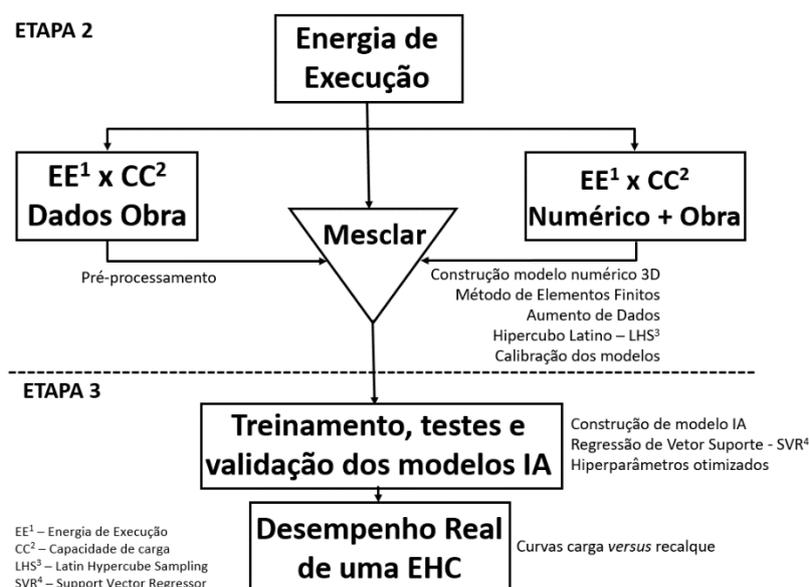
mesmo para as estacas como um todo de uma obra em estudo. Assim, possibilitou-se combinar os dados de energia já coletados com modelos numéricos a serem desenvolvidos.

De uma maneira mais abrangente, a metodologia pode ser subdividida em quatro macro etapas, representadas pelo fluxo de trabalho *Big Data*, ilustrado na Figura 3.1.



**Figura 3.1** – Fluxo de trabalho *big data* – Metodologia

O presente estudo iniciou-se com a coleta de dados da energia de execução de estacas em diversas obras. Posteriormente, as etapas 2 e 3 foram realizadas com um objetivo final em comum, que é a previsão do desempenho real de uma EHC. Essa previsão foi apresentada na última etapa, a de análise e visualização de resultados. Sendo assim, vale destacar que a etapa 2 remete-se à gestão dos dados coletados na Etapa 1, buscando limpá-los e filtrá-los com objetivo de robustecer o modelo a ser desenvolvido na Etapa 3. Conforme se vai apresentar abaixo, na Etapa 2 foi necessária a construção de modelos numéricos para estudos da capacidade de carga das EHC de uma obra específica. Já a etapa 3 aprofundou-se na construção de modelos de IA e o seu treinamento, testes e validação. Tratando-se especificamente das etapas 2 e 3, é possível observar na Figura 3.2 os detalhes dos aspectos técnicos e práticos.



**Figura 3.2** – Detalhamento da proposta metodológica

### **3.1 MINERAÇÃO DE DADOS – COLETA DE DADOS DE PROVAS DE CARGA E ENERGIA DE EXECUÇÃO**

O primeiro passo da pesquisa consistiu em identificar estrategicamente obras na região do Distrito Federal e/ou outras localidades com as fundações executadas usando estacas hélice contínua. Além disso, a realização de ensaios de campo, como sondagens e provas de carga, é essencial para a caracterização e análises da respectiva obra, devendo, portanto, obtê-las sempre que possível.

A coleta de dados das provas de carga e energia de execução representam o levantamento de informações a partir dos monitoramentos realizados das EHC executadas, fornecendo informações de diâmetro, profundidade, inclinação da torre, velocidade de penetração e extração do trado, torque, trabalho para perfurar cada estaca, tempo de execução, pressão de injeção de concreto, volume de concreto bombeado e sobreconsumo. Destaca-se que o sobreconsumo de concreto na execução destas estacas impactará diretamente em seu comportamento, intervindo na distribuição de tensões e na interação solo-estrutura (Araújo, 2008).

### **3.2 GESTÃO DE DADOS – ELABORAÇÃO DE MODELOS A PARTIR DE DADOS DE CAMPO E SIMULAÇÕES NUMÉRICAS**

A segunda etapa da metodologia consiste na transformação dos dados em informações confiáveis. Primeiramente, os dados de entrada de perfuração das estacas (torque, velocidade de rotação e avanço etc.) foram transformados em energia de execução. Tais análises, junto aos filtros utilizados, podem garantir uma maior confiabilidade dos resultados. Com os dados de energia de execução gerados e os resultados das provas de carga em diferentes obras e localizações, percebeu-se que os dados não eram suficientes para trazer a resposta esperada e para calibrar um modelo adequado.

O tamanho e diversidade do conjunto de dados é uma parte muito importante do processo de calibração e validação de algoritmos de IA. Como nesse caso foi trabalhado com conjuntos de dados menores e pretende-se obter o desempenho semelhante aos modelos com tamanhos maiores de números de dados de treinamento, buscou-se diferentes técnicas de otimização para melhorar o desempenho do modelo. Nesse caso, a saída escolhida como técnica de aumento de dados (*Data Augmentation*), foi justamente a de gerar dados sintéticos a partir de um modelo numérico de elementos finitos calibrado. Para isso, foi proposto um modelo baseado na coleta de dados de execução das estacas e provas de cargas em uma única obra do

Distrito Federal. Quando combinado com os dados numéricos, espera-se uma quantidade de dados superior para a previsão de carga *versus* recalque.

Como já indicado, há um desbalanço na quantidade de dados disponíveis de estacas monitoradas e estacas que foram monitoradas e submetidas a provas de carga estática. Sendo assim, para melhorar a base de dados, foram elaborados modelos numéricos que inicialmente preveram a curva carga *versus* recalque para uma série de estacas da obra que, inicialmente, contavam com o controle energético e com as provas de carga estáticas. Posteriormente, após realizar a calibração do modelo numérico para reproduzir o mais aproximado possível o comportamento das estacas que foram ensaiadas, novas estacas (que contavam apenas com a coleta de energia) foram modeladas e ensaiadas numericamente, permitindo-se então obter curvas carga *versus* recalque numéricas. Finalmente, por meio da simulação de diversas estacas, pretende-se aumentar o conjunto de dados de treino ao combinar dados reais e artificiais, o que, em uma próxima etapa, vai aprimorar os modelos desenvolvidos.

Para a avaliação quantitativa e qualitativa do comportamento dos solos avaliados, utilizou-se o método de solução numérica a partir das simulações do Abaqus®, avaliando o comportamento e interação solo-estrutura para estacas carregadas verticalmente. Foi considerada uma análise estática, ajustando a simulação numérica à medição experimental do desempenho de EHCs (obtido a partir de provas de cargas reais). Vale destacar que a obtenção do domínio de simulação, do ponto de vista estratigráfico, teve a geometria das camadas de solo geradas por meio da espacialização de sondagens feitas nos locais das provas de carga por meio do *software* RockWorks®. Trata-se de uma ferramenta de modelagem bidimensional e tridimensional que permite a criação automática de modelos de espacialização a partir de uma dada característica de entrada pontual ou global do terreno a ser estudado. Para a presente tese, foram modelados os dados do subsolo em função de interações e interpolações, visando uma melhor compreensão de sua complexidade por meio de análises detalhadas.

Para as espacializações da estratigrafia do terreno, utilizou-se o método de distância ponderada (*Inverse-Distance Anisotropic*) de interpolação, com o auxílio do filtro de dados (*Smooth Grid*). Segundo Ferrari de Campos (2018) e Ferrari de Campos *et al.* (2022), o método calcula o valor de um determinado ponto fazendo a média com os pontos mais próximos, sendo a média ponderada pelo inverso da distância entre os pontos. O valor atribuído a um nó representa a média ponderada de todos os pontos de dados ou uma série de nós vizinhos distribuídos de maneira direta. Sendo assim, pondera-se o valor de cada um dos pontos de

acordo com o inverso de sua distância atribuída ao nó, elevado a uma potência selecionada pelo usuário. Utilizou-se o número padrão de oito pontos de dados ao calcular o valor do nó da malha, resultando em um processo satisfatório de velocidade operacional. Em relação ao expoente, utilizou-se expoente dois, valor considerado moderado para a relação da influência dos nós distribuídos da malha. Assim, produziram-se no método malhas mais contínuas e suavizadas, sem exageros nas interpolações de dados. Com o auxílio do filtro utilizando-se duas iterações, foram eliminados os dados com “falhas”, gerando uma melhor tendência na suavização.

Posteriormente, foram elaborados modelos numéricos por meio da ferramenta Abaqus®, que organiza a simulação em *steps* (passos) de análise. Primeiro, no Passo “Inicial”, o *software* não permite nenhum carregamento ou imposições que não sejam interações, condições de contorno e campos predefinidos. Dessa forma, determinou-se a geometria e dimensão dos modelos, os materiais, o modelo constitutivo, as interfaces e as condições de contorno.

Na sequência, realizou-se o segundo Passo “Geostático”, onde foi considerado o estado de tensões inicial no solo. Esta análise é executada com o objetivo de assegurar o equilíbrio do sistema, dadas as condições de contorno e as cargas gravitacionais predefinidas. Dessa forma, para modelos com camadas horizontais, assegura-se que as tensões verticais sejam iguais a uma mesma profundidade ao ajustar o equilíbrio de tensões do modelo. Este novo estado de tensões equilibrado, que é uma modificação do campo de tensões geostáticas definida nas condições iniciais, é então utilizado como o campo de tensões geostáticas nos três passos subsequentes. Para os modelos, criaram-se dois Passos adicionais, nomeados “Trava e Muda” e “Solta”. Após o equilíbrio de tensões, o primeiro restringe inicialmente o movimento total do modelo nos Eixos (X, Y, Z) e em seguida os materiais são atribuídos aos pontos de integração dos elementos, sendo calculados por interpolação a partir dos valores definidos nos nós. Nesse momento uma rotina em Fortran é utilizada para apontar qual o tipo de material presente em cada ponto de integração do modelo, sendo possível inserir uma geometria de camadas não horizontal. Posteriormente, o segundo Passo retorna às antigas condições de contorno, “soltando” o modelo e permitindo que ele deforme segundo as novas camadas que lhe foram aplicadas.

O quinto Passo “Escavação Contenção Grampo” corresponde as interações do modelo, onde foram inseridos os elementos estruturais e foram estabelecidas as relações solo-contenção

e solo-estaca para as interfaces. Além disso, foram realizadas as escavações no modelo, desativando as partes que foram efetivamente escavadas. Analogamente ao raciocínio dos últimos passos, restringiu-se o modelo nos três eixos durante esse quinto passo, evitando problemas de convergência. Visando restabelecer o estado de deformações devido às interações, o sexto Passo “Solta Solo” foi criado, em que as restrições gerais foram retiradas e o modelo pode deformar e atingir seu equilíbrio após escavações.

O último Passo “PC” refere-se à simulação das provas de carga, sendo aplicado na cabeça das estacas um deslocamento vertical pré-estabelecido. Finalmente, após a criação de todos os passos de análise, definiram-se os tipos de elementos finitos para o modelo, estruturaram-se as malhas e posteriormente foram testadas algumas densidades de elementos e nós em relação ao custo computacional para as simulações.

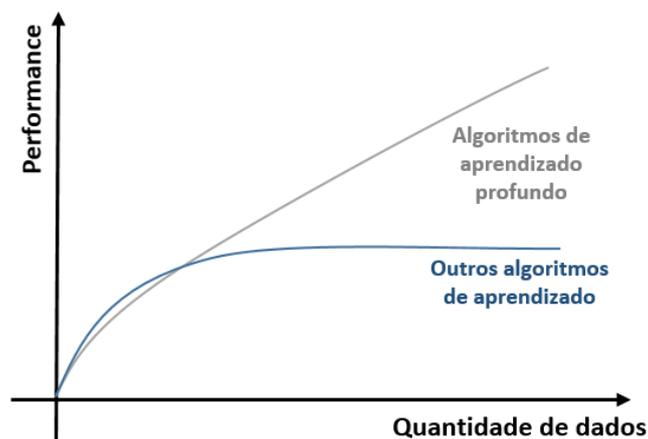
Como indicado, foi necessário criar um código de sub-rotina para efetuar as mudanças de estratigrafia e trazer maior precisão aos resultados simulados. Dentre as principais sub-rotinas presentes no Abaqus®, aplicou-se a USDFLD (*User defined field*), para criar um código em linguagem Fortran que calcula para cada nó da malha um valor de *Custom Field*. Basicamente, tais sub-rotinas são utilizadas para definir os valores das variáveis de campo diretamente nos pontos de integração dos elementos numéricos, sendo calculados por interpolação a partir de valores definidos na espacialização da estratigrafia. Para a presente tese, as variáveis foram definidas pelas propriedades dos materiais, que são dependentes do *Custom Field*. Dessa forma, implementaram-se múltiplas propriedades no formato de tabela, as quais tiveram seus valores definidos de acordo com a estratigrafia das camadas de solo presentes no modelo.

De forma detalhada, a aplicação das simulações numéricas contemplará todos os passos do processo da modelagem apresentada no Apêndice A. Como já discutido, os modelos numéricos se prestaram a reproduzir o comportamento do problema em uma obra real, para a qual há algumas estacas ensaiadas à prova de carga e um grande conjunto de estacas que foram apenas monitoradas quanto à energia de execução. O próximo passo então foi o de ajustar os parâmetros do modelo numérico para que as estacas com provas de carga reais sejam reproduzidas. Uma vez validado o modelo para os cenários previamente avaliados, esses também foram considerados capazes de representar o comportamento para outras situações (para as estacas da mesma obra que tiveram apenas a energia monitorada).

Assim, foi utilizada a técnica do Hipercubo Latino (LHS) para a geração de 310 amostras variando os parâmetros de entrada do modelo numérico. A saber, foram três parâmetros para o concreto (densidade, coeficiente de Poisson e módulo de Young); seis para cada camada de solo (densidade, coeficiente de Poisson, módulo de Young, ângulo de atrito, dilatância e coesão); e quatro para cada faixa horizontal do modelo ( $k_0$ ). Totalizou-se a variação de 31 parâmetros de entrada, de forma a buscar o conjunto de parâmetros que melhor reproduziria as provas de carga reais no terreno. Para as 310 simulações, definiu-se como ideal aquela com menor erro absoluto máximo frente às provas de carga reais. Com o modelo numérico calibrado, foram realizadas simulações de provas de carga para diversas estacas, gerando-se os dados artificiais do desempenho dessas estacas. Finalmente, para os resultados numéricos assim como para os dados coletados inicialmente para diversas obras, realizou-se o ajuste para todas as curvas carga *versus* recalque utilizando o método de Chin-Kondner (1970 e 1971), resultando em dois parâmetros para cada estaca (A e B). O parâmetro A, no caso  $1/A$ , representa a carga última da estaca e o parâmetro de forma B representa a curvatura do gráfico. Tendo-se como premissa que as provas de carga atingiram as condições de plastificação necessárias ao uso do referido método de extrapolação, para os ajustes foram considerados os últimos 4 dados medidos no caso de provas de carga reais e os últimos 6 dados medidos para as provas de carga numéricas. Os dados de A e B para cada estaca foram considerados os dados alvo dos algoritmos de inteligência artificial.

### **3.3 MODELAGEM DE DADOS - ELABORAÇÃO DE MODELOS DE INTELIGÊNCIA ARTIFICIAL**

Os algoritmos representam a essência de qualquer sistema de inteligência artificial e, conforme mencionado, são treinados ao serem alimentados com a maior quantidade e diversidade de dados possível, como base para que possam aprender de maneira mais eficiente. Sendo assim, a Figura 3.3 mostra como o desempenho dos modelos tradicionais de aprendizagem de máquinas melhoram com grandes volumes de dados. Nota-se que para pequenas quantidades de dados, outros algoritmos, como os de aprendizagem de máquina mais simples, podem ser mais eficientes que os de aprendizado profundo.



**Figura 3.3** - Desempenho do modelo em função da quantidade de dados

A partir dos dados gerados na etapa metodológica anterior, foram construídos dois modelos de aprendizagem de máquina, um para o parâmetro A e o outro para o parâmetro B, mencionados no item anterior. Os dados de entrada para ambos os modelos foram: G0 a G9, diâmetro e comprimento das estacas. No caso, G0 a G9 representam os grupos de energia específica para cada estaca. Por exemplo, G0 considera o total de energia específica gasta de 0 a 10% do comprimento da estaca; G9 considera o total de energia específica gasta de 90 a 100% do comprimento da estaca. Criar os grupos foi necessário pois, como as estacas possuem comprimentos distintos, não seria possível coletar os dados metro a metro e ter o mesmo número de grupos de energia. Depois disso, os dados foram divididos em treino e teste (75% das estacas para treino e 25% das estacas para teste).

Para o conjunto de treinamento, os dados de entrada foram escalonados usando a função *MinMaxScaler()*, da biblioteca do Python® *sklearn*, o que faz com que cada tipo de dado varie de zero a um, auxiliando na calibração do modelo.

Na seleção do modelo a ser utilizado, foi feito o fit para todos os regressores disponíveis no *sklearn*, buscando-se a partir do módulo *all\_estimators(type\_filter='regressor')*. Todos os regressores de IA foram previamente treinados e a escolha do algoritmo se deu pelo que obtiver a mais alta acurácia na etapa de testes. Para melhorar ainda mais o ajuste, ambos os modelos tiveram os hiperparâmetros otimizados por meio da ferramenta *GridSearchCV*, que testou todas as combinações possíveis, exaustivamente. Basicamente, a ferramenta forneceu alguns valores de *input* e testou todas as combinações dos hiperparâmetros, plotando em um plano cartesiano, por isso a origem do nome *grid*. Em seguida, os hiperparâmetros que obtiveram o menor erro foram selecionados.

O conjunto de testes é utilizado para verificar o desempenho do modelo. Sendo assim, ao utilizar os dois modelos calibrados, as curvas carga *versus* recalque foram estimadas ao usar os parâmetros A e B calculados e o modelo de Chin-Kondner (1970 e 1971).

### **3.4 ANÁLISE E VISUALIZAÇÃO DE RESULTADOS – DESEMPENHO DAS ESTACAS**

A partir da validação dos dois modelos de inteligência artificial, pretende-se utilizá-los para a previsão do desempenho das estacas quando submetidas a um carregamento vertical. A adequação dos modelos foi verificada a fim de garantir a correspondência com a realidade das obras.

Uma vez considerado adequado, foi possível estudar diferentes obras a partir dos modelos desenvolvidos, isto é, diferentes geometrias, estratigrafias, cargas e condições iniciais. A possibilidade de variar numericamente tais condições permite a economia de recursos, melhorando a utilização e o entendimento dos ensaios de laboratório ou provas de cargas para obter uma resposta adequada do comportamento de fundações do tipo hélice contínua. Destaca-se que o modelo numérico calibrador permite generalização apenas para a obra escolhida. Em contrapartida, o modelo de inteligência artificial, a priori, permite generalizar para todas as demais.

Dito isso, essa última etapa se encarregou de apresentar os gráficos gerados a partir dos modelos de IA e as suas respectivas análises pertinentes. Ainda, foi mostrado um pouco do modelo numérico calibrado para análise do impacto da morfologia do terreno e da própria obra nas distribuições de tensões e, por consequência, nas capacidades de carga das estacas.

## 4 MODELAGENS E ANÁLISES DOS RESULTADOS

Com a metodologia proposta, pretende-se mostrar a necessidade de se criar modelos bidimensionais e tridimensionais de subsuperfícies que possam explicar e considerar melhor a complexidade do solo. Isso evitaria erros comuns de interpolação espacial que surgem durante o uso de resultados de ensaios segregados. A boa acurácia das previsões depende quantitativamente e qualitativamente de dados, o que foi avaliado na tese. Por fim, a partir de modelos numéricos e de inteligência artificial válidos, pretende-se relacionar a energia de execução com o comportamento mecânico em termos de carga *versus* recalque das estacas.

### 4.1 MINERAÇÃO DE DADOS

#### 4.1.1 CARACTERÍSTICAS DAS DIVERSAS OBRAS

A primeira parte da mineração de dados considerou apenas a coleta de dados de campo. Inicialmente, a base de dados completa contou com o levantamento de 50 provas de carga realizadas em EHC, todas do tipo estática, a compressão e com carregamento lento. Todas as provas de carga foram realizadas em diferentes localizações, sendo grande parte em Brasília. Em suma, a Tabela 4.1 apresenta as informações gerais das estacas ensaiadas. Cabe destacar que das 50 provas de cargas coletadas, três delas não foram incluídas, sendo destacadas e apresentadas no próximo tópico.

**Tabela 4.1** – Características de 47 estacas ensaiadas por provas de cargas

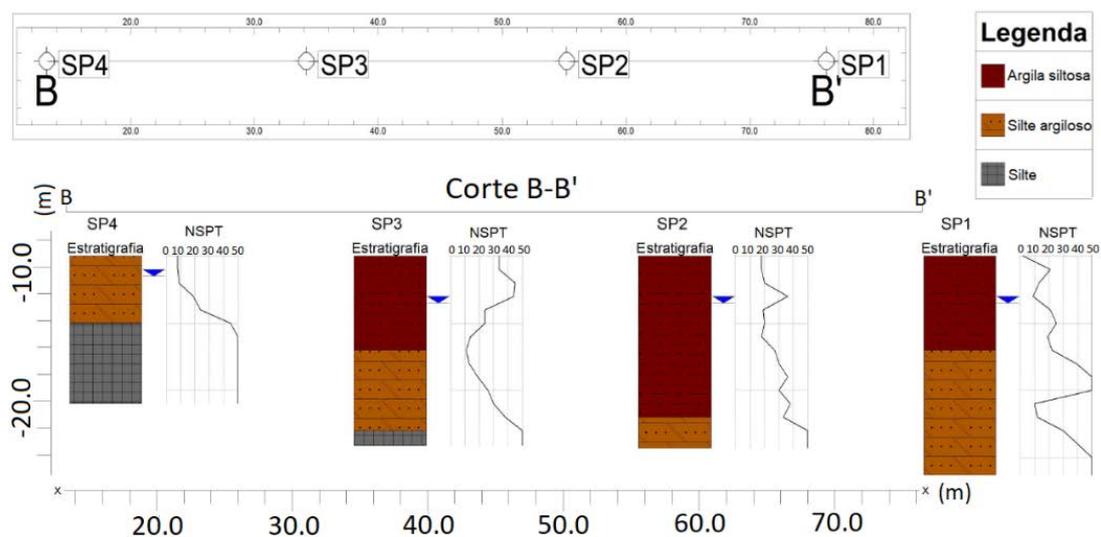
Localização	Tipo	Diâmetro (m)	Comprimento	Quantidade	Data
Brasília (Taguatinga)	EHC	0.6	12	1	02/2016
Brasília (Ceilândia)	EHC	0.8	17 – 20	2	06/2015
Brasília (Noroeste)	EHC	0.6	19	1	04/2015
Brasília (Noroeste)	EHC	0.5	10 – 11	3	08/2018
Brasília (SOF Sul)	EHC	0.4 – 0.5	18	2	07/2009
Brasília (Samambaia)	EHC	0.7	15	1	09/2014
Brasília (SCEN)	EHC	0.4 – 0.5	10 – 20	7	01/2010
Brasília (Guará)	EHC	0.4 – 0.5	16 – 20	6	09/2010
Brasília (Águas Claras)	EHC	0.4 – 0.5	22 – 24	3	08/2008
Espírito Santo (Vitória)	EHC	0.4	8 – 12	2	06/2009
Espírito Santo (Vitória)	EHC	0.4	16 – 18	4	10/2011
Goiânia	EHC	0.5	21 – 23	3	08/2019
Goiânia	EHC	0.5	23	1	02/2019
Goiânia	EHC	0.5	16	1	07/2019
Goiânia (St. Marista)	EHC	0.5 – 0.6	17 – 18	2	08/2017
Goiânia (St. Marista)	EHC	0.6	15	3	01/2019
Mato Grosso (Várzea)	EHC	0.8	10	1	04/2013
Rio de Janeiro (Barra)	EHC	0.5	20 – 22	2	08/2012
Rio Grande do Norte (Natal)	EHC	0.5 – 0.8	13 – 15	2	04/2009

Todas as informações dos relatórios técnicos gerados para cada uma das estacas foram coletadas. Vale destacar que não se trata de uma coleta trivial de dados, pois para atender as condições dos modelos propostos, cada uma dessas estacas ensaiadas precisou das informações citadas no Item 3.1, destacando-se a necessidade do monitoramento completo por meio da energia de execução.

#### 4.1.2 CARACTERÍSTICAS DA OBRA ESPECÍFICA

A segunda parte da mineração de dados considera apenas uma única e principal obra, localizada no bairro Asa Norte do plano piloto de Brasília, Distrito federal. A caracterização completa da obra e dos procedimentos executivos foram detalhados em Ferrari de Campos (2018) e Ferrari de Campos *et al.* (2022). Para a presente tese, foram destacadas as informações pertinentes para as análises.

A execução da infraestrutura da obra dividiu-se em duas etapas: execução da estrutura de contenção e fundação. Após a implantação do sistema de cortina de contenção e a escavação atingir a cota ou nível de projeto (-9.2m), iniciou-se uma campanha de sondagens específicas para a execução das fundações. Dessa forma, realizaram-se 4 sondagens SPT, possibilitando a verificação do subsolo não só mais recente como condizente com a situação da obra após a escavação. Observa-se na Figura 4.1 o corte realizado com o posicionamento e o resultado das sondagens.



**Figura 4.1** - Seção B-B' com os resultados das sondagens (Ferrari de Campos, 2018)

Resume-se na Tabela 4.2 os quantitativos gerais executados na infraestrutura da obra.

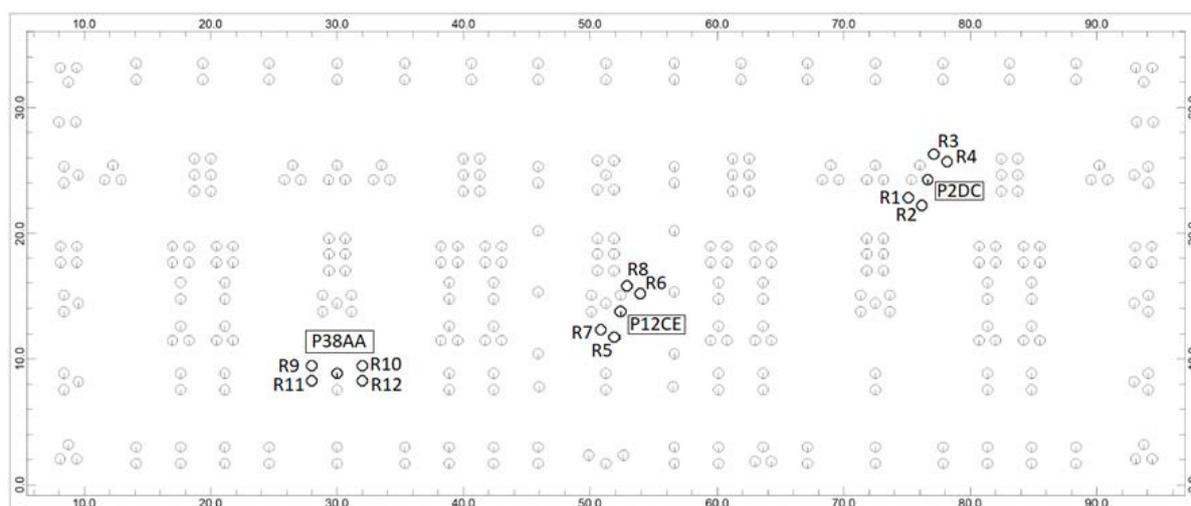
**Tabela 4.2** – Elementos executados na obra e quantitativos

Elementos	Quantidade
Sondagens Mistas	2
Sondagens SPT	4
Estacas da Cortina de Contenção	320
Grampos da Cortina de Contenção	252
Estacas da Fundação	316
Provas de Carga	3

Vale destacar que todas as estacas da contenção possuem 40cm de diâmetro do tipo hélice contínua justapostas. Já as estacas de fundação foram executadas com diâmetro de 50cm, incluindo as estacas das provas de carga, diferenciando-se apenas em termos de profundidade. Das 316, 208 possuem 14m, 46 com 8m e, finalmente 62 com 9m de comprimento.

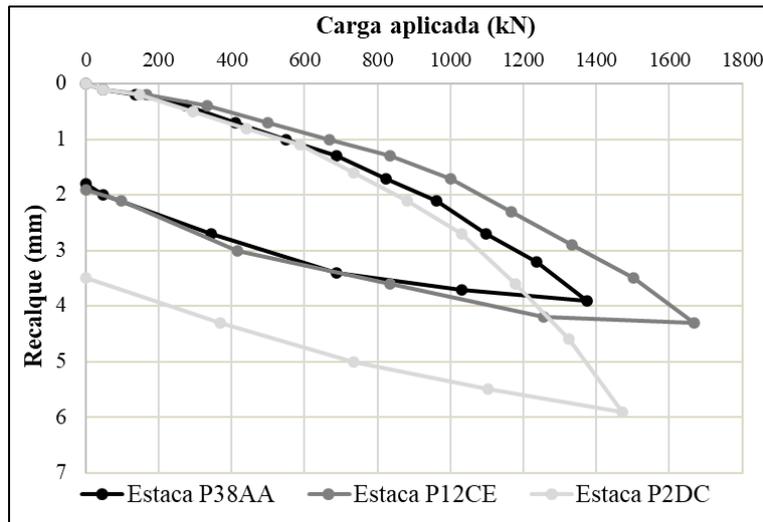
#### 4.1.3 PROVAS DE CARGA

Para a obra em estudo, as três EHC ensaiadas, com 14m de comprimento e 0.5m de diâmetro, denominam-se P38AA, P12CE e P2DC, e tiveram a locação apresentada na Figura 4.2. As demais estacas destacadas, R1 a R12, foram executadas para compor os sistemas de reação dos ensaios.



**Figura 4.2** - Locação dos ensaios de prova de carga (Ferrari de Campos, 2018)

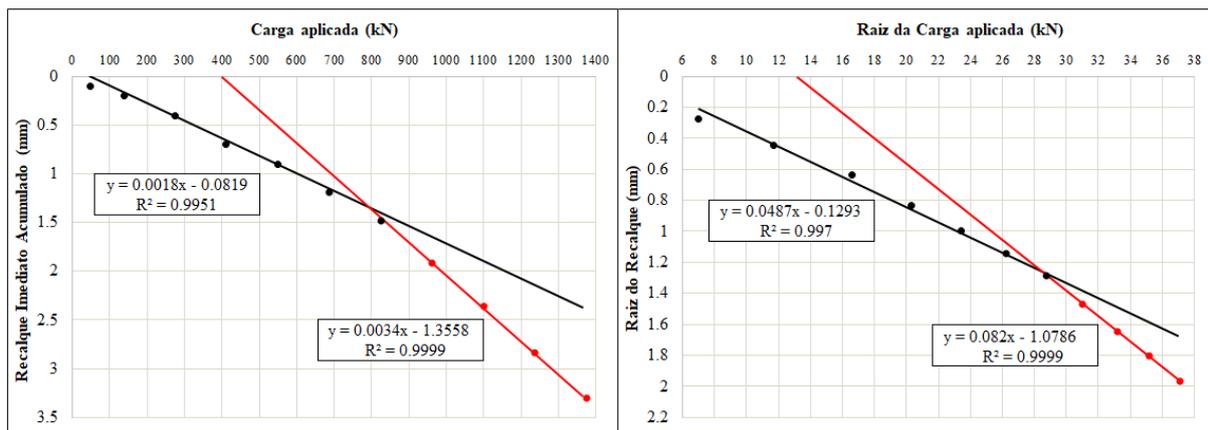
A partir dos deslocamentos verticais médios medidos pelos extensômetros no topo das estacas ensaiadas, traçaram-se as curvas carga *versus* recalque (Figura 4.3).



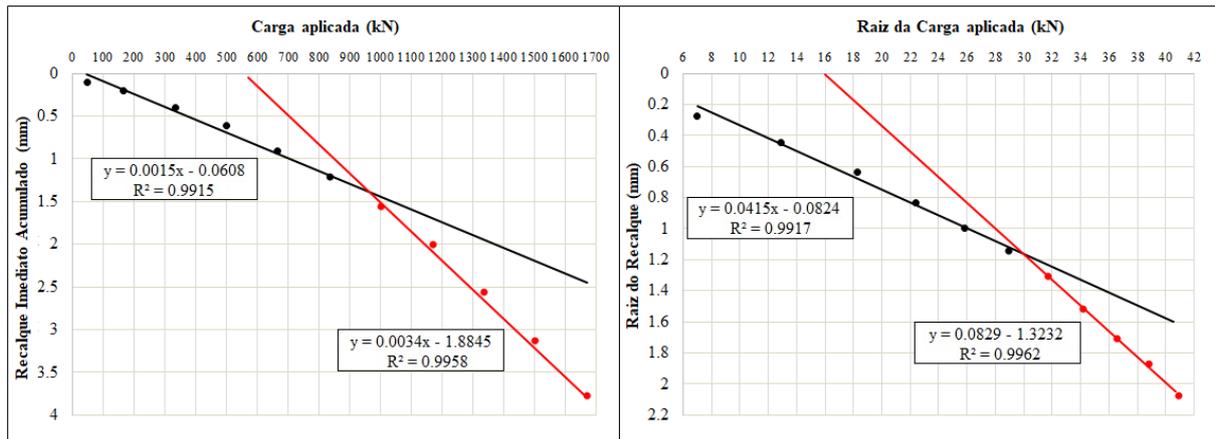
**Figura 4.3** - Curvas carga *versus* recalque das Estacas P38AA, P12CE e P2DC

Com os resultados gerados, utilizou-se o critério de ruptura da NBR 6122 (ABNT, 2019) por meio da extrapolação das curvas pelo método de Van der Veen (1953). Para a estaca P38AA, a carga de ruptura foi estimada em 204tf, apresentando um FS de 2.34. Para a estaca P12CE foi estimada em uma carga de ruptura de 214tf resultando em um FS de 2.10 e, finalmente, a estaca P2DC resultou em uma carga de ruptura de 175.8tf e FS de 1.91.

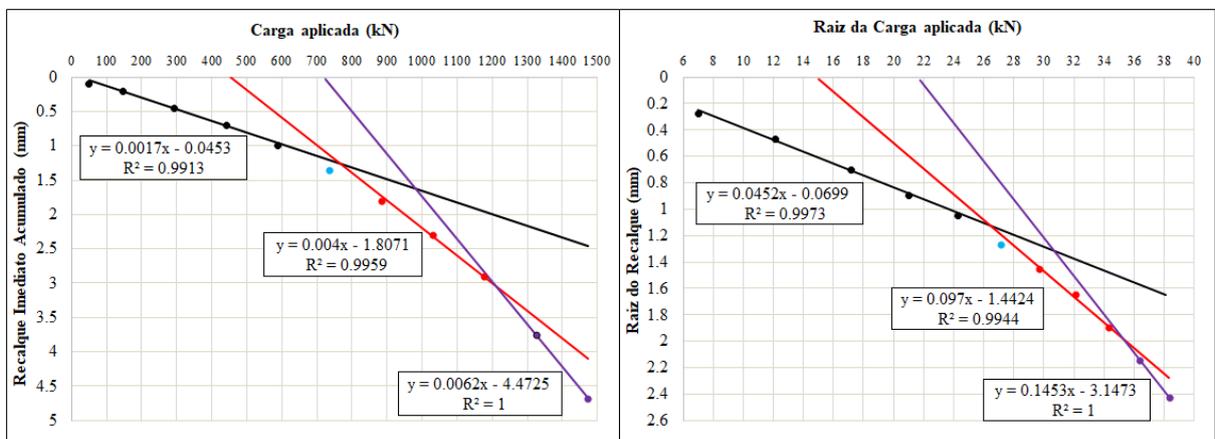
As últimas análises para as três provas de carga foram complementares, seguindo a metodologia desenvolvida por Camapum de Carvalho *et al.* (2010 e 2012). Os resultados são identificados nas Figuras 4.4 a 4.6.



**Figura 4.4** - Carga *versus* recalque imediato acumulado e Raiz da carga *versus* raiz do recalque (Estaca P38AA)



**Figura 4.5** - Carga *versus* recalque imediato acumulado e Raiz da carga *versus* raiz do recalque (Estaca P12CE)



**Figura 4.6** - Carga *versus* recalque imediato acumulado e Raiz da carga *versus* raiz do recalque (Estaca P2DC)

O resumo dos valores obtidos correspondentes ao início da plastificação do fuste e ao início da plastificação global do sistema para as estacas ensaiadas é apresentado de acordo com a Tabela 4.3.

**Tabela 4.3** – Valores das análises segundo Camapum de Carvalho *et al.* (2010 e 2012)

Estacas Ensaçadas	Início de plastificação atrito lateral (kN/ft)		Início de plastificação ponta (kN/ft)	
	Recalque imediato	Raiz x Raiz	Recalque imediato	Raiz x Raiz
P38AA	830 / 84,6	28,8 / 2,9	-	-
P12CE	950 / 96,8	30,2 / 3,1	-	-
P2DC	750 / 74,5	26,8 / 2,7	1250 / 127,4	35,5 / 3,6

Nota-se que para as estacas P38AA e P12CE não é possível identificar o segundo ponto de inflexão nos gráficos, considerando o nível de carregamento aplicado, e que os pontos de inflexão apresentados nos gráficos tratam-se apenas do “início” do comportamento plástico na interação fuste da estaca-solo, que acontece de forma progressiva, do topo para a ponta das estacas, não chegando no caso em estudo a mobilização completa do atrito lateral.

Essa é uma situação recorrente quando se trata de estacas ensaiadas que são aproveitadas na obra, interrompendo-se a prova de carga ainda no trecho onde não ocorreu as deformações plásticas. Em situações em que a prova de carga atinge o início da plastificação de ponta, facilitam-se as estimativas. Por muitas vezes, é dificultada a interpretação mesmo com métodos complementares. Caso ocorra a ruptura nítida da estaca ou quando um pequeno acréscimo de carga resultar em grandes deformações, a carga última fica claramente evidenciada, não havendo necessidade de métodos de extrapolação. Para as análises numéricas, todos os resultados apresentados foram levados em conta.

#### **4.1.4 RELATÓRIO DAS ESTACAS**

Nessa obra em particular, como indicado, o processo de perfuração das EHC pôde ser totalmente monitorado. Conforme a Figura 4.7, os dados brutos recolhidos são armazenados em arquivos de formato *.mdb* simples de base de dados, que são depois combinados e tratados. Em geral, o conjunto de dados coletados durante a perfuração de uma EHC contempla as informações a seguir.

- Profundidade escavada;
- Diâmetro da estaca;
- Velocidade de rotação, de penetração e de extração do trado;
- Torque (incluindo informações dos motores mecânicos, bomba hidráulica, cilindradas, relações entre o pião e a engrenagem do cabeçote, etc);
- Inclinação vertical da torre da perfuratriz;
- Pressão do concreto injetado, volume utilizado e sobreconsumo;
- Tempo de execução (início e fim de perfuração e concretagem).

estNumero	estDiametr	estInclinaca	estPulsosVc	estIni	estFir	estIni	estFir	estComprir	estVolBetac	estBrevN	est
P12CE	0.5 0, 0		14	13:45:00	14:07:00	14:18:00	14:29:00	14.08	2.968	141	
P2DC	0.5 0, 0		14	09:56:00	10:09:00	10:09:00	10:15:00	14.08	3.024	141	
P38AA	0.5 0, 0		14	15:44:00	16:05:00	16:06:00	16:10:00	14.08	3.024	141	
idRow	medProf	medOperac	medTmplni	medTmpFin	medPulsoPress	medTorqueConcr					
85418	0.08	P	4	1176	0	1.76					
85419	0.16	P	1176	1280	1	33.62					
85420	0.24	P	1280	1414	3	51.32					
85421	0.32	P	1414	1550	4	61.94					
85422	0.4	P	1550	1682	5	65.48					
85423	0.48	P	1682	1824	4	72.56					
85424	0.56	P	1824	1982	6	84.95					
85425	0.64	P	1982	2142	5	86.72					
85426	0.72	P	2142	2250	2	99.11					
85427	0.8	P	2250	2350	4	122.12					
85428	0.88	P	2350	2450	3	139.81					
85429	0.96	P	2450	3804	22	65.48					
85430	1.04	P	3804	3958	5	70.79					
85431	1.12	P	3958	4156	8	93.8					
85432	1.2	P	4156	4318	5	116.81					
85433	1.28	P	4318	4494	6	141.58					

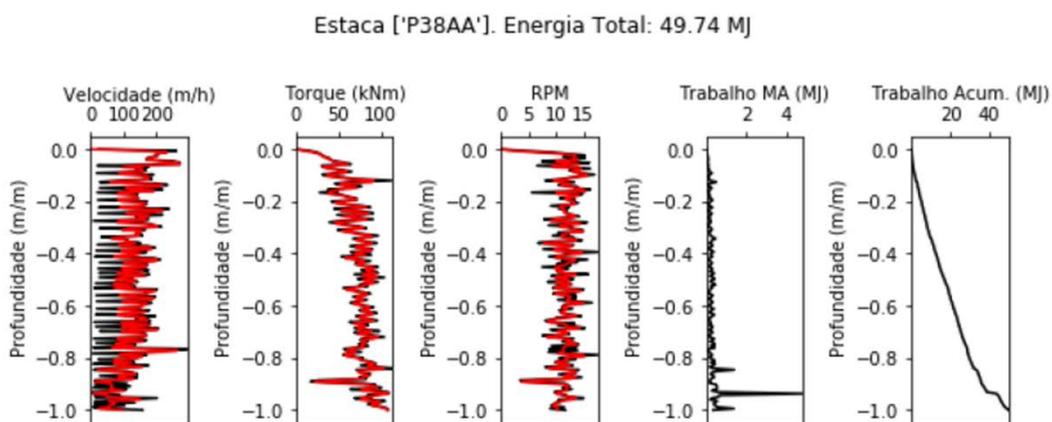
**Figura 4.7** – Recorte da base dos dados brutos das estacas em arquivos *.mdb*

Nota-se que os dados brutos de perfuração são gerados a cada 8cm de profundidade pelo sistema computacional instalado na perfuratriz. Dessa forma, utilizando-se os dados mencionados, é possível calcular a energia necessária para realizar a operação de perfuração.

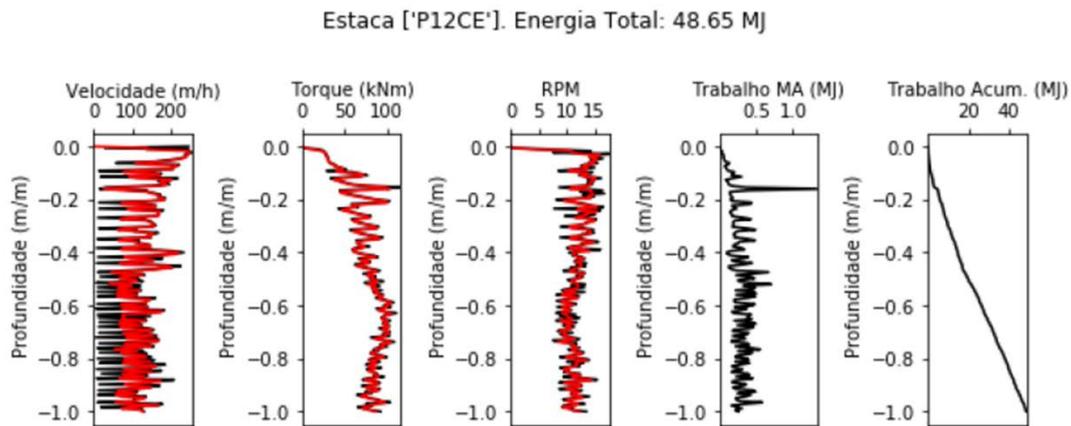
## 4.2 GESTÃO DE DADOS

### 4.2.1 ENERGIA DE EXECUÇÃO

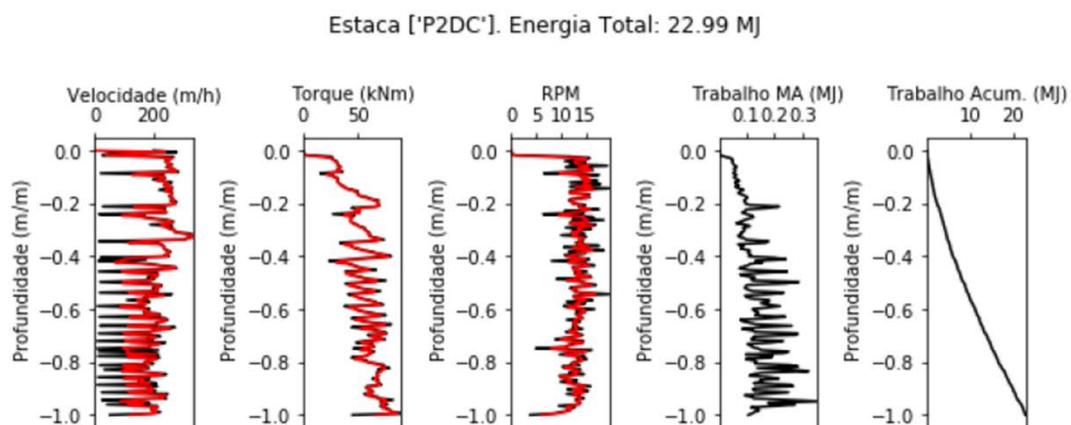
Tendo em vista a execução de todas as 50 estacas ensaiadas, coletaram-se os dados brutos dos relatórios executivos individuais. A coleta dos dados foi realizada por meio do Microsoft Access® e os cálculos foram automatizados pela ferramenta Python®. Das 50 estacas, apenas 32 tiveram o registro de dados suficientes para o cálculo de suas energias de execução, ou seja, 18 delas foram excluídas durante o processo de filtragem. Como exemplificação, ilustra-se nas Figuras 4.8 a 4.10 os resultados do cálculo da energia de execução total e metro a metro das três principais estacas analisadas. Nessas figuras, a profundidade está dividida pelo comprimento total da estaca.



**Figura 4.8** – Energia de execução calculada da Estaca P38AA



**Figura 4.9** - Energia de execução calculada da Estaca P12CE



**Figura 4.10** - Energia de execução calculada da Estaca P2DC

Observou-se a necessidade de mais dados para a construção de modelos de IA. A saída escolhida como técnica de aumento de dados (*data augmentation*) foi a de gerar dados sintéticos a partir de um modelo numérico de elementos finitos calibrado. Para isso, primeiramente foram construídos modelos irão prever a capacidade de carga das três estacas indicadas da maneira mais próxima a realidade possível. Posteriormente, para o modelo calibrado, foram realizadas diversas simulações para aumentar o conjunto de dados de calibração dos modelos de IA.

## 4.2.2 ELABORAÇÃO DE MODELOS PARA A PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS HELICE CONTINUA

### 4.2.2.1 PROCEDIMENTO DAS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

Com o objetivo de entender o comportamento real de uma estaca carregada verticalmente, utilizou-se o método de análise numérica do tipo tensão-deformação, tendo como solução o método dos elementos finitos (M.E.F).

Para descrever o comportamento do sistema como um todo, foram modelados os comportamentos do solo, da estrutura de contenção, das estacas e da interação solo-contenção e solo-estaca. Para a calibração dos modelos, realizou-se uma série de análises a fim de avaliar, em relação ao modelo físico, simplificações de geometria. Tais análises iniciaram-se com o desenvolvimento de modelos 2D axissimétricos e 3D com planos de simetria, que devido à sua simetria com redução dos nós, geraram malhas de elementos finitos menores, exigindo-se menos tempo de processamento computacional para a obtenção dos resultados. Por fim, as análises e os modelos foram sendo mais detalhados, deixando de ser axissimétricos e passaram a atender de maneira mais coerente a realidade do projeto e o comportamento da obra.

Na concepção geral da modelagem seriam necessários três modelos distintos (Modelo 14M, Modelo 9M e Modelo 8M), diferenciando-se apenas pelas estacas inseridas em cada um. Nesse caso, como o estaqueamento possui três variações de comprimento, cria-se um modelo para cada grupo de comprimento de estaca, otimizando o tempo de processamento.

Para atingir o objetivo final das análises, foi feita a calibração da modelagem numérica, permitindo a generalização do modelo e, por fim, a reprodução do comportamento das provas de carga em diferentes posições do estaqueamento. É por isso que a geometria, as condições de bordas, as cargas e as propriedades dos materiais consideradas para a calibração dos modelos foram estimadas sob condições reais. As análises basearam-se em uma geometria mais racional do domínio de solo, do tamanho mínimo do modelo para minimizar os efeitos de proximidade das bordas, do tipo de elemento finito, do tempo de processamento e da densidade da malha.

Os itens subsequentes irão mostrar as etapas das simulações e conseqüentemente os resultados. Já o processo descritivo utilizado no software, com as informações de entrada detalhadas, encontra-se no Apêndice A.

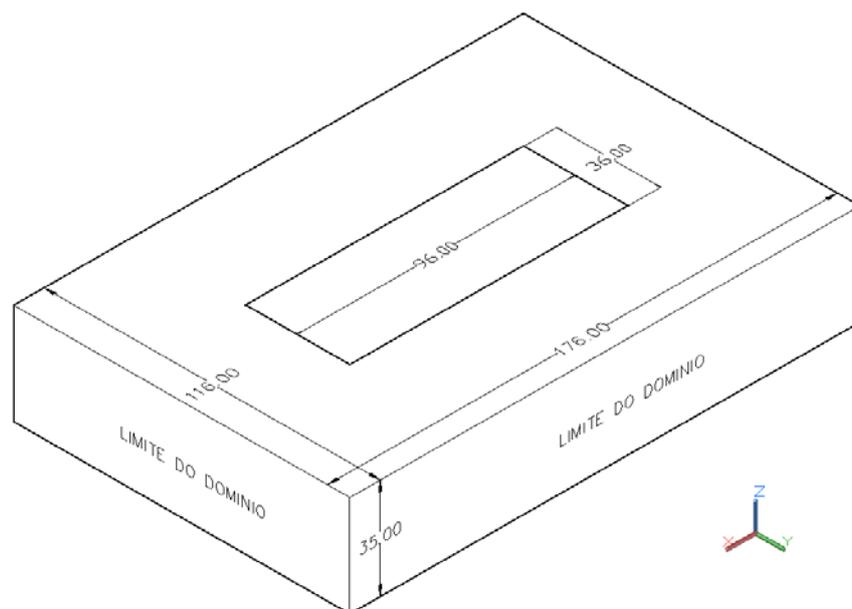
#### **4.2.2.2 GEOMETRIA E DIMENSÃO**

As geometrias dos modelos foram importadas em formato *.sat*, sendo exportado a partir do desenho 3D dos sólidos no programa AutoCAD® para o Abaqus®. Basicamente, os modelos foram divididos em dois grupos: o solo (camadas) e os elementos estruturais (cortina de contenção, grampos e estacas). O perfil estratigráfico foi obtido por meio das interpolações geradas pelo *software* RockWorks®. Já os elementos estruturais foram diretamente desenhados, baseando-se nas dimensões de projeto. A importância dessa divisão contextualiza-se em termos de possíveis criações de diferentes malhas com as propriedades de interface entre elas.

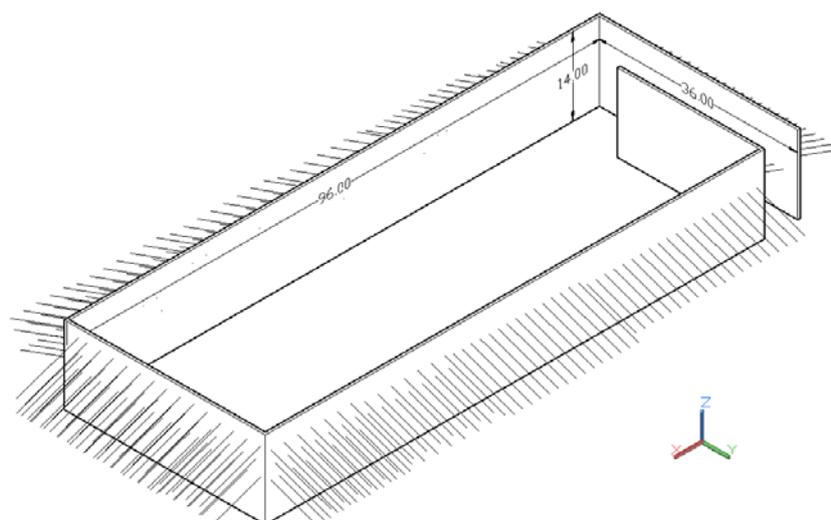
Os três modelos contam com as mesmas dimensões, sendo a altura de 35m, o comprimento da base de 176m e a largura de 116m. No centro dos modelos, localiza-se a estrutura da cortina de contenção, os respectivos grampos inseridos e as estacas ensaiadas. No caso, a cortina de contenção, executada por EHC justapostas de 40cm, possui 14m de profundidade, 96m de extensão e 36m de largura e foi representada como um elemento maciço e de seção transversal constante (uma parede). Já os grampos encontram-se inseridos a 20° de inclinação, possuem 15cm de diâmetro e os comprimentos variam entre 9 a 12m. Por fim, as estacas localizam-se na cota de -9,2m correspondente à profundidade de escavação, sendo selecionadas e divididas em 3 grupos, a saber, de 14m, 9m e 8m de comprimento.

Tratando-se das estacas, não foram utilizadas todas as 316 disponíveis da obra. Optou-se por utilizar 1 estaca executada por bloco. Além dos fatores justificáveis da diminuição de sobrecarga e melhor convergência nas modelagens numérica, entende-se por meio de estudos anteriores, já mostrados por Ferrari de Campos (2018) e Ferrari de Campos *et al.* (2022), que a energia de execução não varia dentro do mesmo bloco de fundação no caso considerado, logo, cada uma das estacas é representativa.

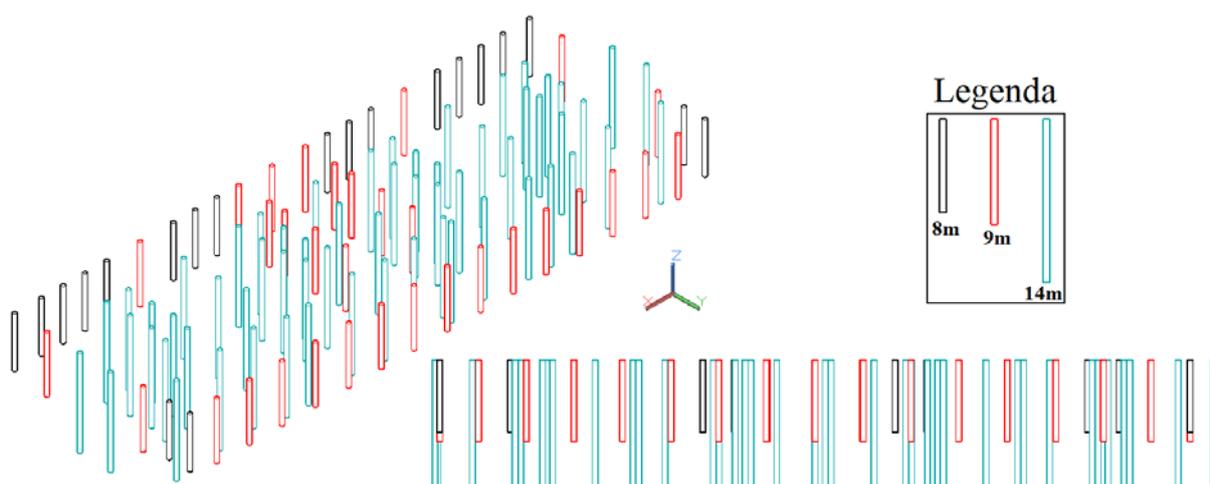
A Figura 4.11 exibe uma vista isométrica do modelo como um todo para o melhor entendimento e as Figuras 4.12 e 4.13 ilustram os detalhes gerais da região central dos elementos estruturais do modelo.



**Figura 4.11** – Vista isométrica das dimensões gerais e dos elementos estruturais dos modelos



**Figura 4.12** - Vista isométrica dos elementos estruturais (Cortina de contenção e grampos)

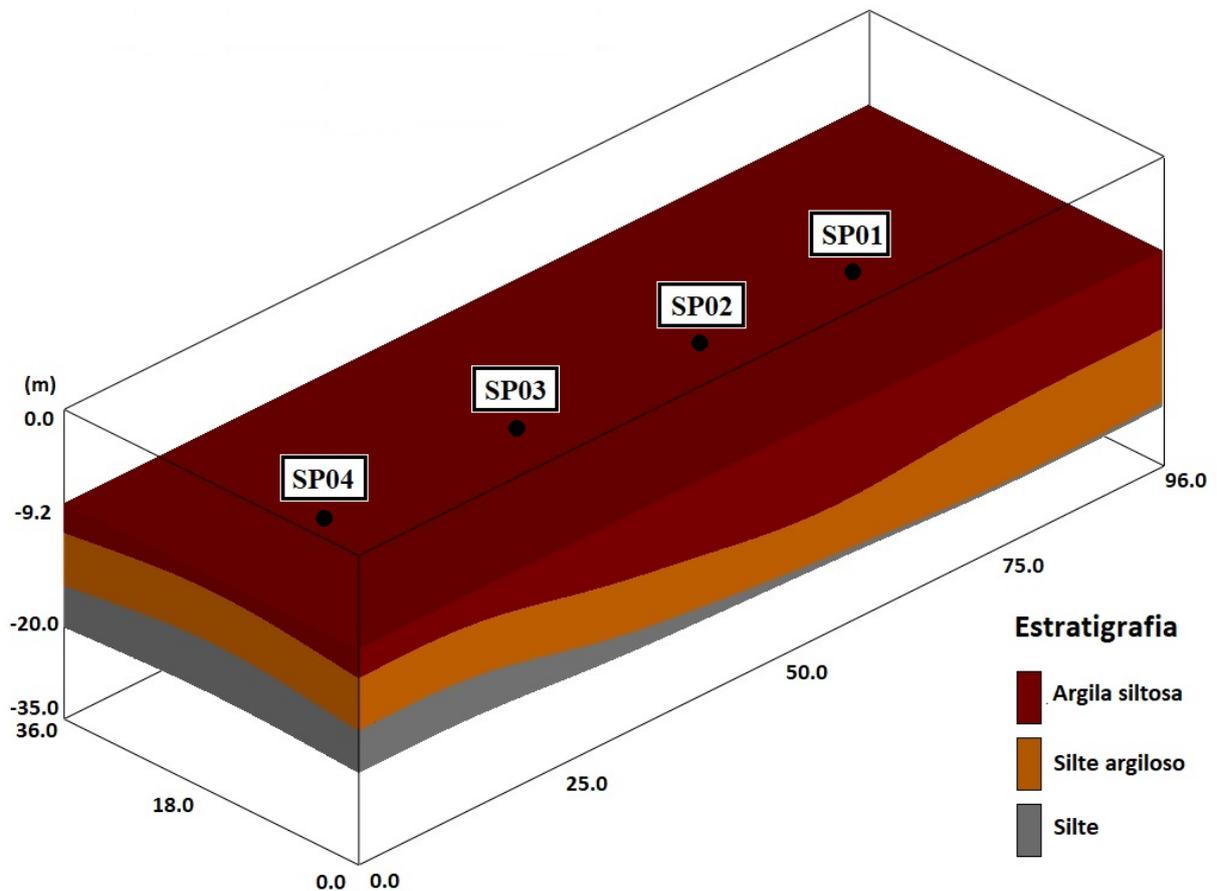


**Figura 4.13** - Vista isométrica e longitudinal dos elementos estruturais (Estacas - Grupos)

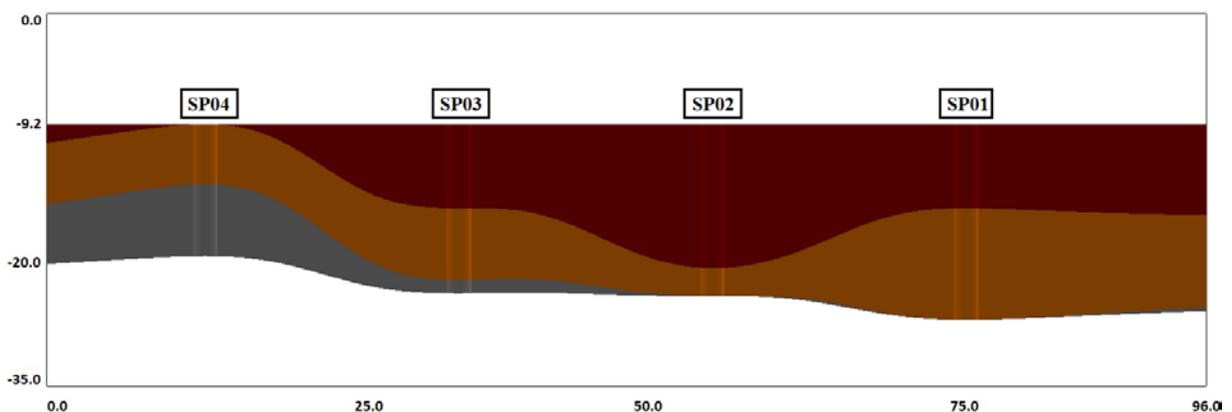
A geometria dos grampos foi inserida com a técnica de embutir (*Embedded*), utilizada para um grupo de elementos embutidos em um grupo de elementos hospedeiros (matriz do solo), cuja resposta foi utilizada para restringir os graus translacionais de liberdade (Simulia, 2016). Dessa forma, modificaram-se os elementos reais de todos os grampos por elementos de barra (1D) linear sem levar em conta o seu volume, fato este essencialmente significativo para o comportamento dos elementos.

A Figura 4.11 representa a base para os três modelos, diferenciando-se apenas no comprimento das estacas para cada um. Vale ressaltar que a opção por criar três modelos foi adotada para minimizar o tempo de processamento dos cálculos numéricos de resolução. Ilustra-se na Figura 4.14 o modelo da fundação gerado pelo software RockWorks®, assim como

o posicionamento das sondagens realizadas, e na Figura 4.15 os respectivos perfis estratigráficos gerados por meio dos cortes estratégicos e das interpolações.



**Figura 4.14** – Modelo 3D da estratigrafia da fundação construído a partir das sondagens à percussão



**Figura 4.15** – Corte dos perfis estratigráficos para as estacas ensaiadas

Das dimensões utilizadas, no caso das fronteiras, foram levadas em conta as diversas análises feitas por Costa (2005), nas quais se verificou que, para uma distância de cerca de

quatro vezes a profundidade de escavação, os deslocamentos horizontais são poucos representativos e, para uma distância de seis vezes, podem ser considerados nulos.

#### 4.2.2.3 MODELOS CONSTITUTIVOS

Para modelar o comportamento do solo considerou-se o modelo constitutivo de Mohr Coulomb, que considera o material isotrópico com comportamento linear-elástico até a superfície de plastificação, onde começam as deformações plásticas não recuperáveis. Para o presente caso, ao observar as curvas carga *versus* recalque e as análises complementares realizadas, notou-se a não ocorrência da ruptura total no sistema estaca-solo, não levando a estaca ao sacrifício. De forma geral, a mobilização total da resistência por atrito lateral ao longo do fuste ocorre com pequenos deslocamentos. Entretanto, para se atingir a mobilização da reação de ponta, são necessários deslocamentos bem maiores, principalmente em estacas escavadas.

#### 4.2.2.4 PARÂMETROS DOS MATERIAIS

Não foram executados ensaios específicos para obtenção dos parâmetros utilizados nos modelos, todos foram adotados a partir de valores médios da literatura típicos dos materiais da região, como Araki (1997), Guimarães (2002) e Perez (2017), respeitando os tipos de solo caracterizados nos relatórios das sondagens. Entretanto, os parâmetros do concreto foram estimados a partir da norma NBR 6118 (ABNT, 2014) e de acordo com as propriedades do próprio concreto utilizado nas estacas ensaiadas. A norma propõe o coeficiente de Poisson de 0.2 e o módulo de Young conforme a Equação 4.1.

$$E_c = 5600\sqrt{f_{ck}} \quad 4.1$$

Em que:  $f_{ck}$  = resistência característica do concreto submetido a compressão simples [MPa].

Identifica-se na Tabela 4.4 todos os dados utilizados.

**Tabela 4.4** – Parâmetros dos materiais utilizados

Material	Densidade (kg/m <sup>3</sup> )	E (MPa)	Poisson	$\phi$ (°)	c (kPa)
Argila Siltosa	1600	13	0.35	27	24
Silte Argiloso	1800	20	0.20	27	40
Silte	1900	37	0.20	26	45
Concreto	2500	25000	0.20	-	-

Vale destacar que, por simplicidade, como o nível freático estava a apenas cerca de 2 metros abaixo do topo da estaca, considerou-se o modelo como saturado. Destaca-se também que os parâmetros indicados na Tabela 4.4 foram utilizados apenas como primeira aproximação. Posteriormente, durante a calibração, esses parâmetros foram alterados até que a concordância com as provas de carga reais fosse observada.

Para a implementação da sub-rotina que insere a estratigrafia não-horizontal no modelo, diferenciou-se a forma de entrada dos parâmetros durante essa caracterização inicial do modelo. Para que o Abaqus® entenda que deverá rodar a sub-rotina USDFLD, utilizada aqui, informou-se o número de variáveis de estado dependentes da solução no módulo de propriedades dos materiais. Os detalhes se encontram no Apêndice A.

#### 4.2.2.5 INTERFACES

Como se trata de diferentes malhas fixadas em uma linha e de dois grupos principais com materiais distintos (solo e elementos estruturais), todas as faces em contato devem receber definições de interações. O contato entre corpos foi definido por meio da adoção de duas superfícies deformáveis que podem interagir, chamadas de pares de contato (*contact pairs*). Para cada nó da primeira superfície do par de contato, superfície escrava (*slave surface*), o programa busca o nó mais próximo da segunda superfície, superfície mestre (*master surface*), onde a normal a essa superfície passa através do nó da superfície escrava. Esse é o mecanismo de interação das duas superfícies. Para definir as superfícies de contato, utilizou-se o critério baseado na rigidez do material, ou seja, a superfície mestre foi adotada no material mais rígido (concreto) e a superfície escrava no material menos rígido (solo).

Na etapa de simulação da prova de carga, a interface representa um dos aspectos mais importantes a ser levado em consideração para a modelagem do comportamento das estacas. Para os três modelos, utilizaram-se as interações de acordo com a Tabela 4.5.

**Tabela 4.5** – Interações e propriedades das interfaces

<b>Contato</b>	<b><i>Superfície Mestre</i></b>	<b><i>Superfície Escrava</i></b>	<b>Propriedade</b>	<b>Parâmetro</b>	<b>Valor</b>
Solo – Contenção	Contenção	Solo	<i>Tangential/Normal Behavior</i>	<i>Penalty (Friction Coef.)/ “Hard” Contact (Default)</i>	0.5
Solo – Estaca	Estaca	Solo	<i>Tangential/Normal Behavior</i>	<i>Penalty (Friction Coef.)/ “Hard” Contact (Default)</i>	1

Todos os contatos entre as camadas de solo consideraram-se “colados”, fazendo com que se movimentassem juntas. Isso se deve ao fato de terem sido incorporadas juntas.

Após ajustar os parâmetros dos materiais utilizados, a influência do coeficiente de atrito (*Friction Coef.*) na capacidade de carga foi estudada. Percebeu-se que um maior valor de capacidade de carga seria dado com um coeficiente de atrito grande, ou seja, quanto maior o valor do coeficiente, mais claramente se observa uma condição de deslocamento relativo quase nulo entre as superfícies do fuste da estaca e do solo que o circunda. Em contrapartida, quanto mais próximo de zero, maior o deslocamento relativo entre as superfícies de contato. Conforme indicado anteriormente, o coeficiente atrito ( $\mu$ ) do qual se fala é o coeficiente linear da relação entre a força de atrito produzida paralelamente na interface solo-estaca ( $f_{\text{atrito}}$ ) e a força normal a essa interface ( $f_{\text{normal}}$ ), ou seja,  $f_{\text{atrito}} = \mu f_{\text{normal}}$ . Pensando com um paralelo de ruptura de Mohr-Coulomb, o coeficiente seria igual a tangente de um ângulo de atrito relativo solo-estaca.

#### **4.2.2.6 CONDIÇÕES DE CONTORNO E CARREGAMENTOS**

As condições de contorno para os três modelos foram estabelecidas com restrições horizontais nas laterais e restrições verticais na sua base. Vale destacar que para as convergências das sub-rotinas USDFLD, em determinados momentos houve a necessidade de se restringir e liberar o modelo nos três eixos principais. Para a simulação da prova de carga, utilizou-se como critério a condição de deslocamento vertical preestabelecido a partir do topo das estacas. Dessa forma, verificou-se a carga máxima necessária para atingir o deslocamento da prova de carga experimental, realizando assim uma retroanálise do comportamento das respectivas provas de carga.

As dimensões mencionadas dos modelos foram atribuídas com o intuito de se prevenir quaisquer interferências de deslocamento dentro da zona de atuação do bulbo de tensões da fundação e da contenção.

Nas análises dos modelos, definiram-se como carregamentos o peso próprio das camadas do solo e o peso próprio dos elementos estruturais, com aplicação da gravidade com aceleração de  $9.81\text{m/s}^2$ .

#### **4.2.2.7 TIPO DE ELEMENTO**

Verificou-se qual tipo de elemento finito é o mais apropriado para reproduzir o comportamento do sistema. De acordo com a biblioteca do Abaqus® (Simulia, 2016), apresentam-se três tipologias diferentes, de uma forma geral, que são os elementos prismáticos

de seis lados (*brick*) e de cinco lados (*wedge*), elementos tetraédricos de quatro lados e pirâmide de base triangular (*tet*) da família Lagrangeana ou Serendipita. Para o desenvolvimento dos modelos de elementos finitos tridimensionais, utilizou-se uma malha com elementos tipo C3D8R, hexaédricos lineares do tipo *brick*, com oito nós tendo três graus de liberdade cada (translações nas direções  $x$ ,  $y$  e  $z$ ) e com um ponto de integração. Trata-se de um elemento linear hexaédrico com integração reduzida, tendo um ponto de integração no meio do elemento onde as tensões e deformações são calculadas com bastante precisão. Com esse tipo de elemento percebeu-se que a distribuição gradual de tamanhos de elementos faz com que haja uma boa adequação à geometria das partes simuladas, além de um menor tempo de processamento.

O segundo tipo de elemento considerado nos modelos foi o do tipo *beam* B31 para os grampos inseridos na cortina de contenção. Esse tipo de elemento é linear, possui 2 nós com 6 graus de liberdade por nós (translações nas direções  $x$ ,  $y$  e  $z$  e rotações em torno dos mesmos). Foi utilizado para modelagem pela sua simplicidade.

#### **4.2.2.8 DEFINIÇÃO DA DENSIDADE DA MALHA**

No MEF, o conjunto de elementos forma uma malha, que pode possuir diferentes materiais em diferentes condições de carregamento e condições de contorno. Uma vez concluídas as análises anteriores, foram avaliados diferentes tamanhos para os elementos, definindo a densidade da malha ideal para ser usada na modelagem. Optou-se pelas malhas de diferentes tamanhos, reduzindo-se o tamanho dos elementos finitos em áreas de maior interesse, implicando assim em uma interpolação numérica melhor e minimização de erros. Em contrapartida, diminui também a distância entre os nós, aspecto que faz aumentar o custo computacional devido ao número ainda maior de equações para resolução. Já os elementos de maior tamanho foram colocados em áreas menos solicitadas, como as bordas do modelo, por exemplo.

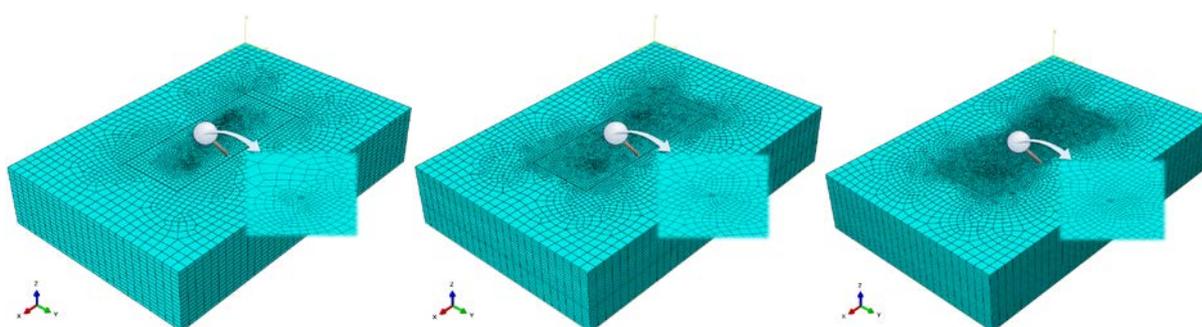
Como já mencionado anteriormente, o desenvolvimento inicial das simulações passou por um processo de entendimento e testes, desde a elaboração de modelos de elementos finitos bidimensionais axissimétricos, até os modelos finais tridimensionais mais complexos com camadas de solo irregulares ou não paralelas. Antes da elaboração dos modelos finais, testaram-se três densidades de malha (DM) em modelos testes com as mesmas dimensões, diferenciando-se apenas nas camadas de solo e na quantidade de estacas, uma vez utilizadas geometrias de camadas regulares. A medida de se criar três modelos testes foi adotada também para minimizar o tempo de processamento e de se obter uma referência para a otimização de escolha da malha.

Vale destacar que esse foi o mesmo raciocínio utilizado para a definição de densidade da malha dos modelos finais.

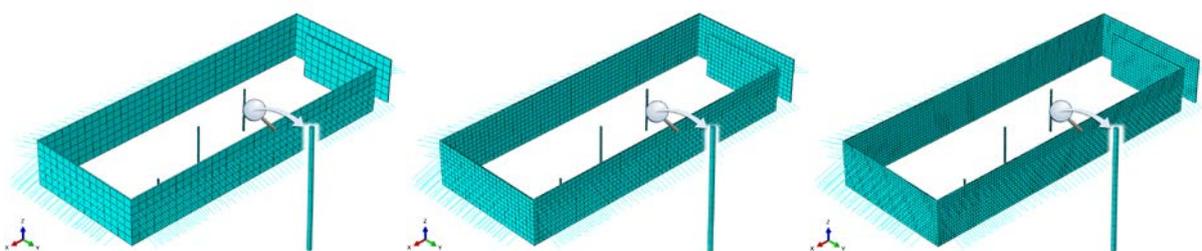
A descrição com o tamanho dos elementos testes são mostrados na Tabela 4.6 e as respectivas malhas geradas podem ser observadas nas Figuras 4.16 e 4.17.

**Tabela 4.6** – Tamanho dos elementos nas três malhas dos três modelos testes

Região	Tamanho dos elementos (m) dos Modelos Testes		
	DM1	DM2	DM3
Camadas externas dos solos	5	5	5
Camadas internas dos solos	2.5	1.5	1
Elementos estruturais	2.5	1.5	1



**Figura 4.16** – Refinamento DM1, DM2 e DM3 - Modelos Testes



**Figura 4.17** – Refinamento DM1, DM2 e DM3 - Elementos estruturais dos Modelos Testes

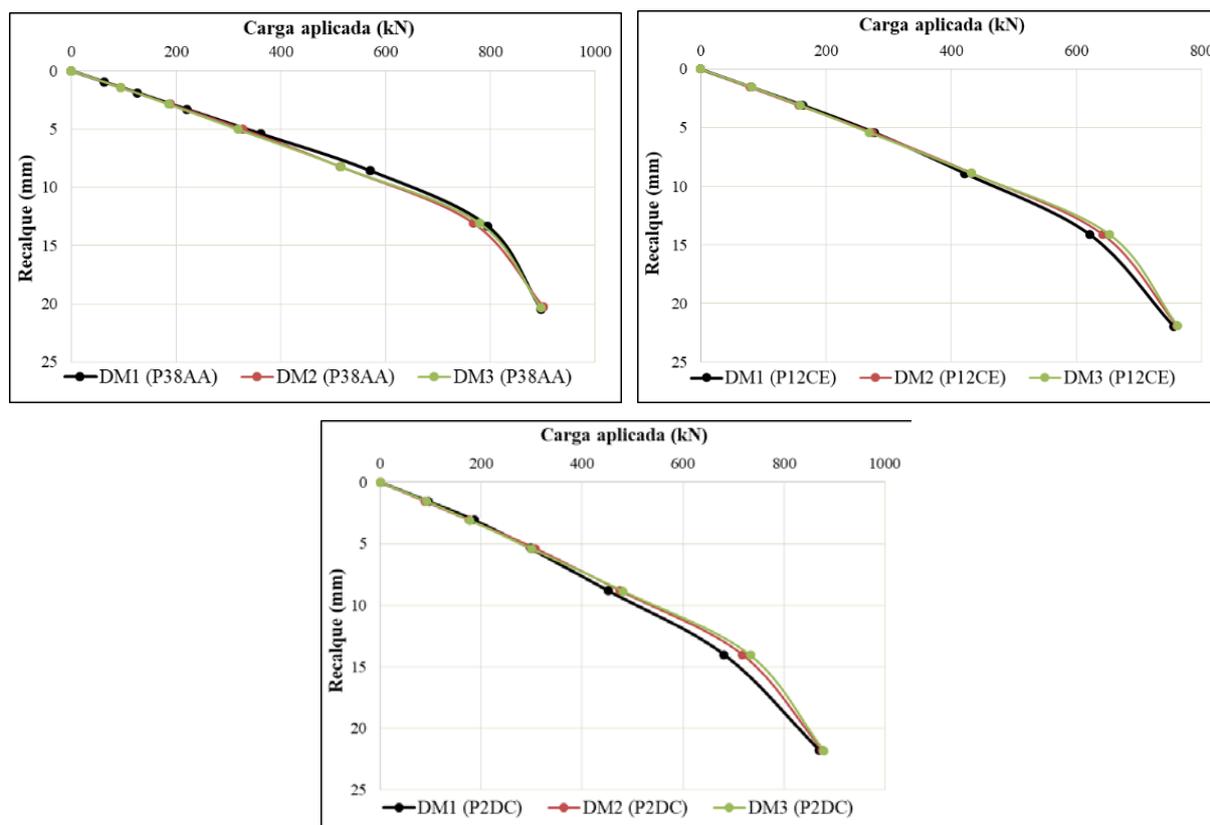
A Tabela 4.7 mostra o número de nós e elementos de cada uma das malhas geradas, além dos tempos para convergir cada uma das simulações e os seus respectivos consumos de memória do computador. Vale destacar que o sistema operacional utilizado possui as seguintes características:

- Windows 10 Pro;
- Processador Intel® Core™ i7-6700 CPU @ 3.40GHz;
- Memória RAM de 32.0 GB.

**Tabela 4.7** – Detalhes das malhas testes e tempos de processamento

Densidade das malhas testes	Estacas	Número de nós	Número de elementos	Tempo de cálculo (s)	Consumo RAM (GB)
DM1	P38AA	82544	75705	1650	4.5
	P12CE	71877	65290	1310	4
	P2DC	78003	71246	1300	4.5
DM2	P38AA	177342	166241	6061	11
	P12CE	168528	157602	4293	11.5
	P2DC	176281	165233	5384	12
DM3	P38AA	363841	346561	25998	27
	P12CE	349978	332897	23372	26
	P2DC	359446	342102	22998	26

Após a simulação de todos os modelos testes, apresenta-se na Figura 4.18 os resultados em termos de carga aplicada e recalque último medido em cada estaca. Para a comparação e análise dos resultados, utilizou-se o deslocamento vertical máximo de 20mm, tendo em vista que os valores dos resultados das provas de carga experimentais foram inferiores a esse limite.



**Figura 4.18** - Curvas carga *versus* recalque dos modelos testes DM1, DM2 e DM3

O critério de escolha da densidade da malha foi a comparação dos resultados das curvas carga *versus* recalque referente às malhas previamente definidas. De acordo com os resultados apresentados, a diferença nas curvas entre as densidades de malha é pequena, optando-se então pelas análises dos resultados com o menor tempo de processamento. No caso, a malha DM1 processa a simulação em torno de 15-16 vezes mais rápido do que a malha com maior número de elementos DM3. Dessa forma, foi estabelecido como padrão para as simulações dos modelos finais o tamanho de malha DM1.

Em comparação ao que foi medido *in loco*, notou-se que quando dados da literatura foram utilizados para as propriedades do solo, para o mesmo deslocamento do topo das estacas nas provas de carga, o comportamento das estacas se mostrou diferente. Dessa forma, a fim de um melhor entendimento, buscou-se variar os parâmetros do solo para que uma maior similaridade fosse observada entre o ensaio experimental e a simulação numérica. Essa mudança e as novas implementações para os modelos finais podem ser observadas no próximo tópico.

#### **4.2.2.9 IMPLEMENTAÇÃO DAS SUB-ROTINAS PARA SIMULAÇÃO**

Para a implementação das sub-rotinas nos modelos finais, continua sendo necessário toda a parametrização comum de qualquer simulação, a saber: descrição geométrica; dos componentes; propriedades dos materiais; condições de contorno; passos da simulação etc.

Após os ajustes no módulo de propriedades dos materiais como funções de variáveis de campo  $f(i)$ , foi permitido a definição  $f(i)$  em cada ponto de integração em um elemento, habilitando-se então a sub-rotina USDFLD. Dessa forma, foi possível simular a geometria irregular dos modelos finais por meio da escrita da sub-rotina em um compilador de Fortran, detalhada no item do Apêndice A.8.

Para a calibração dos parâmetros de entrada, conforme dito no capítulo de Metodologia, utilizou-se a técnica LHS para a geração de 310 amostras variando os 31 parâmetros de entrada. O método distribui os pontos de forma a ocupar todo o domínio de entrada de maneira aproximadamente homogênea. Os limites para a calibração dos parâmetros utilizados no código são descritos a seguir. Para facilitar o entendimento, nessas linhas de programação têm-se a imposição das características de cada um dos parâmetros atribuídos as respectivas camadas de solo e do concreto (elementos estruturais) do modelo numérico. Sequencialmente, são descritas

as seguintes características: valor mínimo (*min\_val*), coeficiente de variação (*cv*), valor superior (*val\_sup*) e a probabilidade dos valores serem inferiores ao limite superior ( $P(v < val\_sup)$ ).

*#[min\_val, cv, val\_sup, P(v < val\_sup)]*

*#Concreto*

*prho\_CA=[2500,0.075,2600,0.95] #Densidade (kg/m<sup>3</sup>)*

*pE\_CA=[30000000000,0.1,50000000000,0.95] #Módulo de Young (Pa)*

*pnu\_CA=[0.2,0.05,0.25,0.95] #Coeficiente de Poisson*

*#Argila Pouco Arenosa (Camada do Horizonte 1 – H1)*

*prho\_H1=[1400,0.075,1700,0.95] #Densidade (kg/m<sup>3</sup>)*

*pE\_H1=[25000000,0.34,500000000,0.95] #Módulo de Young (Pa)*

*pnu\_H1=[0.35,0.05,0.4,0.95] #Coeficiente de Poisson*

*pphi\_H1=[27,0.1,35,0.95] #Ângulo de Atrito (°)*

*pdila\_H1=[1.0,0.1,5.0,0.95] #Ângulo de Dilatância (°)*

*pcohe\_H1=[16000,0.4,25000,0.95] #Coesão (Pa)*

*#Argila Siltosa (Camada do Horizonte 2 – H2)*

*prho\_H2=[1600,0.075,2000,0.95] #Densidade (kg/m<sup>3</sup>)*

*pE\_H2=[50000000,0.34,500000000,0.95] #Módulo de Young (Pa)*

*pnu\_H2=[0.3,0.05,0.4,0.95] #Coeficiente de Poisson*

*pphi\_H2=[23,0.1,30,0.95] #Ângulo de Atrito (°)*

*pdila\_H2=[1.0,0.1,5.0,0.95] #Ângulo de Dilatância (°)*

*pcohe\_H2=[35000,0.4,55000,0.95] #Coesão (Pa)*

*#Silte Argiloso (Camada do Horizonte 3 – H3)*

*prho\_H3=[1600,0.075,2000,0.95] #Densidade (kg/m<sup>3</sup>)*

*pE\_H3=[25000000,0.34,125000000,0.95] #Módulo de Young (Pa)*

*pnu\_H3=[0.3,0.05,0.4,0.95] #Coeficiente de Poisson*

*pphi\_H3=[5,0.1,30,0.95] #Ângulo de Atrito (°)*

*pdila\_H3=[1,0.1,5,0.95] #Ângulo de Dilatância (°)*

*pcohe\_H3=[3000,0.4,15000,0.95] #Coesão (Pa)*

*#Silte (Camada do Horizonte 4 – H4)*

*prho\_H4=[1600,0.075,2000,0.95] #Densidade (kg/m<sup>3</sup>)*

*pE\_H4=[7000000,0.34,105000000,0.95] #Módulo de Young (Pa)*

*pnu\_H4=[0.3,0.05,0.4,0.95] #Coeficiente de Poisson*

*pphi\_H4=[5,0.1,30,0.95] #Ângulo de Atrito (°)*

*pdila\_H4=[1,0.1,5,0.95] #Ângulo de Dilatância (°)*

*pcohe\_H4=[3000,0.4,15000,0.95] #Coesão (Pa)*

*#k0 (Coeficiente de Empuxo – Condição de Repouso para cada Camada)*

*pk0\_H1=[0.4,0.1,0.7,0.95]*

*pk0\_H2=[0.4,0.1,0.7,0.95]*

*pk0\_H3=[0.4,0.1,0.7,0.95]*

*pk0\_H4=[0.4,0.1,0.7,0.95]*

Teoricamente, as propriedades que mais influenciam no comportamento da estaca são as das camadas de solo dentro do bulbo de tensões e das camadas que circundam o fuste da estaca. Isso foi verificado nas simulações numéricas realizadas.

A Tabela 4.8 mostra o conjunto de parâmetros que melhor se adequou para as 310 simulações. No caso, esse conjunto foi o que apresentou o menor erro absoluto máximo para o conjunto de três estacas ensaiadas, quando comparados os resultados numéricos e experimentais.

**Tabela 4.8** – Valores dos parâmetros calibrados

Material	Densidade (kg/m <sup>3</sup> )	E (MPa)	Coef. Poisson	$\phi$ (°)	Ângulo Dilat. (°)	c (Pa)	k0
H1- Argila P. Arenosa	1621.129	1.69E+09	0.3675	28.53548	3.367742	20398.39	0.42951
H2- Argila Siltosa	1893.548	1.22E+09	0.328226	26.37581	1.832258	36322.58	0.56016
H3- Silte Argiloso	1755.484	5.09E+08	0.32371	9.233871	1.922581	5032.258	0.46822
H4- Silte	1774.839	6.04E+08	0.358226	9.959677	4.864516	3987.097	0.41306
Concreto Armado	2529.194	4.73E+10	0.240887	-	-	-	-

Para a métrica de aderência adotada (erro absoluto máximo), não existe necessariamente um conjunto de parâmetros ótimo ou único para o ajuste entre a curva numérica e a curva experimental, que estabeleça o menor desvio entre elas. Tal comportamento se deve ao fato de que os modelos numéricos utilizados não são identificáveis (ou seja, mais de um conjunto de parâmetros pode gerar respostas iguais), pois os parâmetros de entrada não são independentes. Isso faz com que a o processo de retroanálise considerado possa resultar em parâmetros que percam sua correlação com o valor de engenharia que se esperaria, cabendo, no entanto, frisar que tal valor esperado não corresponde necessariamente ao real, pois ele é função de uma série de outros fatores muitas vezes não considerados. Tal fato, no entanto, não é um problema pois o modelo numérico a ser utilizado na abordagem de inteligência artificial se prestou unicamente a reproduzir a curva carga *versus* recalque experimental a partir de dados de entrada. Ou seja, os valores dos parâmetros físicos em si não foram analisados, pois não se tratou de uma premissa para o modelo.

Realizando uma análise dos valores de módulos encontrados e considerados elevados sob a perspectiva paramétrica de engenharia geralmente considerada, tem-se que eles foram influenciados principalmente pelo impacto que sofrem do coeficiente de atrito na interação estaca-solo e pelo valor de k0 que interfere diretamente na transmissão de esforços entre a estaca e o solo. Nesse caso, um coeficiente de atrito muito alto transmite mais carga ao solo nos

momentos pré-plastificação, mobilizando o solo de maneira mais intensa, o que aproximaria o valor dos módulos ao que se esperaria na prática. Nota-se que o coeficiente de atrito selecionado como 1 pode ter seu efeito ampliado por meio da atuação, por exemplo, de sucções matriciais e osmóticas ou pela ampliação das tensões horizontais devido a valores de  $k_0$  mais elevados. Para fins de convergência do modelo numérico, caso esses fatores impactantes na interação estaca-solo elevassem o valor resultante para 10, simulações realizadas pelo autor revelam que o valor do módulo estimado cairia para 1/10 (um décimo) do valor da Tabela 4.8. Isso faria com que o valor observado com esse atrito maior estivesse cerca de 10 vezes superior àquele previsto numa primeira aproximação a partir da literatura. O valor de  $k_0$  também tem impacto nessa questão, pois estabelece a tensão horizontal atuante em função da tensão vertical presente que atuará mobilizando o atrito. Outro fator que contribui para esses módulos maiores é o fato de que o solo solicitado durante a prova de carga está em trajetória de recompressão, haja vista se tratar de um solo resultado de escavação prévia. Nesse caso, é comum que se considere que os módulos de recompressão seriam até 5 vezes maiores do que os atuantes em trecho de carregamento virgem. Isso indicaria que os valores obtidos restariam apenas 2 vezes maiores do que o esperado, o que poderia ser atribuído às características geotécnicas do local e ao próprio valor de  $k_0$  mencionado. Finalmente, outro fator que pode impactar na mobilização do atrito estaca-solo é a pressão de concretagem, pois uma vez cessada fará com que o solo desenvolva movimento expansivo em direção à estaca, ampliando assim a interação estaca-solo por meio do atrito. Portanto, uma série de fatores podem efetivamente elevar o módulo para valores superiores aos previsto, mas de qualquer modo, como indicado, não há prejuízos metodológicos à presente tese pelo fato de a retroanálise ter sido puramente matemática, principalmente pelo fato de que se conhecem os principais potenciais causadores das discrepâncias observadas.

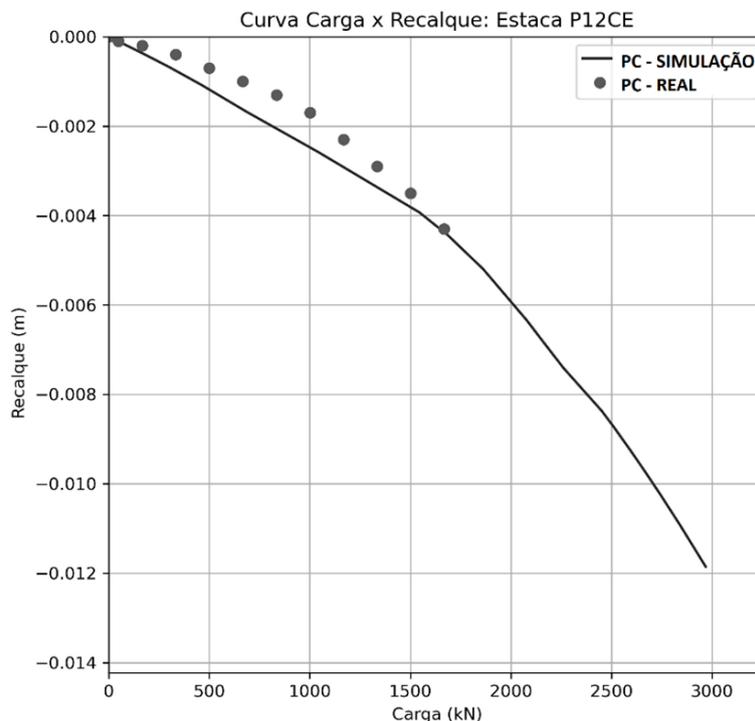
Para esse conjunto de dados calibrados, as três curvas experimentais anteriormente simuladas (Figura 4.18) foram novamente simuladas. O erro absoluto máximo verificado está na casa de 1mm, o que foi considerado aceitável. O próximo tópico explora essa calibração em detalhes.

#### **4.2.2.10 APROXIMAÇÃO DAS ANÁLISES NUMÉRICAS CALIBRADAS E OS RESULTADOS EXPERIMENTAIS**

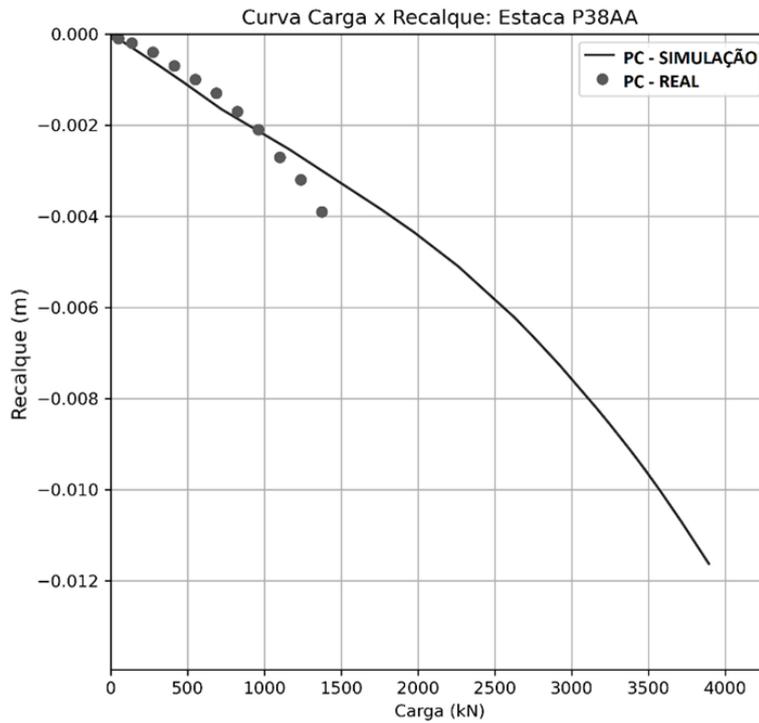
O objetivo aqui é apresentar o comportamento das três estacas após as simulações das provas de carga com o conjunto de valores de parâmetros calibrados, tendo em vista a referência com a carga última considerada na prova de carga experimental.

Com os novos valores, apresenta-se nas Figuras 4.19 a 4.21 os resultados gerados pelas simulações numéricas. Outro fator importante a ser mencionado é o coeficiente de atrito. Percebeu-se que ao manter os valores dos parâmetros da literatura e alterar apenas o coeficiente de atrito, tanto para um valor muito pequeno quanto para um valor elevado, a influência da resistência de ponta da estaca ou do fuste ficam mais evidentes, respectivamente. Em contrapartida, para o presente caso, mesmo com essa variação apenas do coeficiente de atrito, as curvas ficam distantes dos resultados das provas de carga reais quando se usa as propriedades previstas na literatura.

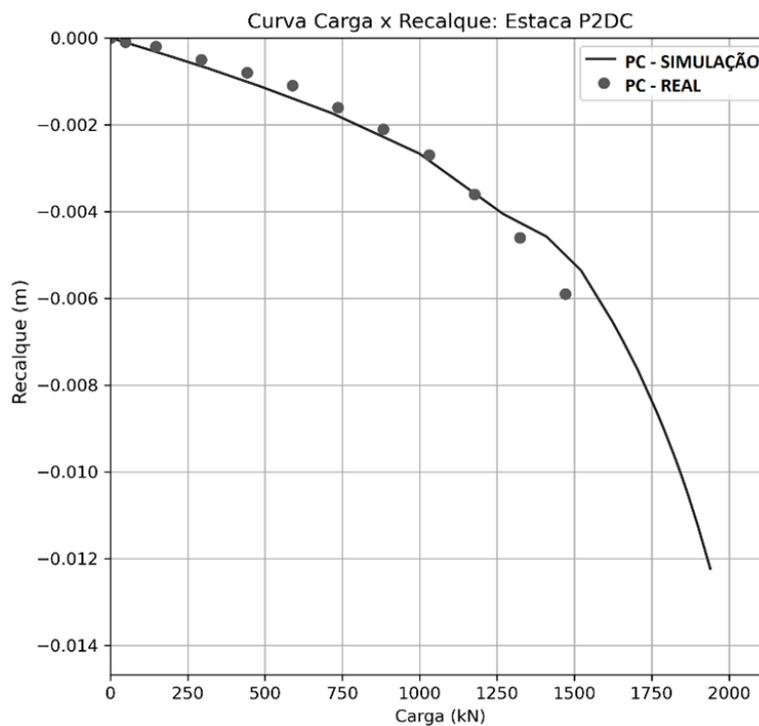
Com o aumento do módulo de Young das camadas, verificou-se que para um mesmo deslocamento aplicado, alterou-se o ponto de inflexão quanto ao trecho elástico do contato solo-estaca. Isso é esperado pois o aumento de módulo gera maior rigidez da estrutura, demandando mais carga aplicada para um mesmo nível de deslocamento. No gráfico, isso implica em uma diminuição na tensão em que há mudança pronunciada na curvatura. Por outro lado, a redução da coesão e ângulo de atrito para as camadas circundantes à estaca, além do coeficiente de atrito, implica na plastificação mais rápida da interface, o que puxa o ponto de inflexão para a esquerda e altera a curvatura da curva, pois se tem menor resistência do contato estaca-solo.



**Figura 4.19** - Curvas experimentais e numéricas (Estacas P12CE)



**Figura 4.20** - Curvas experimentais e numéricas (Estacas P38AA)



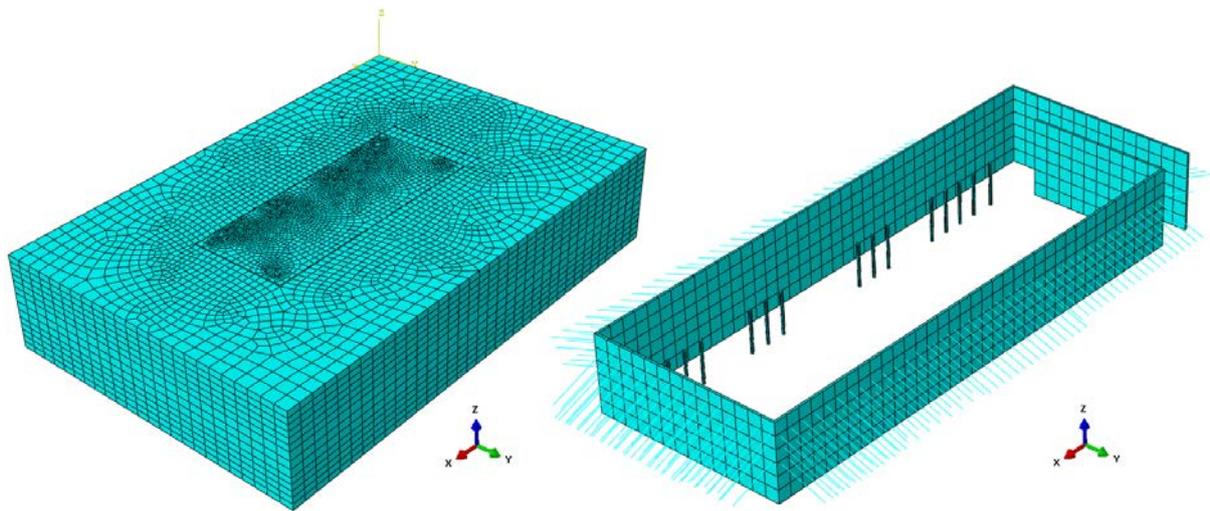
**Figura 4.21** - Curvas experimentais e numéricas (Estacas P2DC)

A partir das alterações realizadas para as simulações, embora o comportamento exato de tensão-deformação experimental não foi totalmente reproduzido, as curvas foram razoavelmente aderentes.

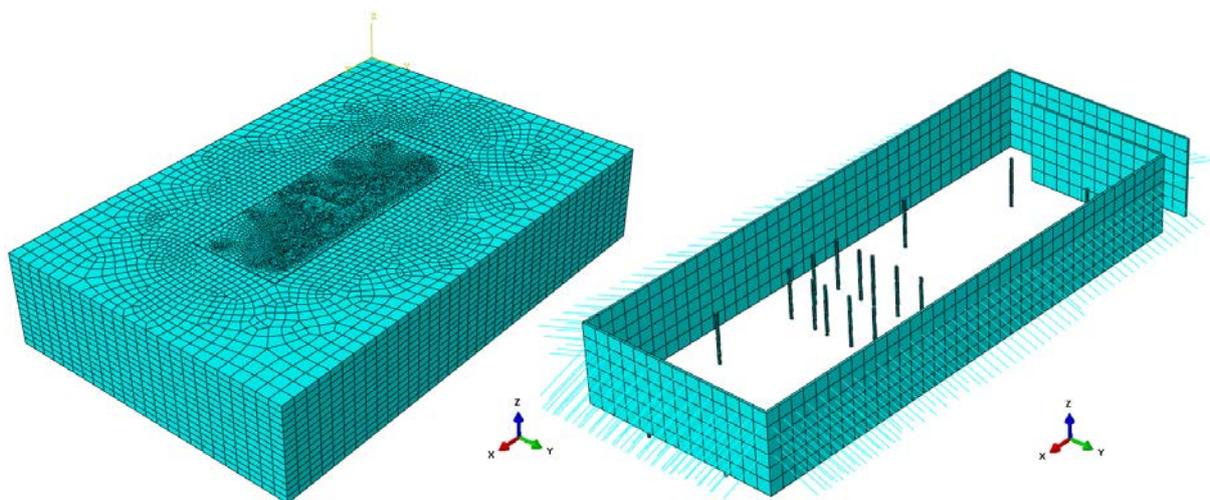
#### 4.2.2.11 ELABORAÇÃO DOS MODELOS FINAIS

Finalmente, com os modelos previamente calibrados, elaborou-se os modelos finais, que também tomaram como base a geometria do domínio irregular ilustrada na Figura 4.14, reproduzindo o mais próximo do modelo 3D do terreno obtido no software RockWorks® a partir da espacialização das sondagens. As malhas finais geradas podem ser observadas nas Figuras 4.22 a 4.24.

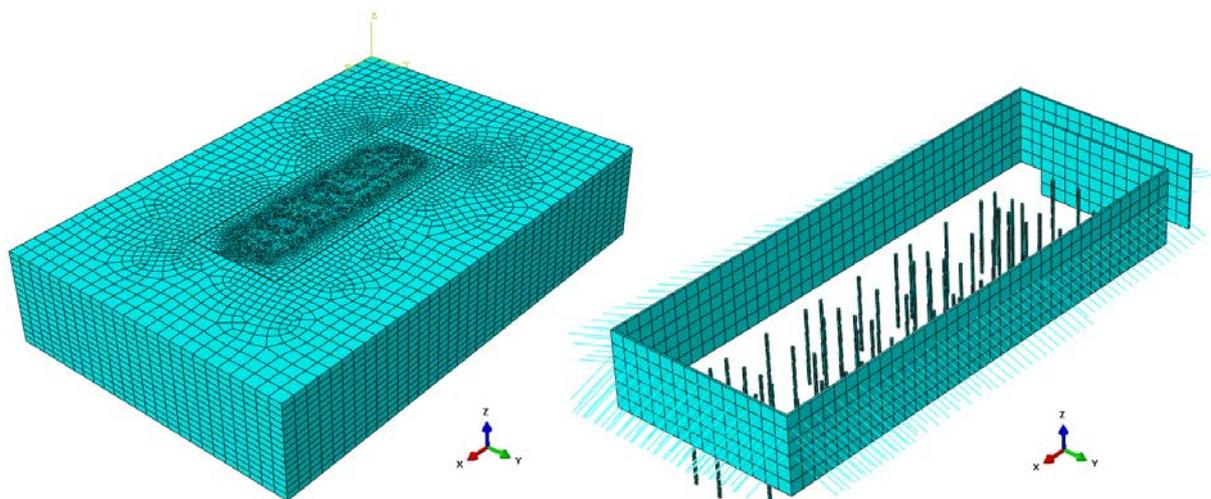
Vale lembrar que nessa modelagem foram gerados três modelos finais distintos (Modelo 14M, Modelo 9M e Modelo 8M), diferenciando-se apenas pelas estacas com as mesmas características inseridas em cada um.



**Figura 4.22** – Refinamento da malha para o Modelo 8M



**Figura 4.23** - Refinamento da malha para o Modelo 9M



**Figura 4.24** - Refinamento da malha para o Modelo 14M

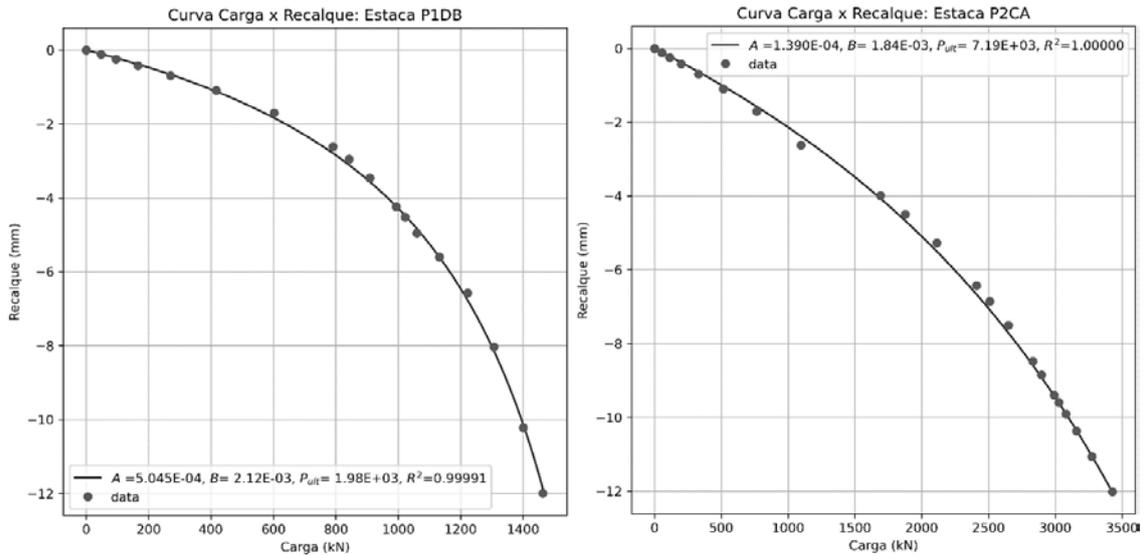
O número de nós e elementos de cada uma das malhas geradas a partir dos grupos de estacas, além dos tempos para rodar cada uma das simulações e os seus respectivos consumos de memória do computador encontram-se na Tabela 4.9.

**Tabela 4.9** - Detalhes das malhas finais e tempos de processamento

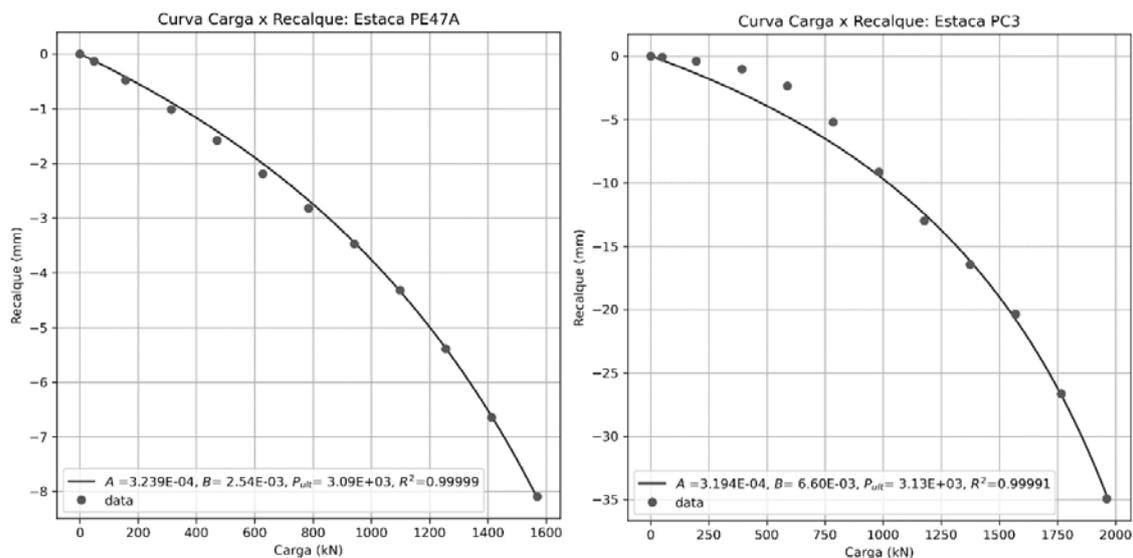
Densidade malhas	Grupo de Estacas	Quantidade de Estacas	Número de nós	Número de elementos	Tempo de cálculo (s)	Consumo RAM (GB)
	8M	20	102826	93454	4740	11.5
DM1	9M	32	282893	262234	9618	16
	14M	61	516741	480187	164529	29

Ao final das simulações, obteve-se o resultado de 113 estacas. Devido a descoberta de dados anômalos em alguns pontos de monitoramento e/ou medição de comprimento, foram excluídas 11 estacas (3 estacas de 8m, 5 estacas de 9m e 3 estacas de 14m), restando 102 estacas. Vale destacar a presença de mais 32 resultados experimentais, descritos no Item 4.2.1, que tiveram o registro de dados validados. Dessa forma, totalizaram 134 estacas com dados de provas de carga (reais ou numéricas) e controle energético de execução.

Para cada uma das 134 estacas restantes, foram realizados ajustes nos resultados de carga *versus* recalque ao modelo por meio do método de Chin-Kondner (1970 e 1971). No caso, utilizou-se os últimos 4 pontos para os valores experimentais referentes às 32 estacas e aos últimos 6 pontos para valores numéricos das 102 estacas. Como exemplificação, ilustra-se nas Figuras 4.25 e 4.26 dois resultados para cada tipo e as suas características.



**Figura 4.25** – Curvas carga *versus* recalque de estacas simuladas numericamente P1DB ( $l=9m$ ;  $d=0.5m$ ) e P2CA ( $l=14m$ ;  $d=0.5m$ )



**Figura 4.26** - Curvas carga *versus* recalque de estacas ensaiadas experimentalmente PE47A ( $l=22m$ ;  $d=0.5m$ ) e PC3 ( $l=11m$ ;  $d=0.5m$ )

Com os ajustes de cada uma das estacas, resultaram dois parâmetros individuais, A e B, sendo  $1/A$  representando a carga última da estaca e B um parâmetro de forma, espécie de curvatura em relação aos pontos apresentados. Posteriormente, foram selecionadas todas as estacas que não tiveram problemas ou imprecisões nos ajustes, sendo excluídas mais 20 estacas das análises (numéricas), restando agora 114 estacas. A partir dessas estacas foram construídos modelos de IA, apresentados na seção subsequente.

## 4.3 MODELAGEM DE DADOS

### 4.3.1 ESCOLHA DOS MODELOS DE INTELIGÊNCIA ARTIFICIAL

Os algoritmos e técnicas de inteligência artificial podem ser aliados na obtenção de um melhor conhecimento do domínio do resultado, mesmo que em posse de menos amostras. Fundamentado no exposto, essa seção trata dos procedimentos para a escolha e construção de dois modelos de IA baseado na aprendizagem de máquina. O primeiro modelo foi para a carga última da estaca (1/A) e o segundo modelo para o parâmetro B, ambos mencionados anteriormente. Os dados de entrada para os dois modelos são:

- Diâmetro da estaca;
- Comprimento da estaca;
- Grupos de energia específica para cada estaca, nomeadas de G0 a G9, sendo:
  - G0 = Total da energia específica gasta de 0-10% do comprimento;
  - G1 = Total da energia específica gasta de 10-20% do comprimento;
  - G2 = Total da energia específica gasta de 20-30% do comprimento;
  - G3 = Total da energia específica gasta de 30-40% do comprimento;
  - G4 = Total da energia específica gasta de 40-50% do comprimento;
  - G5 = Total da energia específica gasta de 50-60% do comprimento;
  - G6 = Total da energia específica gasta de 60-70% do comprimento;
  - G7 = Total da energia específica gasta de 70-80% do comprimento;
  - G8 = Total da energia específica gasta de 80-90% do comprimento;
  - G9 = Total da energia específica gasta de 90-100% do comprimento.

A criação dos grupos foi necessária, pois como as estacas possuem comprimentos distintos, seria inviável a utilização da energia de execução metro a metro e ter o mesmo número de grupos de energia. Depois disso, os dados foram divididos em treino e teste (85 estacas para treino e 29 estacas para teste). Vale destacar que foi elaborada uma escala dos dados de entrada usando a função *MinMaxScaler()* do pacote *sklearn*, que escalona e traduz cada característica individual de modo que permaneça na faixa, entre zero e um, já determinada no conjunto de treinamento.

Para selecionar qual será o modelo a ser utilizado, efetuou-se um ajuste para todos os estimadores do tipo regressor disponíveis na biblioteca do Python® *sklearn.utils*, buscando a partir do módulo *all\_estimators(type\_filter='regressor')*. De todos os estimadores levantados, o modelo do tipo Regressão de Vetor Suporte (*Support Vector Regressor - SVR*) foi o que melhor

se adequou ao primeiro modelo da carga última da estaca. Já o segundo modelo referente ao parâmetro B, o SVR teve um bom desempenho, ficando em quarto quando comparado aos demais, mas sem nenhuma otimização de hiperparâmetro.

Por fim, por simplicidade, escolheu-se o SVR para os dois modelos e, para melhorar ainda mais o ajuste, ambos tiveram os hiperparâmetros otimizados por meio da função *GridSearchCV()* do *sklearn*. Essa otimização resultará em uma melhor acurácia para os modelos, pois basicamente testará um grande conjunto de combinações possíveis dos hiperparâmetros, exaustivamente. Em seguida, se selecionará os que obtiveram o menor erro seguindo uma lógica de validação cruzada (*Cross-validation*).

### 4.3.2 ELABORAÇÃO DE MODELOS DE INTELIGÊNCIA ARTIFICIAL

Com a escolha do algoritmo SVR para os modelos de aprendizagem de máquina de IA e a partir da otimização dos hiperparâmetros, os melhores modelos elaborados são ilustrados nas Figuras 4.27 e 4.28. Para os modelos, deve-se escolher um *kernel*, que é um conjunto de funções matemáticas que recebe dados como entrada e os transforma na forma necessária. Estes são geralmente usados para encontrar um hiperplano no espaço. Os hiperplanos representam os limites de decisão usados para prever a saída contínua. Os pontos de dados em ambos os lados do hiperplano que estão mais próximos do hiperplano são chamados de vetores de suporte, usados para traçar a linha necessária que mostra a saída prevista do algoritmo.

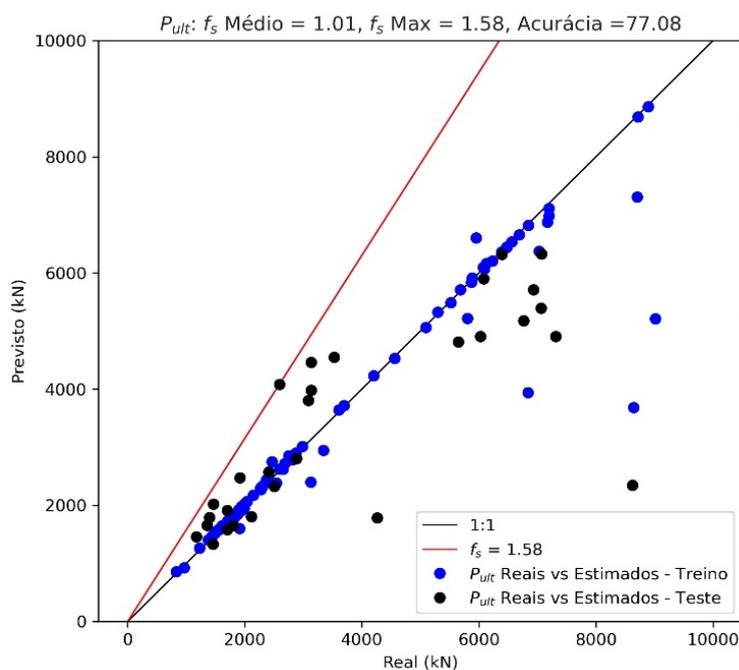
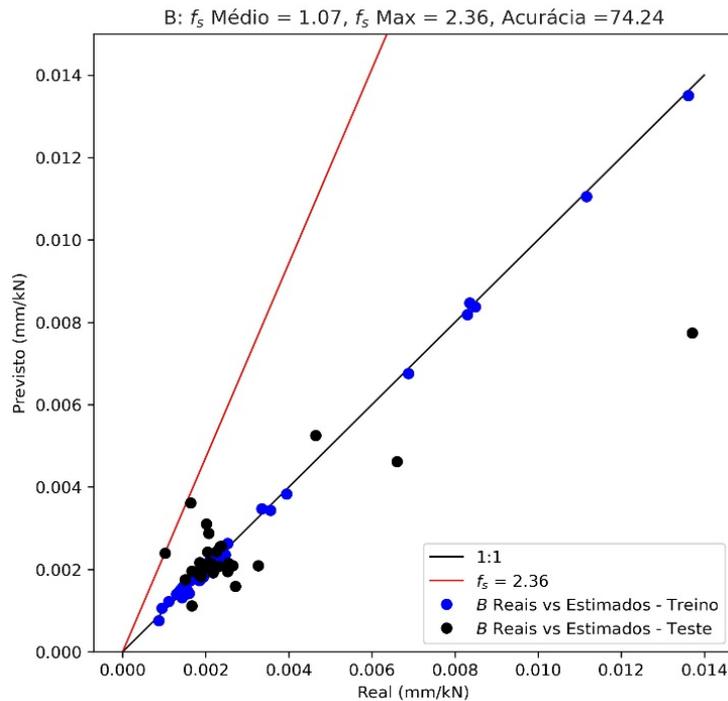


Figura 4.27 – Modelo da carga última da estaca ( $P_{ult}$ )



**Figura 4.28 - Modelo do parâmetro B**

Devido ao baixo número de hiperparâmetros que influenciam o resultado do aprendizado, optou-se pelo uso da função radial de base *kernel* (*Radial Basis Function - RBF*). Embora tenham muitos casos de uso especializados, a sua utilização representa simplesmente uma função cujos pontos são definidos como distâncias de um centro. Os parâmetros encontrados são listados a seguir.

- Para o modelo  $P_{ult}$ : SVR (*kernel*= 'rbf', C= 0.701703828670383, epsilon= 0.003665241237079626, gamma= 3.455107294592219);
- Para o modelo B: SVR (*kernel*= 'rbf', C= 4.1246263829013525, epsilon= 0.008886238162743398, gamma= 1.914481976169958).

Com os resultados, nota-se que a carga real é maior que a carga prevista no trecho mais à direita do gráfico das Figuras 4.27 e 4.28. Isso se deve ao fato de que, normalmente, as cargas últimas reais (estimadas pelo método de Chin-Kondner (1970 e 1971)) podem ter grandes erros quando a prova de carga não atinge a plastificação. Já para as cargas últimas em níveis menores, que são mais consistentes com a realidade, o modelo se comporta bem. Ao dividir a carga última obtida pelo modelo por um fator de segurança de 1.58, é possível garantir para todos os dados um valor de carga última adequada ao projeto.

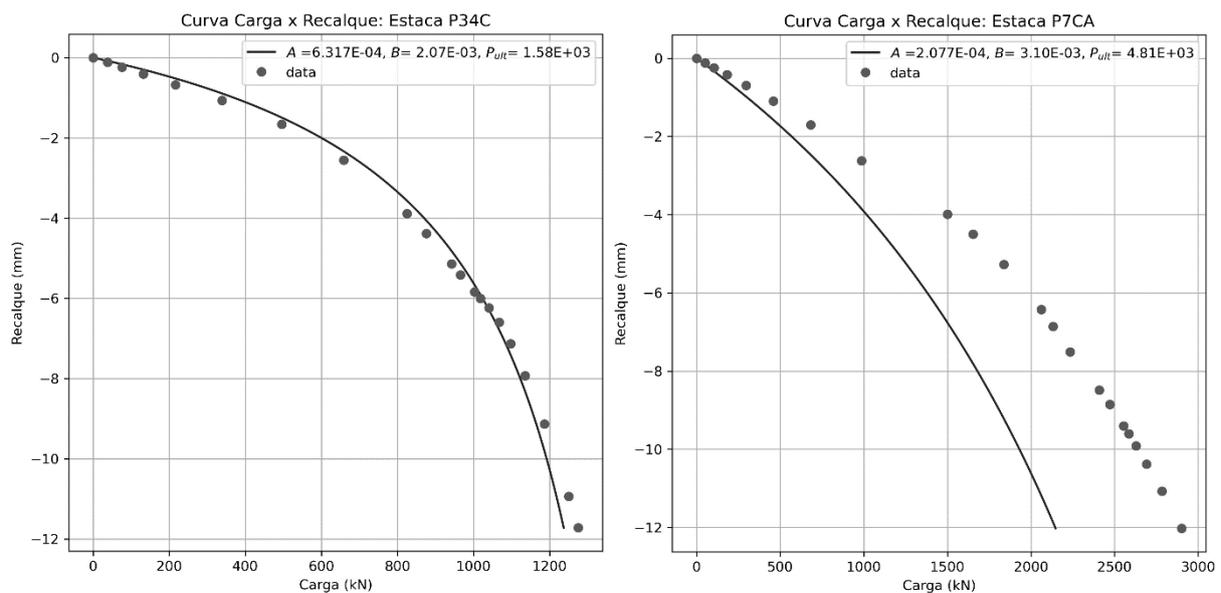
No caso do modelo referente ao parâmetro B, ele é bem mais sensível que a carga última e precisaria de um fator de redução de 2.36. No entanto, esse parâmetro só altera a forma da curva carga *versus* recalque estimada e não a carga última.

Ao utilizar os dois modelos que foram calibrados para estimar as curvas carga *versus* recalque das 29 estacas de teste, os gráficos foram obtidos e expostos no Apêndice B. Ainda, alguns foram apresentados na próxima seção como forma de análise e visualização de resultado.

## 4.4 ANÁLISE E VISUALIZAÇÃO DE RESULTADOS

### 4.4.1 DESEMPENHO DAS ESTACAS HÉLICE CONTÍNUAS

Para essa seção, optou-se por trazer apenas dois resultados, contendo um gráfico da curva carga *versus* recalque desejável e outro gráfico menos aderente. Vale ressaltar que os demais resultados podem ser encontrados no Apêndice B. A Figura 4.29 ilustra os gráficos das estacas P34C e P7CA.



**Figura 4.29** - Curvas carga *versus* recalque das estacas testes P34C e P7CA

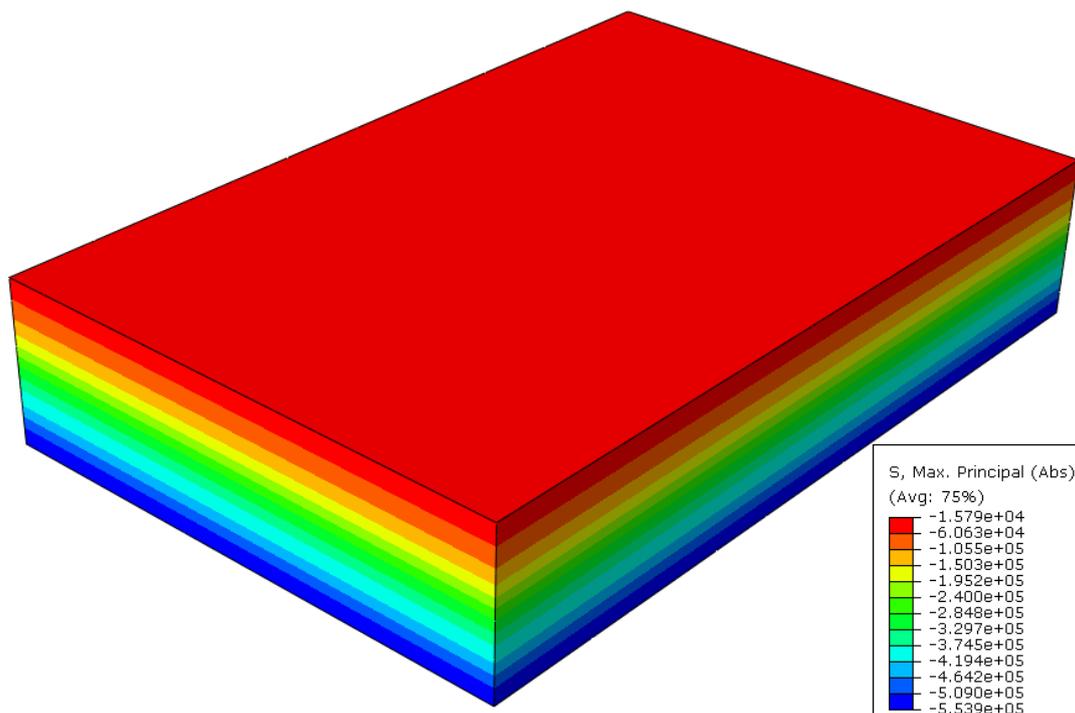
Nota-se que no primeiro caso da estaca P34C o ajuste é perfeito. Já para a estaca P7CA ainda há margem para melhoria. A utilização de modelos mais poderosos que as SVR, tais como as redes neurais profundas, poderia apresentar uma melhoria significativa nos resultados. Além disso, a coleta de mais dados é fundamental para aumentar o poder de predição do modelo. Nota-se, no entanto, que ao utilizar o fator de segurança de 1.58 indicado anteriormente, nenhum dos resultados produzidos se torna contra a segurança.

De forma geral, com todos os dados previamente levantados, procurou-se as alternativas e soluções possíveis para alcançar com maior aderência o desempenho real de uma estaca hélice contínua. O grande ponto apresentado é conseguir extrair o máximo de informações a partir de dados que serão inevitáveis de uma fundação, que é a própria execução das estacas. Observou-se nesses dois gráficos acima que com dados básicos de entrada através da perfuração de uma estaca e da sua geometria foi possível estimar seu desempenho em termos de curva carga *versus* recalque. Ainda, com todas as limitações já apresentadas, para alguns casos foram alcançados ajustes perfeitos quando comparados com o ensaio experimental, como é o caso da estaca P34C.

#### **4.4.2 EFEITO DO POSICIONAMENTO DAS ESTACAS EM RELAÇÃO A CAPACIDADE DE CARGA**

Vencida a questão da previsão do desempenho das EHC, é importante abordar como o posicionamento dessas estacas pode impactar na seleção de pontos de interesse para a realização de provas de carga e sondagens, levando a uma melhor previsão da capacidade de carga desses elementos mesmo quando métodos semi-empíricos tradicionais são utilizados. No estudo de tensão-deformação gerado pelos modelos numéricos, as regiões que mais demandaram elementos são aquelas em que há mais elementos estruturais. No caso em estudo, são a área interna, em que se encontram as estacas de fundação, e nas bordas da cortina de contenção. Para tal, foi necessário um melhor refinamento da malha gerada nesses pontos.

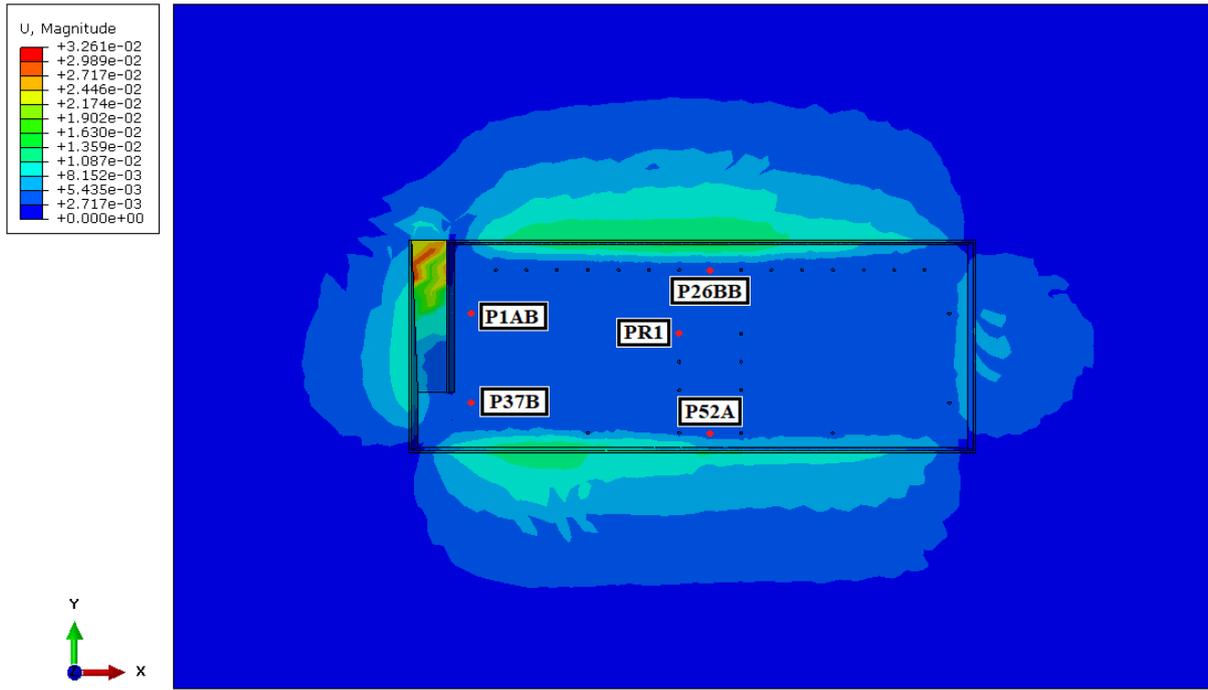
Para a análise do posicionamento da estaca em relação à contenção, foi excluído o impacto da morfologia do terreno, voltando a se considerar camadas horizontais de solo. Isso buscou isolar o efeito da contenção sobre o estaqueamento, evitando diferenças decorrentes meramente da morfologia do subsolo. Na concepção do modelo até a simulação do desempenho das estacas foram seguidos passos de análises, já apresentados na metodologia. Na sequência inicial, realizou-se o Passo Geostático, onde foi considerado o estado de tensões inicial no solo, buscando o equilíbrio de tensões do modelo. Este novo estado de tensões, para um modelo de camadas horizontais, é apresentado na Figura 4.30.



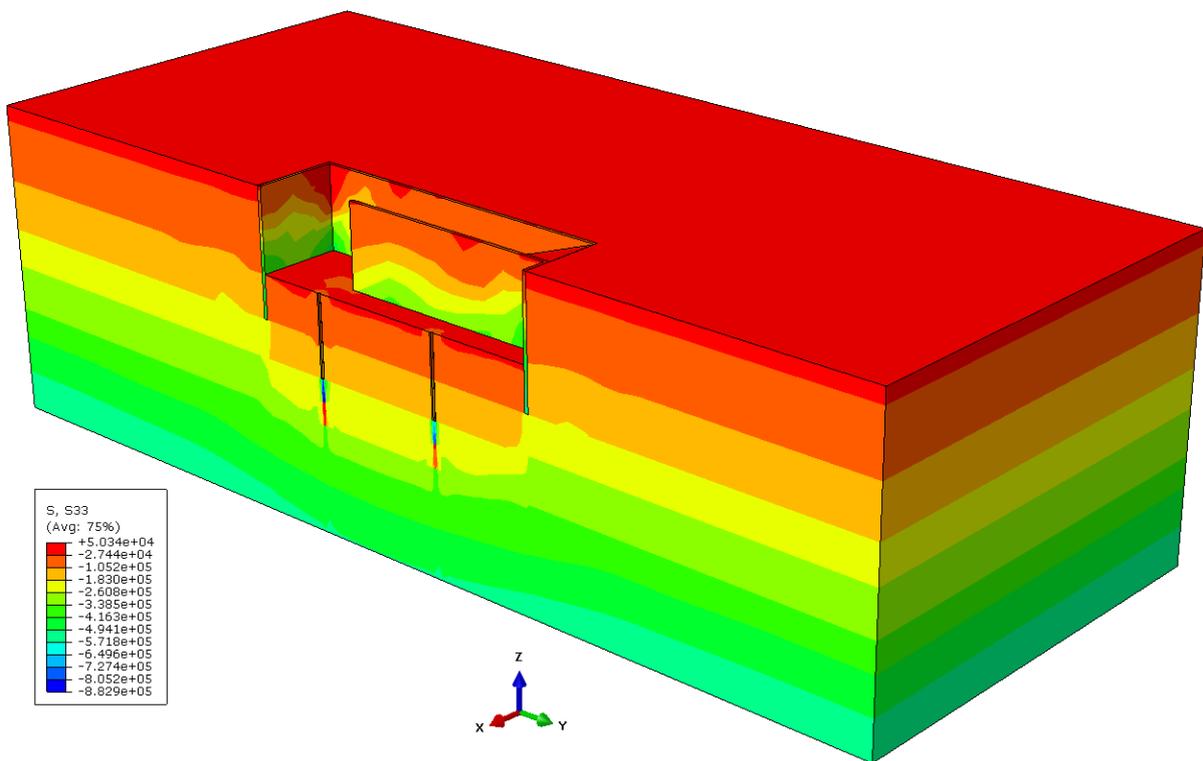
**Figura 4.30** - Condições Geostáticas prévias a escavação

Posteriormente, inseriram-se os elementos estruturais e foram estabelecidas as relações de interface, sendo possível verificar a influência do estado de tensão causado nas estacas em decorrência da proximidade da contenção. Para verificar a influência do posicionamento das estacas no terreno em termos de capacidade de carga, selecionaram-se cinco estacas em diferentes posições na fundação, todas com 9m de comprimento e 50cm de diâmetro. Como dito, optou-se por utilizar os resultados a partir do modelo com a geometria regular das camadas (perfeitamente horizontais), pois, teoricamente, as estacas teriam que apresentar o mesmo desempenho por não variar o comportamento do solo.

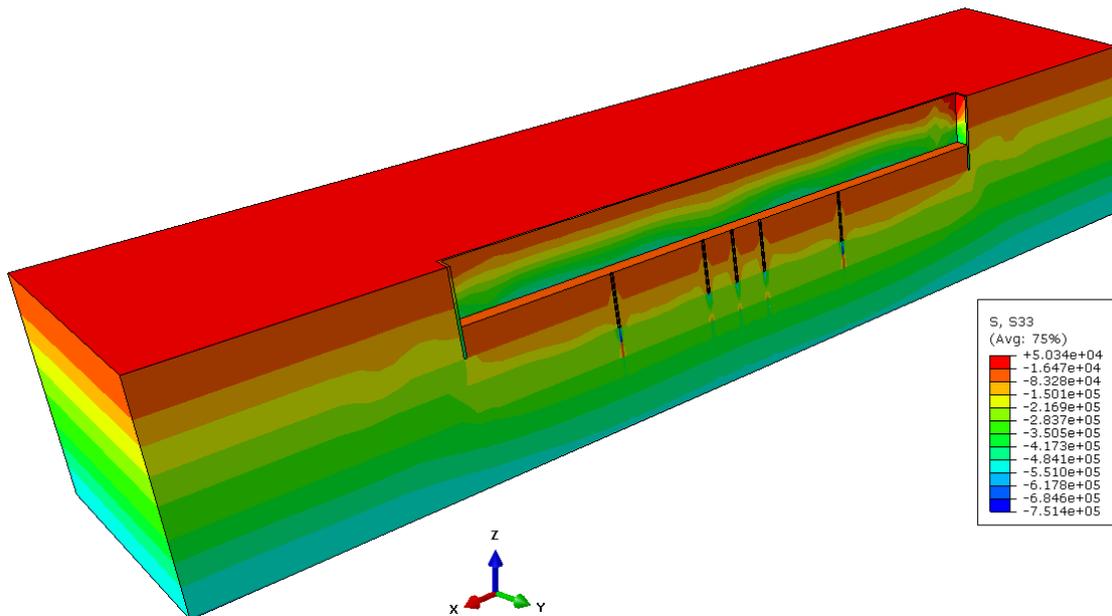
Ilustra-se na Figura 4.31 as estacas escolhidas para análise. Ainda, é possível observar a distribuição de deslocamentos (magnitude) no solo devido as tensões geradas e induzidas após os passos de análise. Para o caso, optou-se por uma vista acima do modelo. Na sequência, agora com vista isométrica e a partir de cortes transversais e longitudinais, as Figuras 4.32 e 4.33 mostram a influência do estado de tensão nas estacas. Por fim, apresenta-se na Figura 4.34 as curvas carga *versus* recalque de cada uma das estacas selecionadas sobrepostas em um mesmo gráfico, facilitando o entendimento e a comparação.



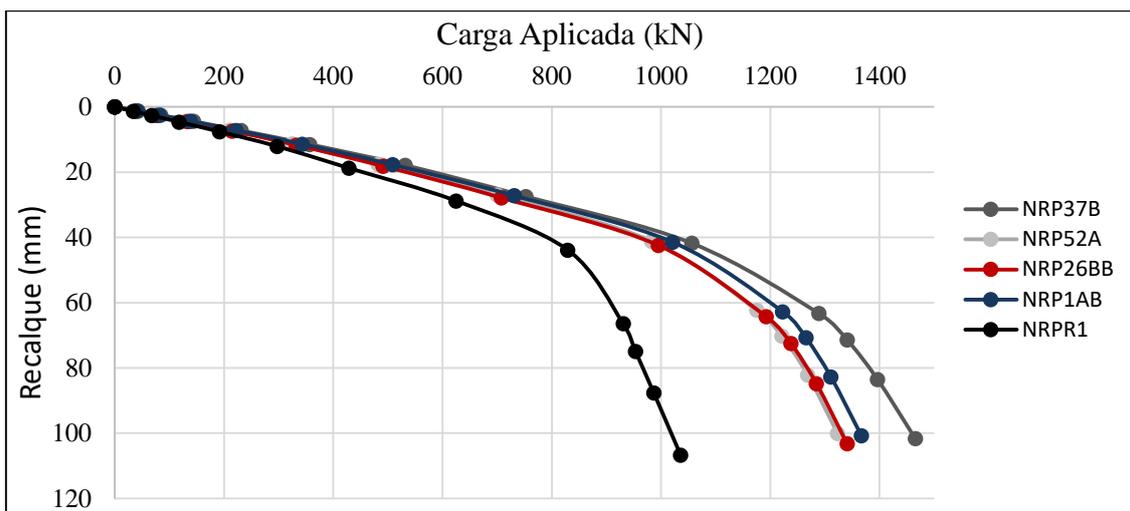
**Figura 4.31** – Estacas selecionadas e o comportamento em termos de deslocamentos (U)



**Figura 4.32** – Estado de tensão (S33) do modelo – Seção transversal



**Figura 4.33** – Estado de tensão (S33) do modelo – Seção longitudinal



**Figura 4.34** – Curvas carga *versus* recalque das estacas selecionadas

Analisando-se o desempenho das cinco estacas selecionadas, foi observado que o comportamento não é o mesmo. Essa diferença se deu por conta da distribuição de tensão em função da posição da estaca em relação à contenção e a elementos acessórios (rampa). Perez (2017) mostrou que a própria posição da estaca em relação as demais estacas que compõem um grupo interfere nas tensões atuantes, e por consequência na capacidade de carga. Dessa forma, fica claro a importância de analisar o comportamento individual de cada estaca, pois existe influência do posicionamento da estaca no terreno e, consequentemente, a capacidade de carga varia substancialmente, reforçando as análises realizadas por Perez (2017), Ferrari de Campos (2018) e Ferrari de Campos *et al.* (2022).

## 5 CONCLUSÕES

A evolução da engenharia de fundações tem sido substancial nos últimos anos. O crescimento se deve essencialmente às tecnologias em termos de equipamentos, procedimentos executivos cada vez mais aprimorados e ferramentas computacionais que permitem simular e testar modelos mais precisos de comportamento do solo. Entretanto, limitações no planejamento, a presença de profissionais incapacitados e os exíguos prazos acabam por vezes atropelando o conhecimento técnico e a compreensão mais ampla dos fenômenos envolvidos durante a execução das fundações. Nesse sentido, a presente tese buscou extrair ao máximo informações úteis coletadas a partir da tecnologia aplicada à execução de fundações em EHC.

Tratando-se de aplicações práticas, a modelagem do comportamento do solo é complexa e normalmente está além da capacidade da maioria das formas tradicionais de métodos de engenharia de base física. Durante a última década, a IA está se tornando cada vez mais popular e tem sido aplicada com sucesso a problemas envolvendo a engenharia geotécnica. Utilizou-se a combinação dos algoritmos de inteligência artificial e o fluxo de trabalho *big data* como uma ferramenta potente capaz de realizar análises de grandes volumes de dados disponíveis em campo. Uma vez concebidos os modelos eles podem ter a sua utilização ampliada e com ela serem aprimorados dentro de intervalos de tempo compatíveis com os estudos, projetos e execução das obras, desde que haja um planejamento adequado.

Como forma de descrever o que foi alcançado nesta tese, elencou-se os objetivos propostos em ordem cronológica, o que abrange sequencialmente a consolidação da metodologia utilizando técnicas de *Big Data*.

- Coleta de informações por meio de técnicas de “mineração de dados”
  - ✓ Foi feita a coleta de dados em uma série de obras em que EHC foram monitoradas durante a execução e um certo número submetido a provas de carga. Notou-se grande dificuldade de levantamento de dados, principalmente porque por vezes havia erros em etapas de coletas e incompletude no monitoramento total das estacas. Além disso, em muitos casos as estacas não são levadas a plastificação, o que dificulta a extrapolação dos dados medidos em ensaios de prova de carga.
- Transformação dos dados em informações confiáveis por meio da “gestão de dados”
  - ✓ Primeiramente, os dados de entrada de perfuração das estacas foram transformados em energia. Observou-se a necessidade de um banco de dados

com maior conjunto de dados. Como solução, foi proposta a utilização de técnicas de aumento de dados para geração de dados sintéticos a partir de um modelo numérico de elementos finitos calibrado.

- ✓ Para calibrar o modelo de elementos finitos foi realizado previamente um estudo gradativo e robusto de malha e convergência. A partir desse modelo foi usada a técnica de Hipercubo Latino e sub-rotinas USDFLD para geração dos dados sintéticos, aproximando ao máximo as curvas experimentais das numéricas. Com o modelo calibrado, foram feitas as simulações para os modelos finais. Por fim, para cada uma das 134 estacas válidas, foram realizados ajustes nos resultados por Chin-Kondner (1970 e 1971), resultando dois parâmetros individuais A e B.
- “Modelagem dos dados” para maior confiabilidade de previsões e dos modelos
  - ✓ Elaborou-se dois modelos de IA baseado na aprendizagem de máquina, um para cada parâmetro, utilizando o tipo Regressão de Vetor Suporte (SRV). Para os dados com maiores cargas de ruptura, a carga última real foi maior que a prevista. Já para as cargas últimas em níveis menores, que são mais consistentes com a realidade, o primeiro modelo se comportou bem. Ao dividir a carga última pelo FS de 1.58 obtidos pelo modelo, é possível garantir para todos os dados um valor de carga última adequada ao projeto. Para o segundo modelo, ele é bem mais sensível e precisaria de um fator de redução de 2.36. No entanto, esse parâmetro só altera a forma da curva estimada e não a carga última.
- “Análise e visualização de dados” para os resultados gerados
  - ✓ A partir dos resultados, observou-se que quando comparados às curvas experimentais, as curvas carga *versus* recalque apresentaram em parte ajustes perfeitos e outra parcela com margens para melhoria. Sendo assim, as curvas foram razoavelmente aderentes, de forma a considerar os resultados satisfatórios. A utilização de modelos mais poderosos que as SVR (aprendizagem de máquina), tais como as redes neurais profundas (aprendizagem profunda), poderiam apresentar uma melhoria significativa nos resultados. Para isso, a coleta de mais dados é fundamental para aumentar o poder de predição do modelo. Por fim, mostrou-se a importância de analisar individualmente as estacas, principalmente com relação ao posicionamento na obra.

A retroanálise das curvas carga versus recalque a partir das simulações numéricas se mostrou como um grande desafio quando se busca o significado físico para as variáveis, inclusive pelas séries de simplificações adotadas sendo esse um campo promissor para estudos futuros. A escolha matemática do conjunto dos parâmetros resultou em redução do significado físico no contexto do entendimento hoje vigente, mas que ao trazer maior aderência aos valores de carga e de recalque apontam para a necessidade de releitura dos significados físicos dos parâmetros que hoje prevalecem. A escolha física dos parâmetros com a interpretação vigente acabaria por reduzir a aderência das curvas, reproduzindo valores de carga e de recalque diferentes da realidade o que potencializa a necessidade de releitura física dos parâmetros geralmente considerados. A escolha deve ser feita de acordo com a premissa a ser adotada e, no caso da presente tese, optou-se pelos ajustes matemáticos, pois se buscava um modelo capaz de reproduzir fielmente as curvas carga versus recalque de campo e os resultados obtidos apontam para a necessidade de estudos paramétricos com fatores intervenientes mais amplos e abrangentes.

Os conjuntos de dados maiores podem ajudar a melhor ajustar os parâmetros do modelo e melhorar o processo de otimização e generalização. Nota-se que os conjuntos de dados devem ter informações significativas e não apenas ruídos para que o modelo possa aprender com eles, capturando-se a distribuição de dados inerente de forma mais eficaz.

Em suma, na presente tese consolidou-se uma metodologia para estudos que utilizem técnicas de *Big Data*. Nesse sentido, foram criados modelos de inteligência artificial a partir da combinação de dados experimentais e de dados gerados a partir das simulações numéricas calibradas. Esses modelos foram fundamentais no aprimoramento dos estudos desenvolvidos e, futuramente, a ideia é a integração desses modelos ao dia a dia de execução de EHC, viabilizando a atualização em projetos de fundação em tempo real. Dessa forma, evitam-se erros comuns de interpolação espacial que surgiriam durante a utilização de resultados de ensaios segregados.

Um dos pontos essenciais que vale destacar é que a boa acurácia das previsões depende quantitativamente e qualitativamente dos dados. Outro ponto que surge ao avaliar a energia de execução, é o de que essa energia tem relação direta com a capacidade de carga da estaca. Assim sendo, vale destacar a importância de ter um monitoramento e registro completo durante a execução de cada uma das estacas e não a verificação posterior à perfuração, evitando a perdas

de dados ou obtenção de dados anômalos, o que foi bastante observado durante os estudos realizados no âmbito desta da tese.

## 5.1 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

- Ampliar os mesmos procedimentos da metodologia apresentada, mas com um banco de dados maior.
- Durante as simulações numéricas nos modelos otimizados, a aplicação de modelos constitutivos mais complexos pode trazer ainda mais assertividade aos resultados.
- Outra alternativa, a ser avaliada em pesquisas futuras, é não vincular o formato da curva carga *versus* recalque a um modelo matemático pré-estabelecido. Isso seria possível por meio de técnicas de inteligência artificial do tipo sequência-para-sequência, em que a sequência de dados de entrada seria inserida no modelo e a própria rede neural aprenderia como os dados se comportam. Esse tipo de modelo pode agregar memória de estados de tensões e deformações, o que tende a gerar melhores ajustes que os aqui obtidos.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT NBR 16903. (2020). Solo — Prova de carga estática em fundação profunda. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ.
- ABNT NBR 6118. (2014). Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. Rio de Janeiro.
- ABNT NBR 12131. (2006). *Estacas - Prova de carga estática - Método de ensaio*. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ.
- ABNT NBR 6122. (2010). *Projeto e Execução de fundações*. Rio de Janeiro.
- ABNT NBR 6122. (2019). *Projeto e Execução de fundações*. Rio de Janeiro.
- A, K., Pooya Nejad, F., & Jaksa, M. B. (2015). Prediction of load-carrying capacity of piles using a support vector. *Proceedings of the 12th Australia New Zealand Conference on Geomechanics*, (p. 8p.). Wellington, New Zealand.
- Abaker, I., Hashem, T., Yaqoob, I., Badrul, N., Mokhtar, S., Gani, A., & Ullah, S. (2014). The rise of “big data” on cloud computing : Review and open research issues. *Information Systems*, 28p. doi:10.1016/j.is.2014.07.006
- Alkroosh, I. &. (2011). Simulating pile load-settlement behavior from CPT data using intelligent computing. *Central European Journal of Engineering*, 295-305.
- Alonso, E. E., Gens, A., & Hight, D. W. (1987). Special Problem Soils. *9th European Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering. General Report*, (pp. 1087-1146). Dublin, IE.
- Alonso, U. R. (1983). *Exercícios de fundações* (13ª Reimpressão ed.). São Paulo, SP: EDGAR BLÜCHER LTDA.
- Alonso, U. R. (2013). *Provas de Carga Estática - Evolução dos Sistemas de Reação e da Norma*. Publicação ABMS, São Paulo, SP.
- Alonso, U. R. (2019). *Comparação entre as Normas de Fundação NBR 6122:2010 e NBR 6122:2019*.
- Amann, K. A. (2008a). Análise matemática e paramétrica dos métodos de interpretação da curva carga recalque de. *XI Congresso Nacional de Geotecnia, IV*, pp. 75-82. Coimbra, PT.

- Antunes, W. R., & Cabral, D. A. (1996). Capacidade de Carga de Estacas Hélice Contínua. 3º *Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia*, (pp. 105-109). São Paulo, SP.
- Aoki, N., & Velloso, D. A. (1975). An Aproximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles. *5th Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Buenos Aires, ARG.
- Araújo, G. S., Silva, C. M., Camapum de Carvalho, J., & Paolocci, H. V. (2009). Capacidade de Carga em Estaca Hélice Contínua em Função do Torque Obtido Durante a Execução. *I Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica na Região do Centro-Oeste*, (pp. 92-97). Goiânia, GO.
- Assis, A. P., Espósito, T. J., Gardoni, M. G., & Silva, P. D. (2001). *Métodos Estatísticos Aplicados a Geotecnia*. Brasília, DF: Apostila: Publicação G.AP-002/01, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília. 177 p.
- Assunção, M. D., Calheiros, R. N., Bianchi, S., Netto, M. S., & Buyya, R. (2014). Big Data computing and clouds: Trends and future directions. *Journal of Parallel and Distributed Computing*, 44p. doi:10.1016/j.jpdc.2014.08.003
- Behboud, M., Ramezanzadeh, A., & Tokhmechi, B. (2017). Studying empirical correlation between drilling specific energy and geo-mechanical parameters in an oil field in SW Iran. *Journal of Mining & Environment*, 8(3), 393-401. doi:10.22044/jme.2016.689
- Berman, J. J. (2013). *Principles of Big Data*. Elsevier Inc. doi:doi.org/10.1016/C2012-0-01249-5
- Bilal, M., Oyedele, L. O., Qadir, J., Munir, K., Ajayi, S. O., & Akinade, O. (2016). Big Data in the construction industry: A review of present status, opportunities, and future trends. *Advanced Engineering Informatics*, 500-521. doi:10.1016/j.aei.2016.07.001
- Bortoleto, E. M. (2008). Guia para a Utilização de Subrotinas no ABAQUS: Parte 1 – Sobre a Instalação.
- Camapum de Carvalho, J. C., Aquino, F. R., Silva, C. M., & Paolucci, H. V. (2012). Análise de Provas de Carga Estáticas no Contexto do Projeto e da Obra. *Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia*, (pp. 1-10). São Paulo, SP.

- Camapum de Carvalho, J. C., Silva, C. M., Aquino, F. R., Aguiar, L. A., & Albuquerque, P. J. (2010). Análises dos Resultados de Provas de Carga Estáticas sobre Fundações Profundas. *XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*, (pp. 1-8). Gramado, RS.
- Camapum de Carvalho, J. C., Silva, C., Paolucci, H. V., González, V., & Valencia, L. L. (2008). Considerações sobre a Análise dos Resultados de Prova de Carga Estáticas. *SEFE IV – Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia*. São Paulo - SP.
- Camapum de Carvalho, J., & Gitirana, G. (2021). Unsaturated soils in the context of tropical soils. *Soil & Rocks*, v. 44, p. 1-25.
- Camapum De Carvalho, J., Mello, A. C., Santos Neto, P. M., & Silva, C. M. (1995). Considerações sobre provas de carga em estaca em solos colapsíveis com inundação. *Encontro sobre solos não saturados*, (pp. 159-172). Porto Alegre, RS.
- Camapum de Carvalho, J., Mortari, D., Araki, M., & Palmeira, E. (1994). Aspectos relativos à colapsividade da argila porosa de Brasília. *X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações*, (pp. 1157-1163). Foz do Iguaçu, PR.
- Camapum de Carvalho, J., Mortari, D., Silva, P., & Paixão, M. (1993). Avaliação da colapsividade de um solo poroso em consequência de um aterro. *27ª Reunião Anual de Pavimentação*, (pp. 255-263). Belém, PA.
- Camapum de Carvalho, J., Sales, M. M., Mortari, D., Fázio, J. A., Motta, N. O., & Francisco Apolinário, R. (2006). Processos erosivos na região Centro-Oeste. *FINATEC*, (pp. 40-91). Brasília, DF.
- Campos, D. J., Carvalho, J. C., Silva, C. M., Cavalcante, A. L., & Ozelim, L. C. (2020). Efeito do Coeficiente de Atrito do Contato Solo-Estaca no Valor da Capacidade de Carga. *XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*, (p. 8). Campinas, SP (Em publicação).
- Campos, D. J., Ozelim, L. C., & Carvalho, J. C. (2018). Análise da influência do operador na confiabilidade da espacialização de resultados de sondagens em um caso real de obra. *XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*, v. II - 2, pp. 28-35. Salvador, BA.

- Cardoso, F. B. (2002). *Propriedades e Comportamento Mecânico de Solos do Planalto Central Brasileiro*. Tese de Doutorado, Publicação G.TD - 001A/09, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF. 357 p.
- Chapman, T. (Maio de 2016). *Artificial Intelligence*. Acesso em 2020, disponível em <https://www.ice.org.uk/news-and-insight/ice-thinks/infrastructure-transformation/how-artificial-intelligence-will-reshape-civil-eng>
- Chin, F. K. (1970). Estimation of the Ultimate Load of Piles not carried to Failure. *Proceedings of the 2nd Southeast Asian Conference on Soil Engineering*.
- Chin, F. K. (1971). Discussion of Pile Test. Arkansas River Project. *Journal for Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE, vol. 97*.
- Chissolucombe, I. (2009). *Uso de técnicas de inteligência artificial na estimativa de deslocamentos e danos induzidos por escavações subterrâneas*. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-057/2009, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 216p.
- Collins, I. F., & Kelly, P. A. (2002). A thermomechanical analysis of a family of soil models. *Géotechnique, 52(7)*, pp. 507-518. doi:10.1680/geot.2002.52.7.507
- Costa, P. M. (2005). *Escavações escoradas em solos argilosos moles. Análise do comportamento considerando os efeitos da consolidação*. Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, Porto. 284 p.
- Décourt L.; Albiero J.H.; Cintra J.C.A. (1996). *Fundações: Teoria e Prática* (2 ed.). São Paulo, SP, 265-322: PINI Ltda.
- Décourt, L. (1987). *Fundações: Teoria e prática* (2ª ed.). São Paulo, SP: PINI Ltda, 265 p.
- Décourt, L., & Niyama, S. (1994). Predicted and measured behavior of displacement piles in residual soils. *3th ICSMFE*, (pp. 477–486). New Delhi, India.
- Décourt, L., & Quaresma Filho, A. R. (1978). Capacidade de Carga de Estacas a Partir de Valores de SPT. *VI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações*, (pp. 45-53).

- Duarte, L. N. (2012). *Avaliação do Comportamento Solo-Estrutura de Elementos de Fundação tipo Sapata Estaqueada*. Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa. Tese de Doutorado, Viçosa, MG, 150p.
- Efron, B. (1982). *The Jackknife, The Bootstrap and Other Resampling Plans*. Society for Industrial and Applied Mathematics CBMS-NSF Monographs 38. Estados Unidos.
- Ersoy, A. (2003). Automatic drilling control based on minimum drilling specific energy using PDC and WC bits. *Mining Technology*, 86-96. doi:10.1179/037178403225001629
- Faires, V. M. (1943). *Design of Machine Elements*. New York, USA: Revised Edition, Macmillan Company, 490p.
- Fellenius, B. H. (1980). The analysis of results from routine pile load tests. *Ground Engineering*, vol13, n° 6, pp 19-31.
- Fellenius, B. H. (2001). What capacity to choose from the results a static loading test. *Article reprinted from deep foundation institute fulcrum*, pp.19-22.
- Ferrari de Campos, D. J. (2018). *Energia de execução de estacas hélice contínua como ferramenta de avaliação da competência do terreno*. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM 307/2018, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF. 126p.
- Ferrari de Campos, D. J., Ozelim, L. C. S. M., Cavalcante, A. L. B., Silva, C. M., & Carvalho, J. C. (2022). Execution energy of continuous flight auger piles as an assessment tool to evaluate the mechanical response of the soil mass. *Soil and Rocks*, 45(2):e2022000622
- Gaba, A. R., Simpson, B., Powrie, W., & Beadman, D. R. (2003). *Embedded retaining walls: Guidance for economic design*. CIRIA by Ove Arup and Partners International Limited in association with the University of Southampton and Bachy Soletanche Limited. CIRIA.
- Garson, G. D. (1991). Interpreting Neural Network Connection Weights. *AI Expert*, 47-51.
- Genevois, B. (1991). Efeito da variabilidade espacial dos parâmetros do solo na capacidade de carga de uma fundação superficial. *Solos e Rochas*, 45-52.

- Geodigitus. (2010). *Manual de instruções SACI2 e SoftSACI2 - Operação SACI*. (F. E. Ltda, Ed.) Fonte: Site da Geodigitus: <http://www.geodigitus.com.br/>
- Ghaly, A., & Hanna, A. (1991). Experimental and theoretical studies on installation torque of screw anchors. *Canadian Geotechnical Journal*, 353-364. doi:10.1139/t91-046
- Ghaly, A., Hanna, A., & Hanna, M. (1991). Installation torque of screw anchors in dry sand. *Soil and Foundations*, 77-92. doi:10.3208/sandf1972.31.2\_77
- Gitirana Jr, G. F. (2005). *Weather-Related Geo-Hazard Assessment Model for Railway Embankment Stability*. Thesis Doctor. Department and Geological Engineering. University of Saskatchewan. Saskatoon, Saskatchewan, Canada. 411 p.
- González, J. (2014). *Estudo Numérico do Comportamento de Estacas Carregadas Lateralmente*. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-239/2014, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 118 p.
- Guimarães, R. (2002). *Análise das Propriedades e Comportamento de um Perfil de Solo Laterítico Aplicada ao estudo do Desempenho de Estacas Escavadas*. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM – 091A/02, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF. 183 p.
- Hachich, W., Falconi, F. F., Saes, J. L., Frota, R. G., Carvalho, C. S., & Niyama, S. (1998). *Fundações: Teoria e prática* (2ª ed.). São Paulo, SP: PINI Ltda. 751 p.
- Hashem, I. A., Yaqoob, I., Anuar, N. B., Mokhtar, S., A., G., & Khan, S. U. (2014). The rise of “big data” on cloud computing: Review and open research issues. *Information systems*, 98-115.
- Hortegal, M. V. (2016). *Aplicação da Lógica Fuzzy no Controle do Desempenho de Estacas Hélice Contínua*. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-126/2016, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF. 157 p.
- Hoyt, M. R., & Clemence, S. P. (1989). Uplift capacity of helical anchors in soil. *Twelfth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, (pp. 1019-1022). Rio de Janeiro.
- Hughes, T. J. (1987). *The Finite Element Method: Linear Static and Dynamic Finite Element Analysis*. New Jersey, USA: Prentice-Hall, 803p.

- Hung, L. C., & Kim, S. R. (2010). Numerical Analysis of Pile Loading Test, A case Study in Dunkirk, France.
- Instituto Nacional de Meteorologia (INMET). (2018). *Página Web*: <<http://www.inmet.gov.br/portal/index.php?r=tempo/graficos>>. Acesso em: Jan. 2018.
- Ismail, A. M., & Jeng, D. S. (2011). Modelling load-settlement behavior of piles using high-order neural network. *Eng. Appl. Artif. Intell.*, 813-821.
- Kahraman, S., Bilgin, N., & Feridunoglu, C. (2003). Dominant rock properties affecting the penetration rate of percussive drills. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 711-723. doi:10.1016/S1365-1609(03)00063-7
- Li, Z., & Itakura, K. (2012). An analytical drilling model of drag bits for evaluation of rock strength. *Soil and Foundations*, 216-227. doi:10.1016/j.sandf.2012.02.002
- Magalhães, P. H. (2005). *Avaliação dos métodos de capacidade de carga e recalque de estacas hélice contínua via provas de carga*. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-141/05, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF. 243 p.
- Maheswari, J. P. (2018). *Towards Data Science*. Fonte: <https://towardsdatascience.com/breaking-the-curse-of-small-datasets-in-machine-learning-part-1-36f28b0c044d>: <https://towardsdatascience.com/breaking-the-curse-of-small-datasets-in-machine-learning-part-1-36f28b0c044d>
- Mascarenha, M. M., Camapum de Carvalho, J., & Guimarães, R. C. (2004). Uso de dados pluviométricos na avaliação da capacidade de carga. *5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados*, (pp. 363-367). São Carlos, SP.
- Massad, F. (1994). Limites das extrapolações em provas de carga verticais interrompidas prematuramente. *X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações*, (pp. 93-112). Foz do Iguaçu, Brasil.
- Mcculloch, W. S., & Pitts, W. (1943). A logical calculus of ideas imminent in nervous activity. *Bull. Math. Biophys.*, 115- 133.

- McKay, M. D., W. J. Conover & R. J. Beckman. (1979). A Comparison of Three Methods for Selecting Values of Input Variables in the Analysis of Output from a Computer Code. *Technometrics* 2 1: 239-245.
- Medeiros, A. G. (2005). *Análise Numérica de Estruturas de Contenção em Balanço e Grampeadas do Tipo "Estaca Justaposta" Assentes em Solo Poroso do DF*. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-135/05, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF, 135p.
- Meyerhof, G. G. (1951). The Ultimate Bearing Capacity of Foundations. *Géotechnique*, 2(4), pp. 301-332. doi:10.1680/geot.1951.2.4.301
- Monteiro, F. F., Moura, A. S., Aguiar, M. F., Cunha, R. P., & Matos, Y. M. (2018). Avaliação do Método de Van Der Veen para estimativa das cargas de ruptura em estacas raiz da cidade de Fortaleza. *XIX COBRAMSEG – Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia*, (p. 6). Salvador, BA.
- Moronkeji, D., Villegas, R., R., S., & U., P. (2017). Rock strength prediction during coring operation. *International Symposium of the Society of Core* (p. 9). Vienna, Austria: SCA2017-048.
- Nejad, F. P. (2017). Load-settlement behavior modeling of single piles using artificial neural networks and CPT data. *Computers and Geotechnics*, 9-21.
- Palmieri, F., & Larach, J. O. (1996). Pedologia e Geomorfologia. Em *Geomorfologia e Meio Ambiente*. Bertrand Brasil, Rio de Janeiro, Brasil, pp. 59-89.
- Perez, C. C. (2017). *Avaliação da influência da posição da estaca integrando um radier estaqueado em sua capacidade de carga lateral*. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM 286/17 Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF. 98 p.
- Perko, H. (2000). Energy Method for Predicting the Installation Torque of Helical Foundations and Anchors. *New Technological and Design Developments in Deep Foundations, American Society of Civil Engineers*, 342-352. doi:10.1061/40511(288)24
- Perko, H. A. (2009). *Helical piles: A practical guide to design and installation*. J. Wiley & Sons, New Jersey, 528p.

- Pham, T. A., Tran, V. Q., Vu, H. L., & Ly, H. B. (2020). Design deep neural network architecture using a genetic algorithm for estimation of pile bearing capacity. *PLoS ONE*, 10, no. 5. doi:doi.org/10.1371/journal.pone.0243030
- Pooya Nejad, F., Jaksa, M. B., Kakhi, M., & McCabe, B. A. (2009). Prediction of pile settlement using artificial neural networks based on standard penetration test data. *Comput. Geotech.*, 36(7):1125–33.
- Raj, A. (2020). *Unlocking the True Power of Support Vector Regression*. Fonte: Towards Data Science: <https://towardsdatascience.com/unlocking-the-true-power-of-support-vector-regression-847fd123a4a0>
- Reddish, D., & Yasar, E. (1996). A new portable rock strength index test based on specific energy of drilling. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 543-548. doi:10.1016/0148-9062(95)00083-6
- Reinert, J. (2011). *Estudo do comportamento das fundações profundas de obra industrial no litoral fluminense usando abordagem probabilística*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Paraná, Curitiba. 182 p.
- Richards, D. J., Powrie, W., Roscoe, H., & Clark, J. (2007). Pore water pressure and horizontal stress changes measured during construction of a contiguous bored pile multi-propped retaining wall in Lower Cretaceous clays. *Géotechnique* 57, No. 2, 197-205.
- Ruge Cárdenas, J. C. (2014). *Análise do comportamento de cortina de estacas executada em solo poroso metaestável mediante o uso de um modelo constitutivo hipoplástico considerando a resposta não saturada*. Tese de Doutorado, Publicação G.T.D-094/14, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 192 p.
- Rumelhart, D. E., Hinton, G. E., & Williams, R. J. (1986). Learning internal representation by error propagation (Chapter 8). Em *Parallel distributed processing*. Cambridge: Mass: MIT Press.
- Rybak, J. &. (2018). Limitations and risk related to static capacity testing of piles – “unfortunate case” studies. *MATEC Web of Conferences*, 6p. doi:doi.org/10.1051/mateconf/201814602006

- Santos, K. R. (2014). *Técnicas de amostragem inteligente em simulação de Monte Carlo*. Dissertação de Mestrado, Programa de Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 191p.
- Sarkar, T. (2018). *Synthetic data generation — a must-have skill for new data scientists*. Fonte: Towards Data Science: <https://towardsdatascience.com/synthetic-data-generation-a-must-have-skill-for-new-data-scientists-915896c0c1ae>
- Shahin, M. A. (2012). *Metaheuristics in Water, Geotechnical and Transport Engineering (Chapter 8)*. London, Waltham: Elsevier Inc.
- Shahin, M. A., Jaksa, M. B., & Maier, H. R. (2001). Artificial neural network applications in geotechnical engineering. *Aust. Geomech.*, 49-62.
- Shahin, M. A., Jaksa, M. B., & Maier, H. R. (2009). Recent advances and future challenges for artificial neural systems in geotechnical engineering applications. *J. Adv. Artif. Neural Syst.* doi:10.1155/2009/308239
- Shahin, M. A., Maier, H. R., & Jaksa, M. B. (2002). Predicting settlements of shallow foundations using artificial neural networks. *Journal Geotechnical Geoenvironmental Engineering*, 128(9):785–93.
- Silva, C. M. (2011). *Energia e Confiabilidade Aplicadas aos Estaqueamentos Tipo Hélice Contínua*. Tese de Doutorado, Publicação G.TD - 070/11, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília,, Brasília, DF.
- Silva, C. M., Camapum de Carvalho, J., & Cavalcante, A. L. (2014). The SCCAP Methodology Applied to Design Continuous Flight Auger Pilings. *The Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 16909-16919.
- Silva, C. M., Cavalcante, A. L., & Camapum de Carvalho, J. (2012). On Modelling Continuous Flight Auger Pilings by means of Energy. *International Journal of Science and Engineering Investigations*, 11-16.
- Silva, C. M., Silva, C. P., Camapum de Carvalho, J., Santana, A. P., & Gonzalez, Y. V. (2008). A Espacialização 3D e Resultados de Provas de Carga como Técnica de Controle. *Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos (Cobramseg2008)*, (pp. p. 1-8). Búzios, RJ.

- Silva, C., & Camapum de Carvalho, J. (2010). Monitoramento e Controle de Qualidade dos Estaqueamentos Tipo Hélice Contínua Durante a Execução da Obra. *XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. 1*, pp. 1-12. Gramado: ABMS - Associação Brasileira de Mecânica dos Solos.
- SIMULIA. (2016). *Abaqus Analysis User's Guide*.
- Teale, R. (1965). The concept of specific energy in rock drilling. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 57-73. doi:10.1016/0148-9062(65)90022-7
- Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice* (3 ed.). New York, USA: John Wiley & Sons, Inc.
- Tsuha, C. H. (2007). *Modelo teórico para controle de qualidade da capacidade de carga à tração de estacas metálicas helicoidais em solos arenosos*. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, SP, 245p.
- Van Der Veen, C. (1953). The bearing capacity of a pile. *3rd International Conference on Soils Mechanics and Foundations Engineering* (pp. 84-90). Zurich: 2.
- Van Impe, W. F. (1994). Influence of screw pile installation parameters on the overall behaviour. *Workshop "Piled foundations: full scale investigations, analysis and design"*., (p. 41). Naples, Italy.
- Van Impe, W. F. (2001). Considerations on the Influence of Screw Pile Installation Parameters on the Overall Pile Behaviour. *Symposium on Screw Piles* (pp. 127-149). Brussels, Belgium: Alain E. Holeyman.
- W. R. Antunes.; H. Tarozzo. (1996). *Fundações: Teoria e prática* (2ª ed.). São Paulo, SP: PINI Ltda.
- Warren, T. M. (1981). Drilling Model for Soft-Formation Bits. *Journal of Petroleum Technology*, 963-970. doi:10.2118/8438-PA
- Wauke, J. (2020). *Aprendizado profundo (Deep learning) vs aprendizado de máquina (machine learning)*. Fonte: JOBU: <https://jobu.com.br/2020/10/24/aprendizado-profundo-deep-learning-vs-aprendizado-de-maquina-machine-learning-qual-e-a-diferenca/>

- Whitman, R. V. (1984). Evaluating calculated risk in geotechnical engineering. *Journal of Geotechnical Engineering*, 110(2), 143-188.
- Wu, X. D., Zhu, X. Q., Wu, G. Q., & Ding, W. (2014). Data Mining with Big Data. *IEEE Transactions on Knowledge and Data Engineering*, 97-107. doi:10.1109/TKDE.2013.109
- Yu, T., Liang, X., & Wang, Y. W. (2020). Factors Affecting the Utilization of Big Data in Construction Projects. *Journal of Construction Engineering and Management*, 14p. doi:10.1061/(ASCE)CO.1943-7862.0001807
- Zeleke, B. (2015). *Simulation of Pile Load Test Using Finite Element Method*. Department of Civil and Environmental Engineering. AAU/Addis Ababa institute of technology, geotechnical engineering, Ethiopia, 116p.
- Zienkiewicz, O. C., L., T. R., & Z., Z. J. (2013). *The Finite Element Method: Its Basis and Fundamentals* (Vol. 7th Edition). London, UK: Butterworth-Heinemann. Elsevier, 756p. doi:10.1016/C2009-0-24909-9
- Zihun, C., Wang, Y., & Li, D. (2016). *Probabilistic Approaches for Geotechnical Site Characterization and Slope Stability Analysis*. Berlin, Heidelberg: Springer. doi:10.1007/978-3-662-52914-0

## A PASSOS E SOLUÇÕES NUMÉRICAS

O apêndice da presente tese tem por objetivo detalhar as etapas realizadas das simulações para alcançar os resultados numéricos desta pesquisa. Para a resolução, pretende-se ilustrar uma espécie de guia das configurações e do que foi implementado nas análises a partir do uso do programa Abaqus® e do código escrito em linguagem Fortran.

O guia consiste basicamente detalhar todos os *inputs* já descritos brevemente no Item 2.9. Assim, teremos uma melhor transparência e entendimento das análises realizadas. Ilustre-se a sequência que será dada por meio da Tabela A.1.

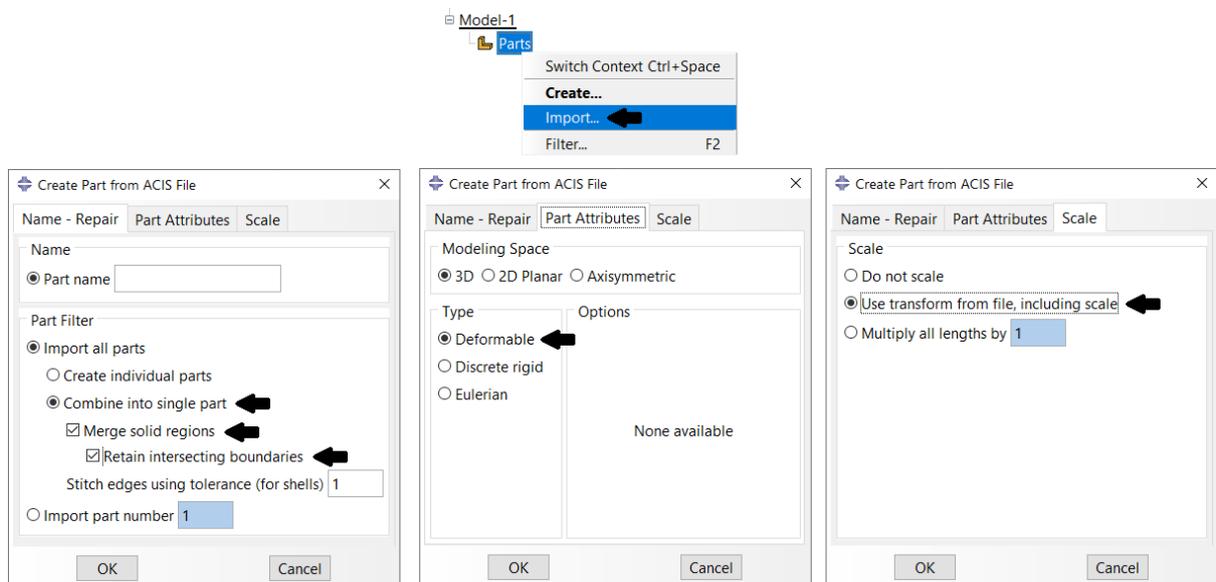
**Tabela A.1** - Sequência dos Módulos utilizados no Abaqus®

<b>Módulos</b>	<b>Definição</b>	<b>Seção do Apêndice</b>
<i>Part</i>	Geometria do Modelo	A.1
<i>Property</i>	Propriedades do Modelo	A.2
<i>Assembly</i>	Montagem do Modelo	A.3
<i>Step</i>	Passos Construtivos	A.4
<i>Interaction</i>	Interações	A.5
<i>Load</i>	Carregamentos	A.6
<i>Mesh</i>	Malha	A.7
<i>Job</i>	Resolução do Modelo	A.8
<i>Visualization</i>	Visualização do Resultado	A.9

### A.1 GEOMETRIA E DIMENSÃO (*PART*)

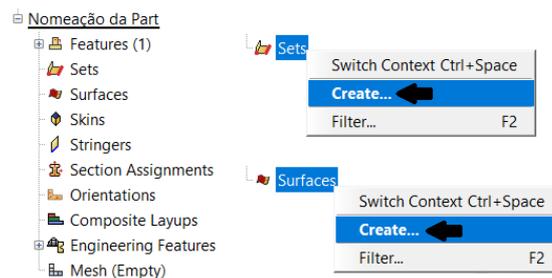
A geometria do modelo foi apresentada no Item 5.2.2.2. Descreveu-se que os desenhos foram importados em formato *.sat*, sendo esse exportado do desenho tridimensional dos sólidos no programa AutoCAD®. Para a realização dessa etapa, foi utilizado o Módulo *Part*.

Conforme mencionado anteriormente, a importação foi dividida em: duas *Parts* para o solo (Camadas de solo e Rampa) e três *Parts* para os elementos estruturais (cortina de contenção, grampos e estacas). Nesse caso, e comumente visto, houve a necessidade de estabelecer regras de contato para uma melhor organização e convergência dos modelos. Deve-se atentar para o ponto de coordenadas (0,0,0), a escala da geometria e a orientação do Eixos (X, Y e Z) na hora de importar, pois é essencial que todas as *Parts* estejam alinhadas e localizadas corretamente. Observa-se na Figura A.1 toda a esquemática utilizada nessa etapa.



**Figura A.1** - Configuração esquemática das *Parts* importadas dos modelos

Após a importação das 5 *Parts*, foram definidos os *Sets* e as *Surfaces* de interesse para os modelos. Para isso, a configuração o programa é representada na Figura A.2.

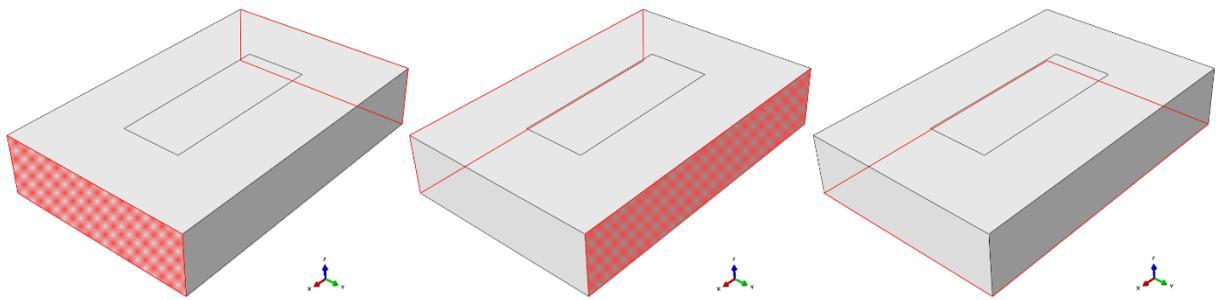


**Figura A.2** - Configuração esquemática dos *Sets* e das *Surfaces* criadas para as *Parts*

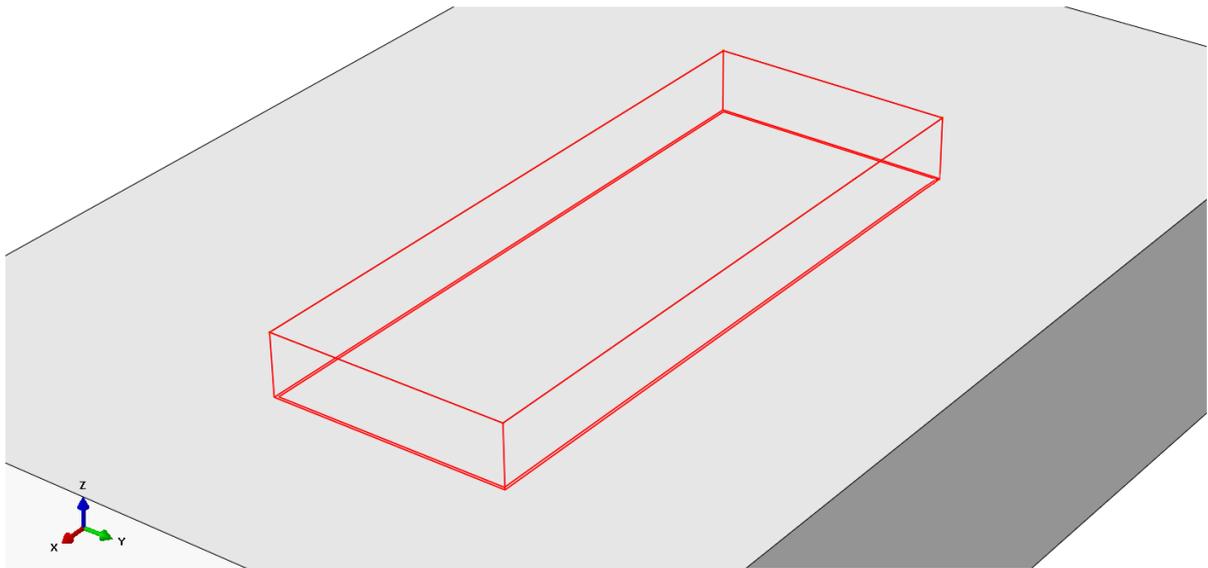
Descreve-se na Tabela A.2 todas as características apresentadas pelas *Parts* referentes ao solo e nas Figuras A.3 a A.9 são ilustradas as regiões detalhadas.

**Tabela A.2** - Resumo dos *Sets* e as *Surfaces* da camada de solo e da rampa de acesso (solo)

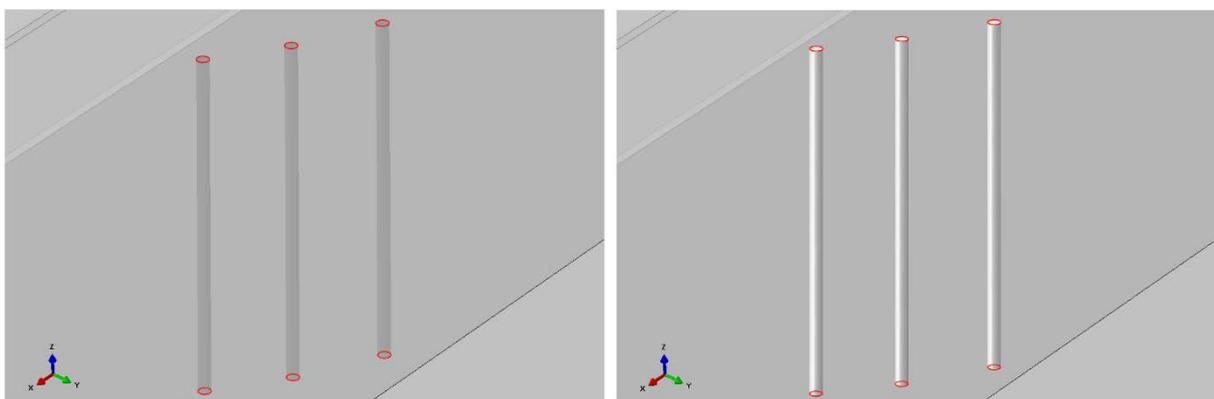
<i>Sets</i>	<i>Surfaces</i>	Referência
Áreas indeslocáveis nos Eixos X, Y e Z	-	Figura A.3
Área do solo escavado	-	Figura A.4
Área do solo que receberá as estacas	-	Figura A.5
Área do solo que receberá a contenção	-	Figura A.6
Rampa de acesso (solo)	-	Figura A.8
-	Área de contato Solo-Estaca	Figura A.5
-	Área de contato Solo-Contenção	Figura A.6
-	Área de contato Solo-Rampa	Figura A.7
-	Área de contato Rampa-Contenção	Figura A.9
-	Área de contato Rampa-Solo	Figura A.9



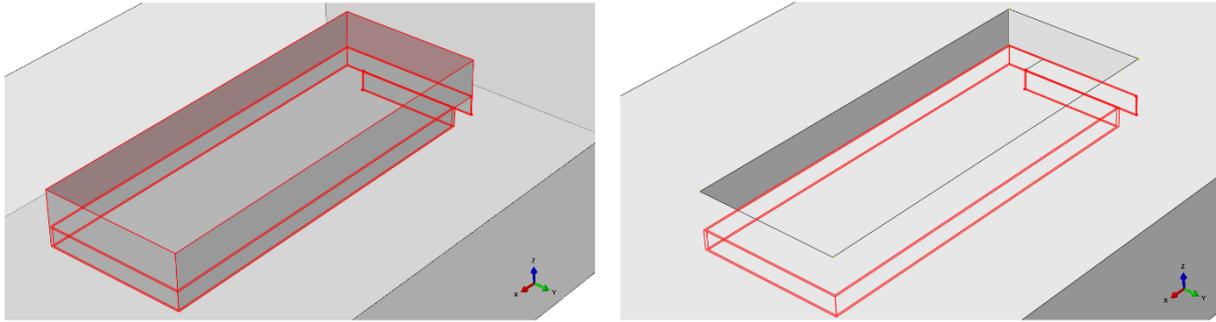
**Figura A.3** - Sets das áreas que foram impedidas de deslocar nos Eixos (X, Y, Z)



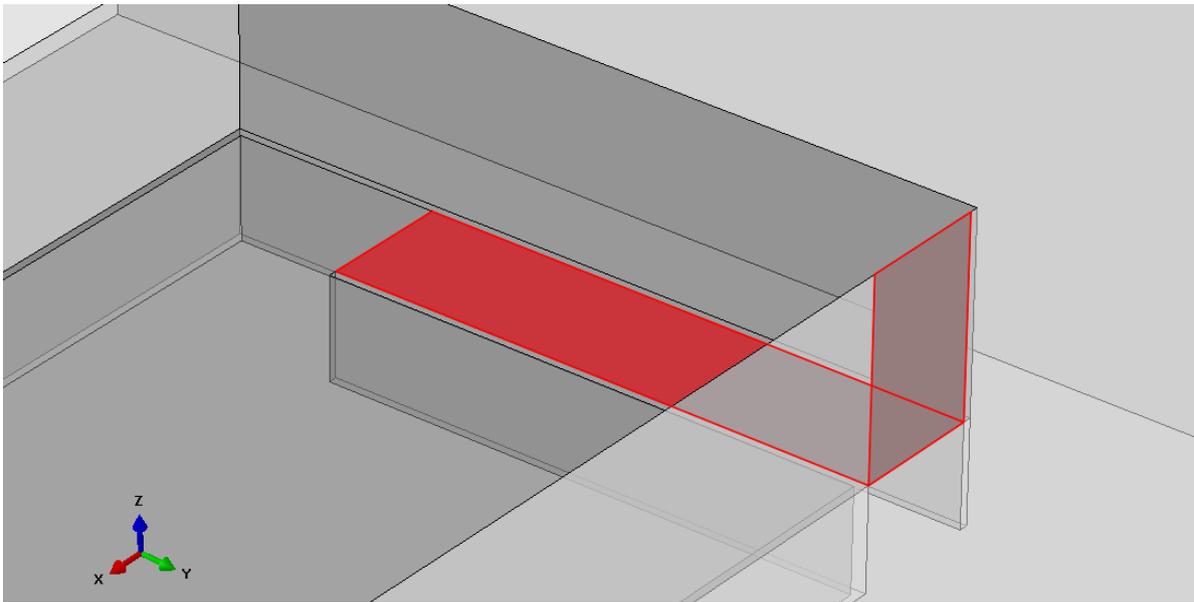
**Figura A.4** - Set da região do solo interno que foi escavado para a entrada da contenção e rampa de acesso



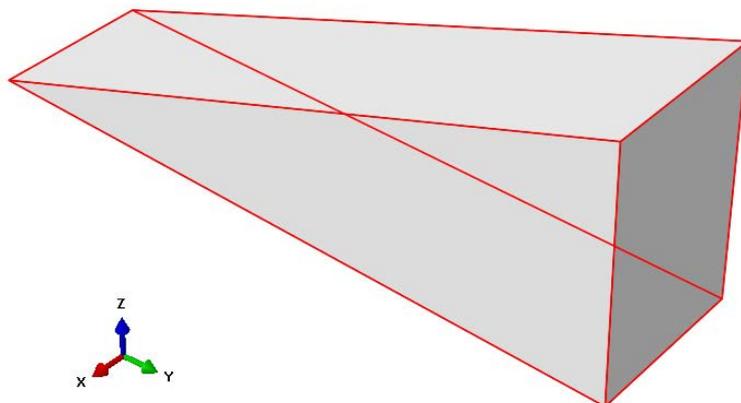
**Figura A.5** - Surfaces das áreas internas do solo que entrarão em contato com as estacas e Set da região que receberá as estacas de concreto



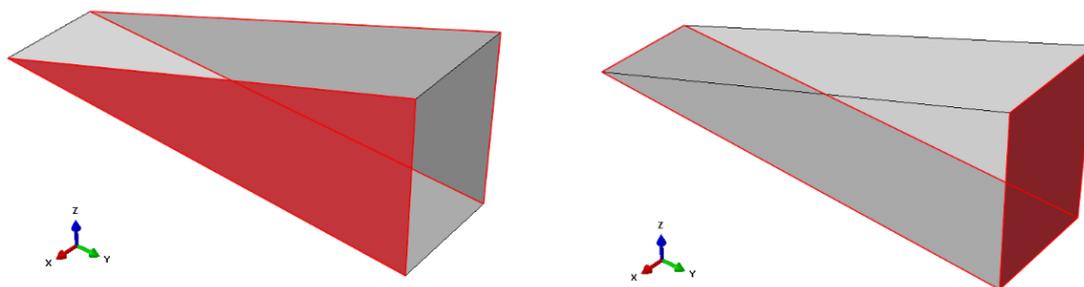
**Figura A.6** - *Surface* da área interna do solo que entrará em contato com a contenção e *Set* da região que receberá a contenção de concreto



**Figura A.7** - *Surface* da área interna do solo que entrará em contato com a rampa de acesso (Em azul a área exata de influência entre os contatos)



**Figura A.8** - *Set* da região da rampa de acesso (Solo)

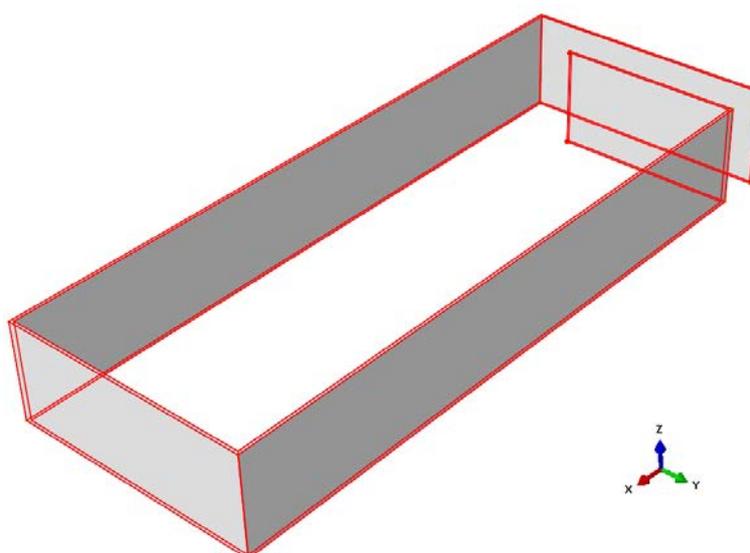


**Figura A.9** - *Surface* da área externa do solo da rampa que entrará em contato com a contenção e *Surface* da área externa que entrará em contato com a camada de solo

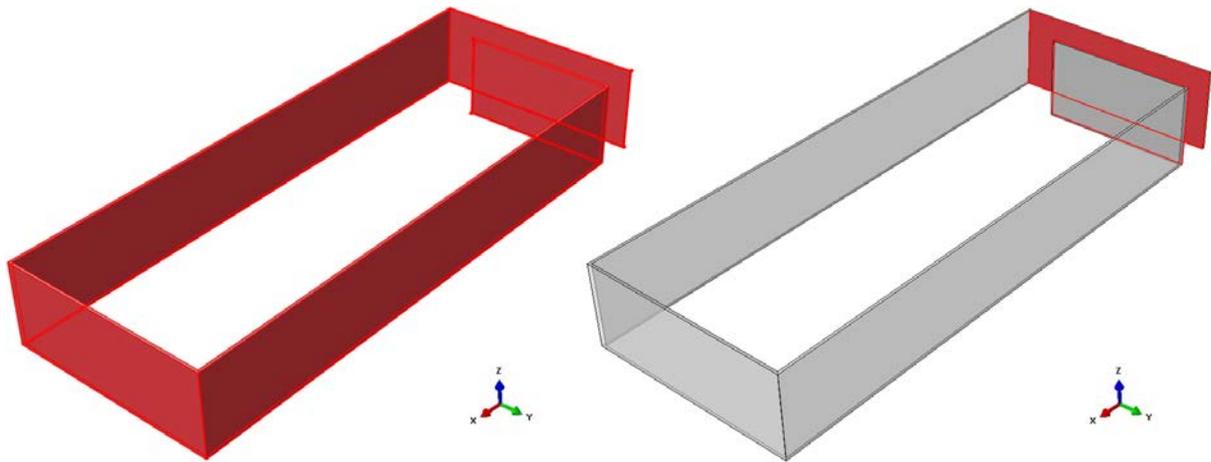
As definições dos *Sets* e das *Surfaces* referentes as *Parts* dos elementos estruturais são resumidas na Tabela A.3 e ilustradas nas Figuras A.10 a A.13.

**Tabela A.3** - Resumo dos *Sets* e as *Surfaces* da cortina de contenção, grampos e estacas

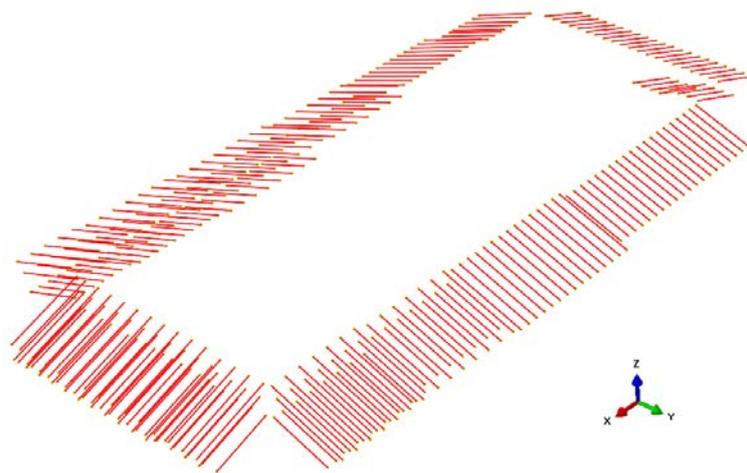
<i>Sets</i>	<i>Surfaces</i>	<b>Figura do Apêndice</b>
Cortina de contenção (Concreto)	-	Figura A.10
Grampos (Concreto – <i>Embedded</i> )	-	Figura A.12
Estacas (Concreto)	-	Figura A.13
-	Área de contato Contenção-Solo	Figura A.11
-	Área de contato Contenção-Rampa	Figura A.11
-	Área de contato Estaca-Solo	Figura A.13
-	Área de contato Estaca-Deslocamento	Figura A.13



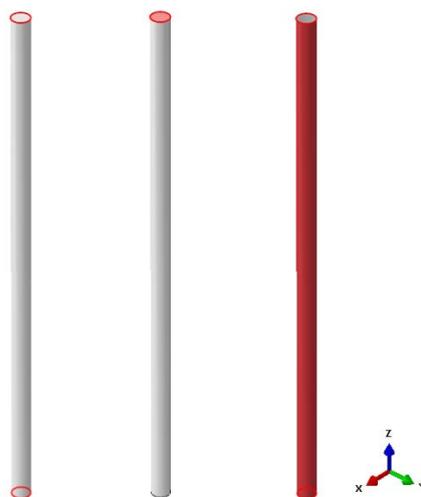
**Figura A.10** - *Set* da região da cortina de contenção (Concreto)



**Figura A.11** - *Surface* da área externa da contenção que entrará em contato com o solo e *Surface* da área externa que entrará em contato com a rampa de acesso



**Figura A.12** - *Set* da região dos grampos (Concreto - *Embedded*)

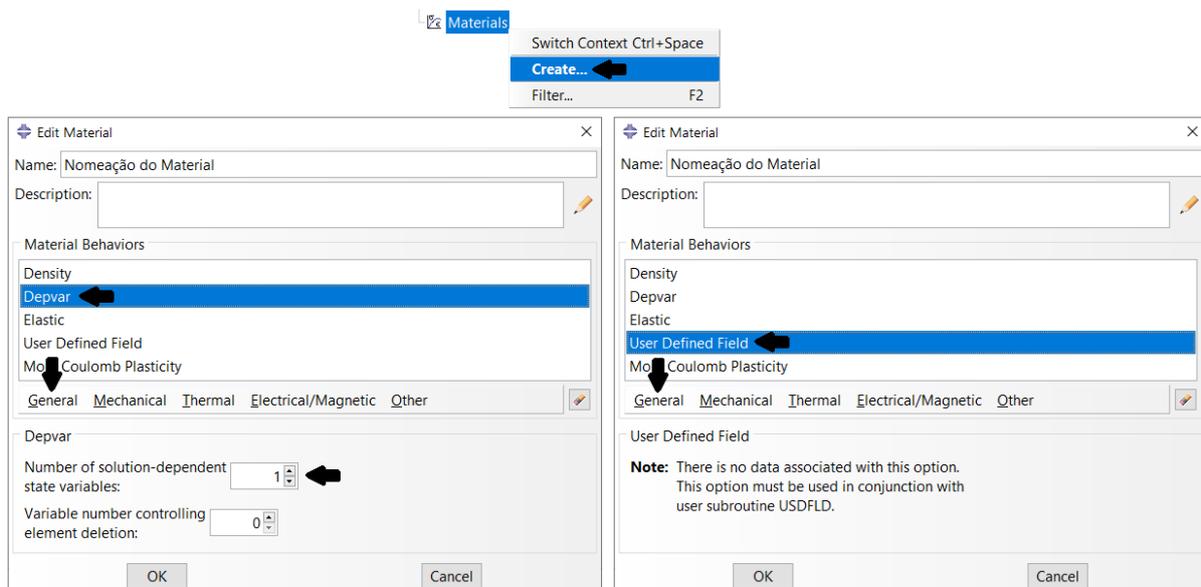


**Figura A.13** - *Set* da região das estacas (Concreto); *Surface* da área da estaca que foi aplicada o deslocamento da prova de carga; e *Surface* da área externa que entrou em contato com o solo

## A.2 MODELOS CONSTITUTIVOS E PARÂMETROS DOS MATERIAIS (*PROPERTY*)

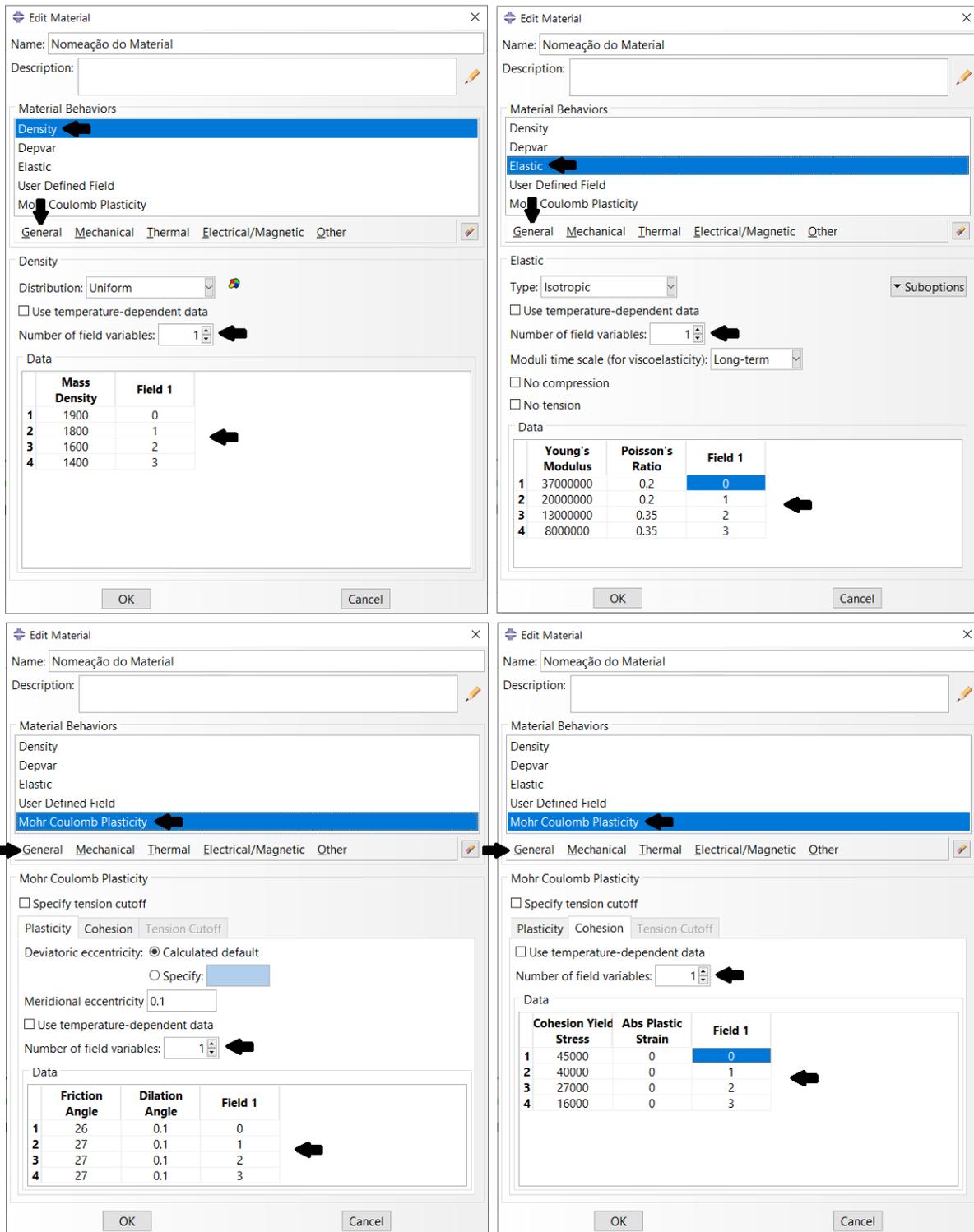
O segundo módulo apresentado, *Property*, permite o usuário a definição dos modelos constitutivos dos materiais a serem inseridos, das seções geométricas ligadas à respectiva rigidez e, finalmente, a função de correlacionar os materiais com as geometrias pré-estabelecidas nos *Sets* gerados por meio das *Parts* apresentadas na seção anterior.

Para a caracterização do modelo utilizando a sub-rotina USDFLD, diferenciam-se os parâmetros a serem inclusos nessa etapa. Nesse caso, a entrada de variáveis no programa se dá no módulo relacionado ao objetivo da sub-rotina. Antes de mais nada, no que se diz respeito às propriedades de materiais, deve-se informar o número de variáveis de estado dependentes da solução (*Depvar*). Para a sub-rotina, deve-se proceder de forma similar, mas agora entrando com a opção *User Defined Field*. As configurações são identificadas na Figura A.14.



**Figura A.14** - Configuração esquemática para utilização da sub-rotina USDFLD (*Property*)

A configuração do programa para inserção do material e conseqüentemente definição do modelo constitutivo que se deseja utilizar pode ser observada na Figura A.15.

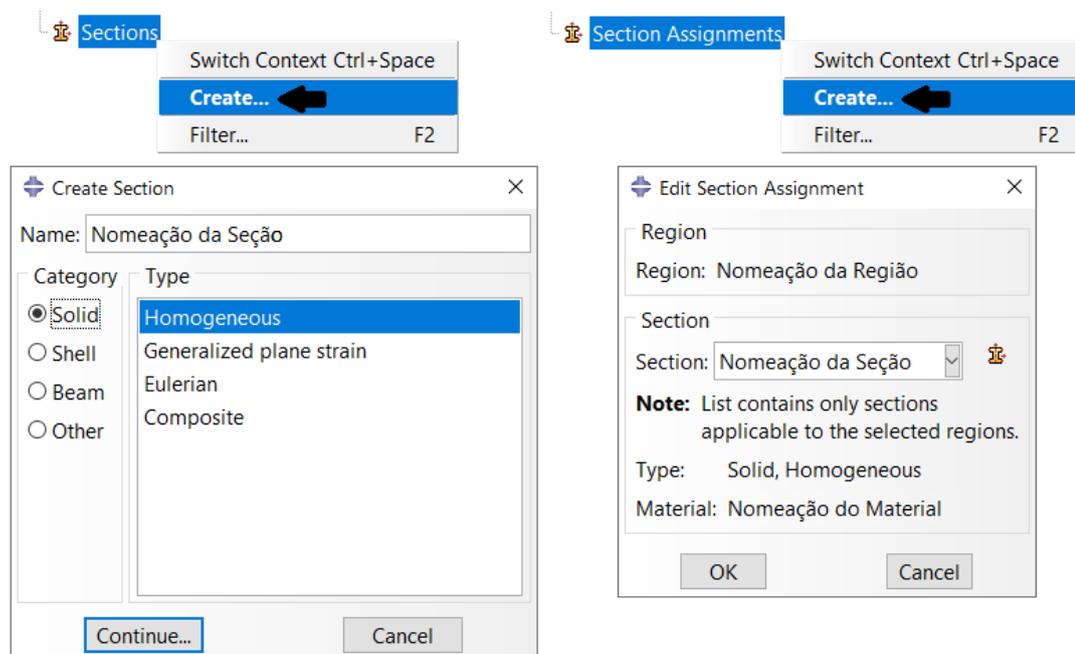


**Figura A.15** - Configuração esquemática da inserção do material e modelo constitutivo (*Property*)

As unidades de medida atribuídas a cada parâmetro de cada material foram consideradas de acordo com o Sistema Internacional de Unidades (SI), já apresentadas na Tabela 4.4, uma vez que o Abaqus® não considera um tipo de unidade de medida padrão, ou seja, o usuário deve optar por um determinado padrão e sempre se atentar a ele. Na Figura A.15 é possível

observar que o modelo constitutivo adotado na configuração esquemática é o mesmo que o utilizado na presente tese.

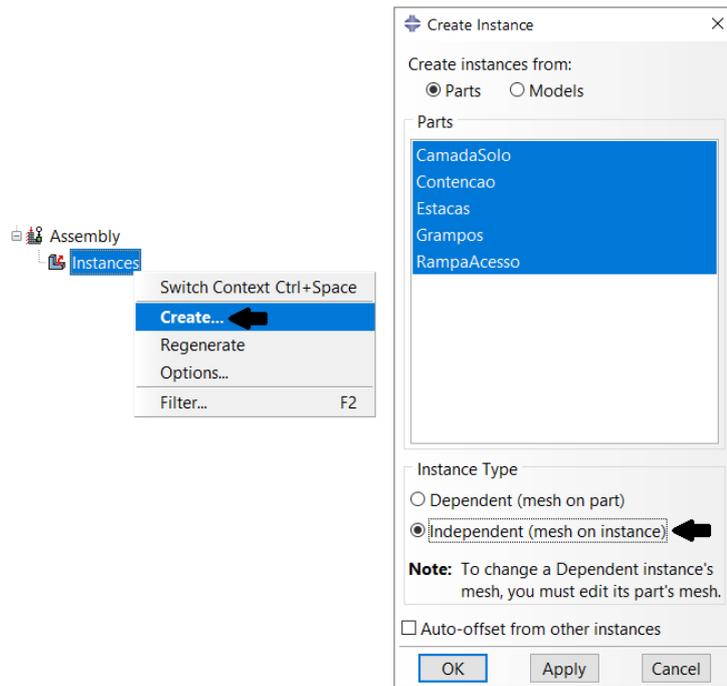
Tratando-se agora das duas últimas configurações utilizadas no módulo *Property*, é ilustrado na Figura A.16 como criar as seções geométricas ligadas à respectiva rigidez e como correlacionar os materiais com as geometrias pré-estabelecidas nos *Sets*.



**Figura A.16** - Configuração esquemática da criação e correlação das seções (*Property*)

### A.3 MONTAGEM DO MODELO (*ASSEMBLY*)

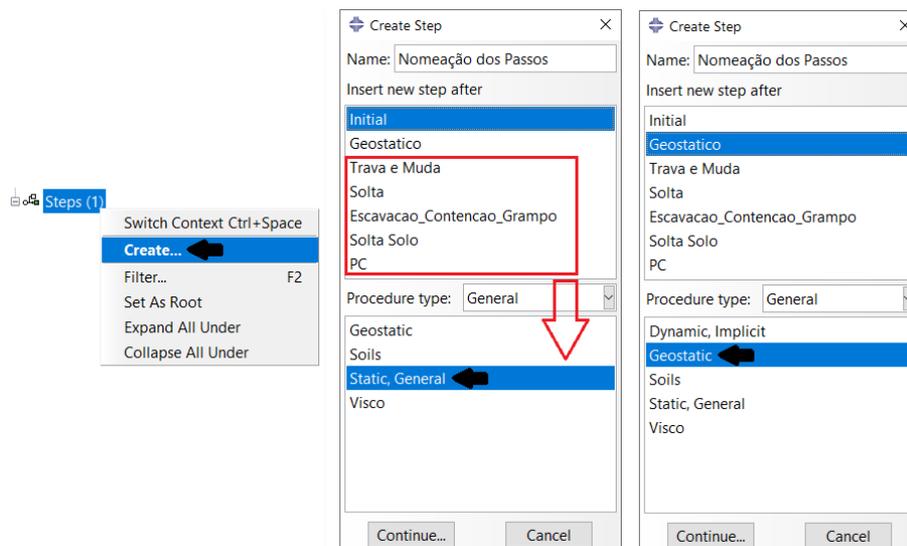
O terceiro módulo, *Assembly*, representa a integração de todas as *Parts* criadas e importadas. Como nenhuma das 5 *Parts* foram criadas no próprio programa e já foram importadas com compatibilidade em relação ao posicionamento no espaço, a montagem ficou automatizada. Analogamente aos passos anteriores, a Figura A.17 mostra a configuração utilizada para a criação do modelo com o *Assembly* das 5 *Parts*. Vale destacar que nessa etapa optou-se pela integração independente de cada *Part*. Dessa forma, a geração da malha também tornou-se independente para cada *Part*.



**Figura A.17** - Configuração esquemática da montagem do modelo (*Assembly*)

#### A.4 PASSOS CONSTRUTIVOS (*STEPS*)

O quarto módulo, *Steps*, representa a definição da sequência de todos os passos de análise para as saídas de dados em diferentes tempos. Na metodologia da tese, Item 3.2.3.2, todos os passos foram descritos. A intenção aqui é complementar as informações de cada passo, facilitando o entendimento do que foi realizado. A Figura A.18 ilustra todos os 7 passos criados, destacando-se que apenas o *Step* nomeado “Geostatico” recebeu a condição *Geostatic*. Para os demais foi atribuída a condição de *Static, General*.

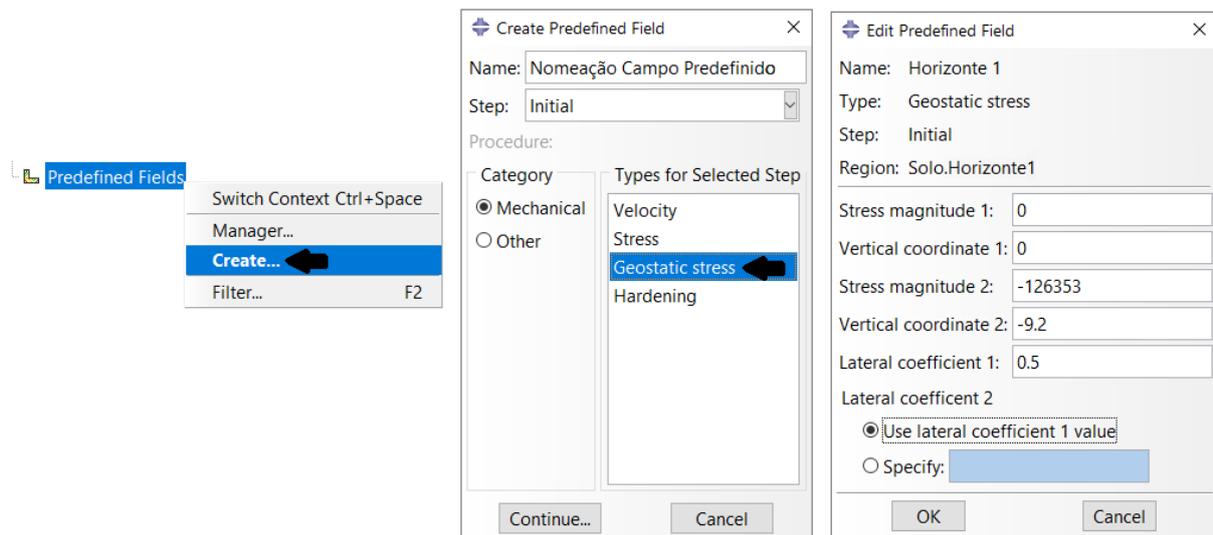


**Figura A.18** - Configuração esquemática da criação dos passos de análise (*Steps*)

Basicamente, criou-se no *Step* “Inicial” as condições de contorno e geostáticas, além de outro campo predefinido (*Predefined Fields*), referentes à sub-rotina utilizada para variar as propriedades durante o decurso da simulação. A condição geostática é apresentada na Tabela A.4 e está relacionada à geometria do modelo e as propriedades dos materiais. Na Figura A.19 temos a configuração relacionada a um dos horizontes da tabela apresentada.

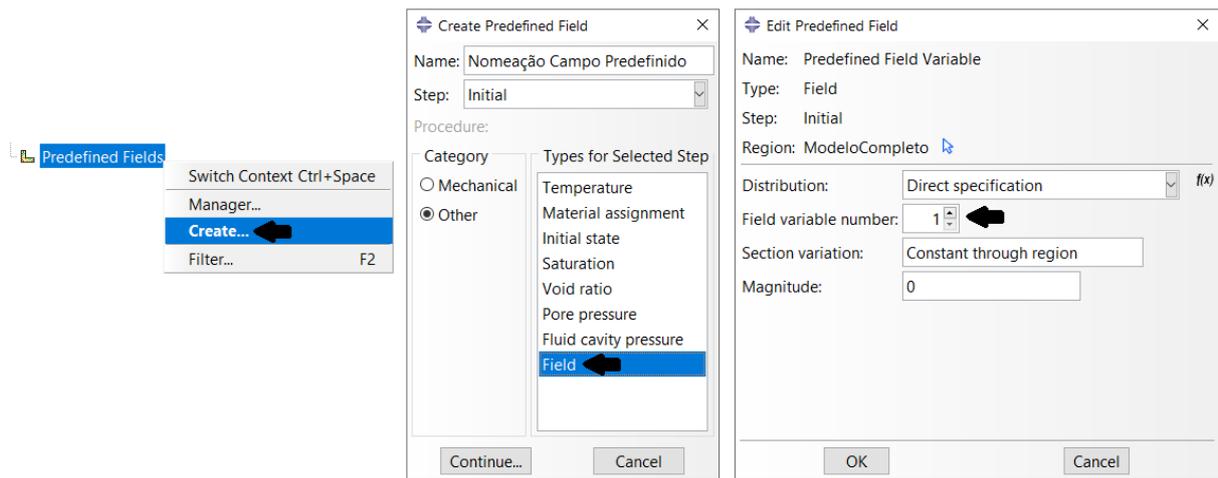
**Tabela A.4** - Resumo da condição geostática criada no *Step* Inicial

Estratigrafia	Peso Específico (N/m <sup>3</sup> )	Gravidade (m/s <sup>2</sup> )	Coordenada vertical (m)		Tensão (Pa)		Coeficiente lateral X, Y
			Topo	Base	Topo	Base	
Horizonte 1	14.000	9.81	0	-9.2	0	-126.353	0.50
Horizonte 2	16.000		-9.2	-15.9	-126.353	-231.516	
Horizonte 3	18.000		-15.9	-21.8	-231.516	-335.698	
Horizonte 4	19.000		-21.8	-35	-335.698	581.733	



**Figura A.19** - Configuração esquemática da criação das condições geostáticas - Horizonte 1

O segundo campo predefinido refere-se ao número de variáveis de estado dependentes da solução, campo criado e aplicado em todo o modelo. A configuração é ilustrada na Figura A.20.



**Figura A.20** - Configuração esquemática da criação do campo das variáveis de estado dependentes da solução

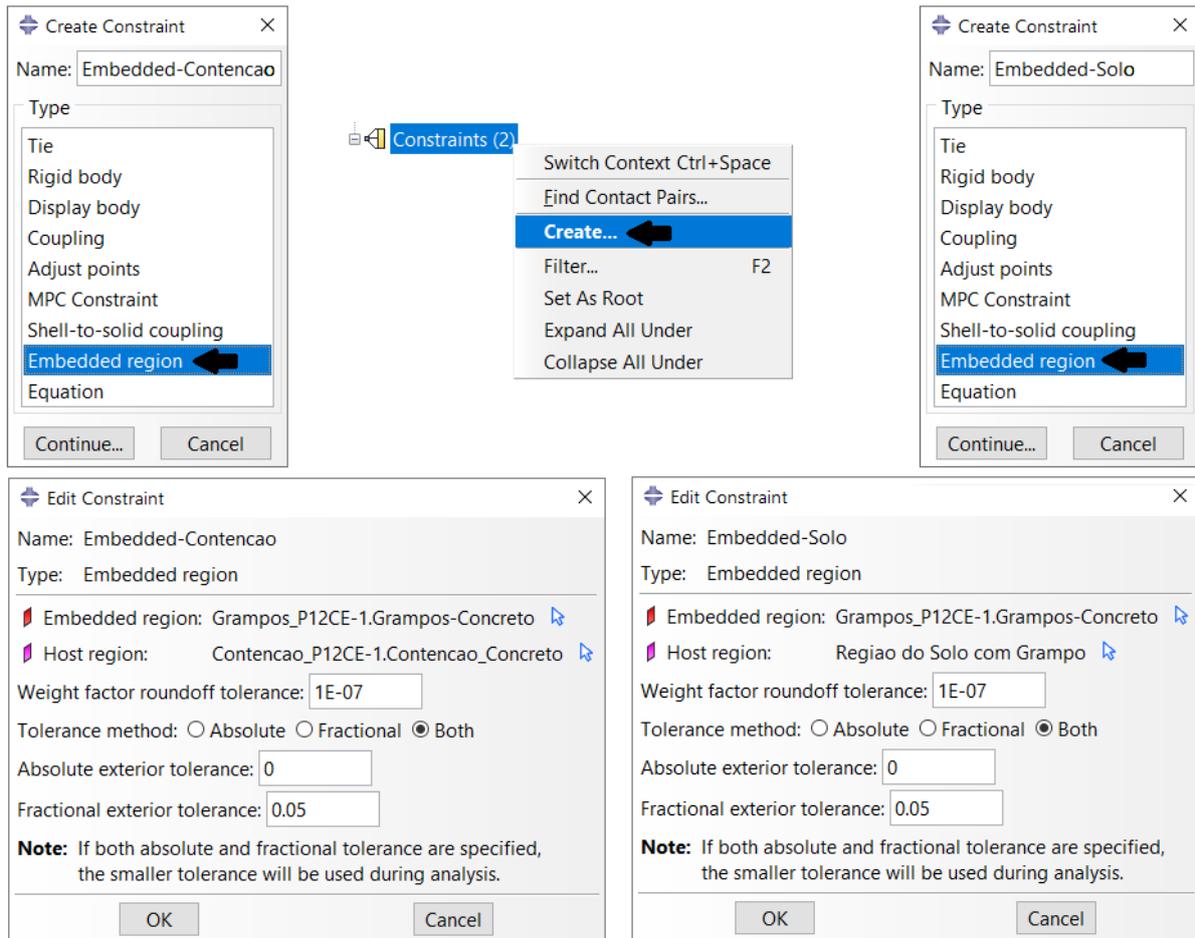
No *Step* “Geostático” foi considerado o estado de tensões inicial no solo, assegurando o equilíbrio do sistema, dadas as condições de contorno, os campos predefinidos e, agora, as cargas gravitacionais aplicadas. Ambas premissas serão mostradas nos próximos tópicos, assim como as condições de contornos atribuídas no *Step* “Trava e Muda” e no *Step* “Solta”, subsequentemente.

O *Step* “Escavacao\_Contencao\_Grampo” corresponde a praticamente todas as interações do modelo. De forma a assegurar também qualquer deslocamento no modelo após o equilíbrio de tensões, criou-se a condição de contorno restringindo inicialmente o movimento total do modelo e, em seguida, foi criado o *Step* “Solta Solo” para retornar às antigas condições e convergir o modelo com as propriedades já atribuídas.

O último *Step* “PC” corresponde a simulação da prova de carga.

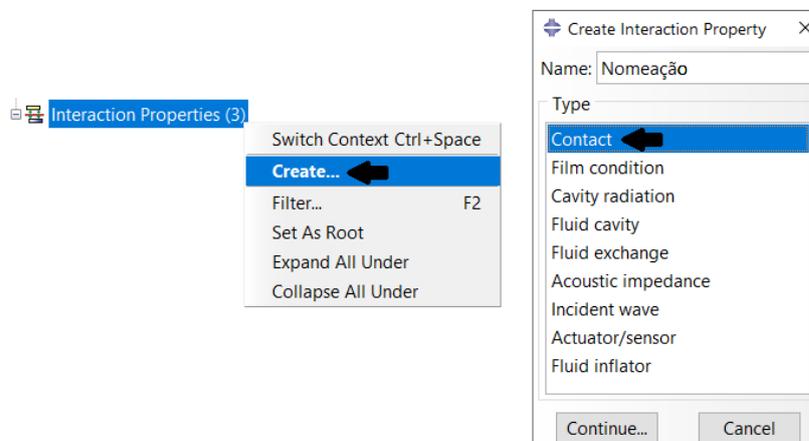
## A.5 INTERAÇÕES DO MODELO (*INTERACTIONS*)

O quinto módulo, *Interactions*, permite o usuário a definir o contato entre as diferentes *Parts*. A primeira interação estabelecida nos modelos foi relacionada aos grampos e o seu contato com o solo. Nesse caso, observa-se na Figura A.21 a criação de *Constraints* para incorporar os grampos (*Embedded*) em duas regiões “hospedeiras” do modelo, ou seja, regiões as quais os grampos estão inseridos.



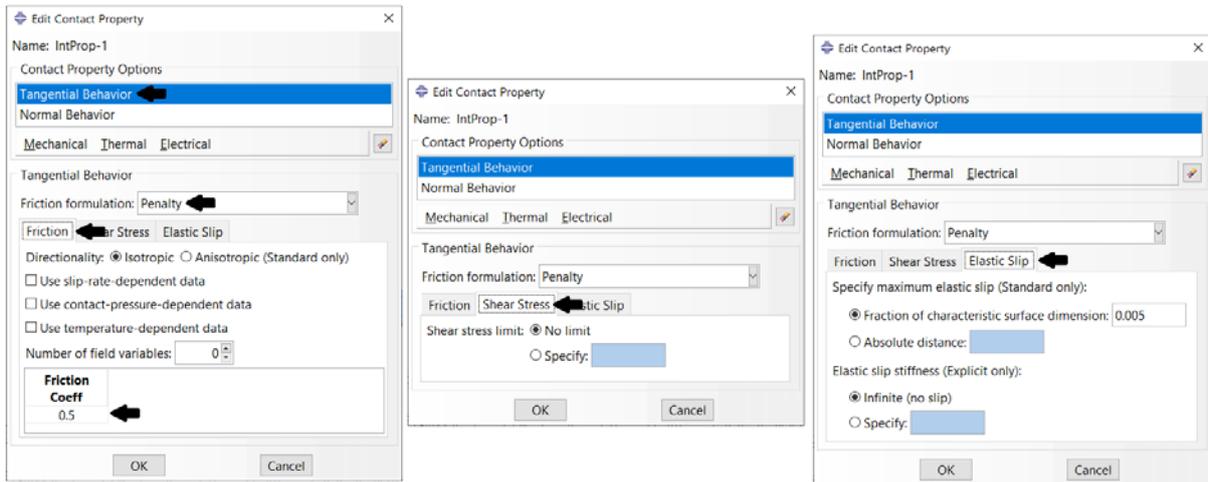
**Figura A.21** - Configuração esquemática da criação dos *Constraints*

A segunda interação, na verdade se trata de *Interaction Properties*, que foi estabelecida por meio de uma função de comportamento mecânico tangencial e normal. É importante ressaltar que uma propriedade de interação pode ser referida por muitas interações diferentes, como é o presente caso. Dessa forma, criaram-se três *Interaction Properties* (Figura A.22).



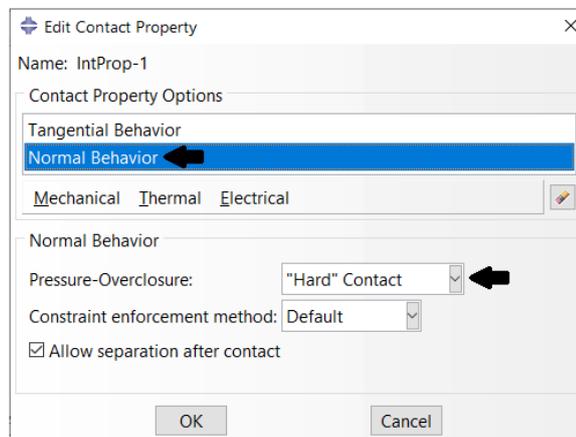
**Figura A.22** - Configuração esquemática da criação das *Interaction Properties*

Para a simulação de contato mecânico tangencial, utilizou-se uma formulação de atrito (*Penalty*). No caso, como foram três *Interaction Properties* criadas, os coeficientes de atrito foram atribuídos com valores iguais a 0.5, 100 e com uma variação de 1-10. Ilustra-se na Figura A.23 uma das três propriedades de interações para exemplificação.



**Figura A.23** - Configuração esquemática da definição do comportamento tangencial

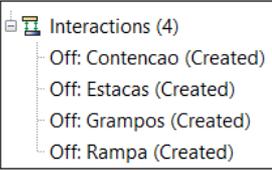
Para a simulação de contato mecânico normal, utilizou-se a opção “*Hard*” *Contact* de acordo com a Figura A.24.

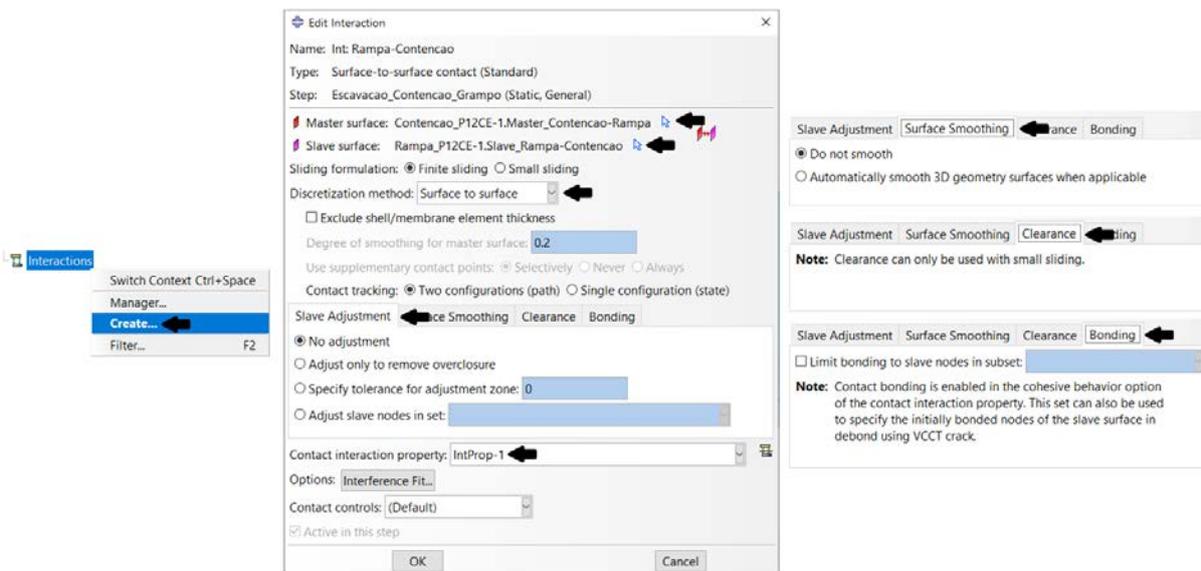


**Figura A.24** - Configuração esquemática da definição do comportamento normal

Por fim, as *Interactions* a partir dos *Sets* e *Surfaces* criados foram definidos. Elaborou-se estrategicamente na Tabela A.5 um descritivo de todas as interações presentes nos passos construtivos, facilitando o entendimento do que foi conduzido nas análises. Ainda, é possível visualizar a imagem da configuração na própria tabela e uma exemplificação na Figura A.25 de uma interação sendo criada.

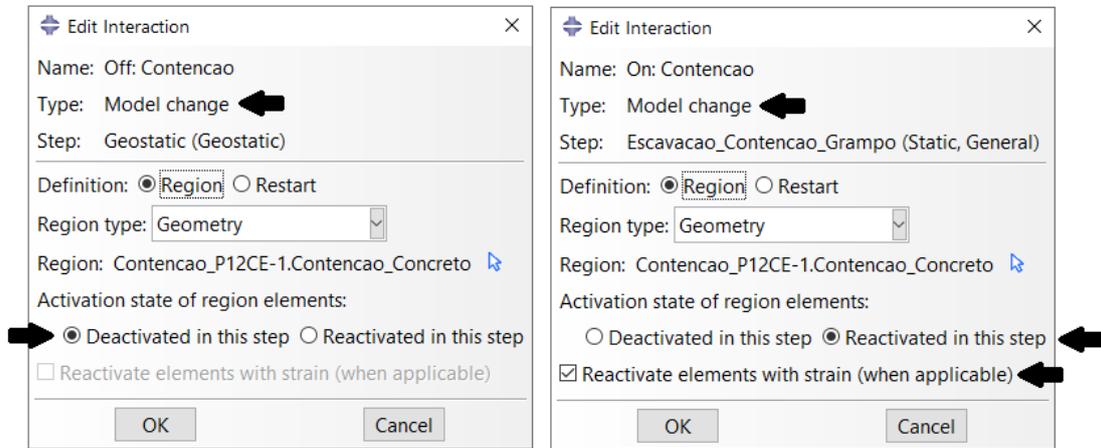
**Tabela A.5 - Interações criadas para os passos construtivos**

<i>Steps</i>	<i>Interactions</i>	<i>Configurações</i>
Initial	-	-
Geostatico	Desativação da contenção (Concreto)	
	Desativação das estacas (Concreto)	
	Desativação dos grampos (Concreto – <i>Embedded</i> )	
	Desativação da rampa de acesso (Solo)	
	Interação rampa (Solo) e contenção (Concreto)	
	Interação rampa (Solo) e camada de Solo	
	Interação solo e contenção (Concreto)	
	Interação solo e estacas (Concreto)	
	Desativação da contenção – Propagado <i>Step</i> anterior	
	Desativação da região do solo pertencente à contenção	
Escavacao_ Contencao_ Grampo	Desativação das estacas – Propagado <i>Step</i> anterior	
	Desativação da região do solo pertencente às Estacas	
	Desativação dos grampos – Propagado <i>Step</i> anterior	
	Desativação da rampa – Propagado <i>Step</i> anterior	
	Desativação da região do solo a ser escavado	
	Ativação da contenção (Concreto)	
	Ativação das estacas (Concreto)	
	Ativação dos grampos (Concreto – <i>Embedded</i> )	
	Ativação da rampa de acesso (Solo)	
	Esquenta	
PC	Todas <i>Interactions</i> propagadas do <i>Step</i> anterior	-



**Figura A.25 - Configuração esquemática da criação de uma das *Interactions***

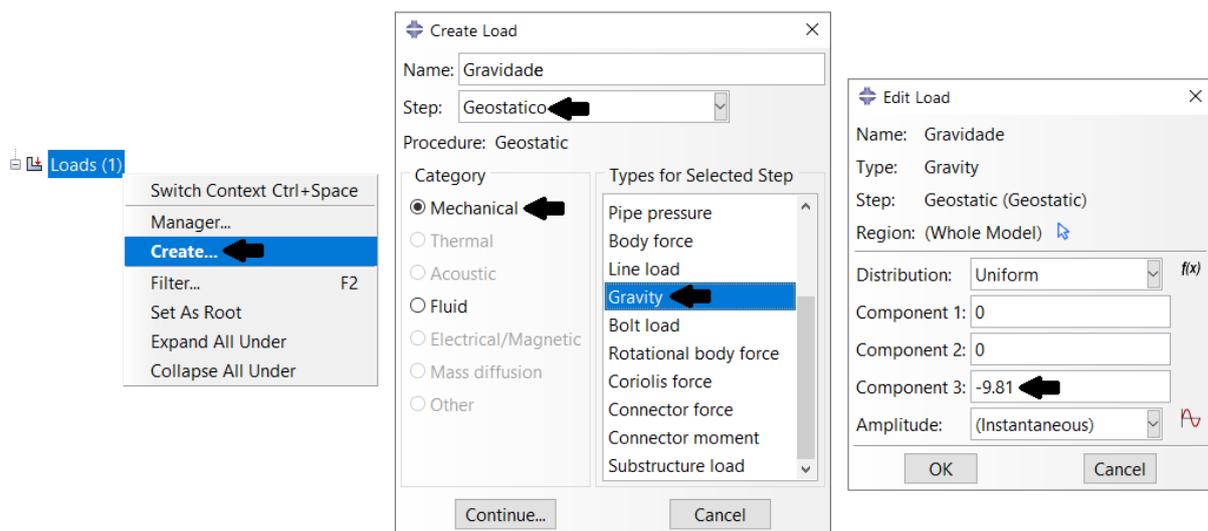
Outro ponto importante a se mencionar é em relação a desativação e ativação dos *Sets*. Como o próprio nome já diz, nada mais é do que em um determinado *Step*, retirar ou reativar aquele elemento para realizar as análises. A configuração é dada pela Figura A.26.



**Figura A.26** - Configuração esquemática para ativação e desativação de um *Set*

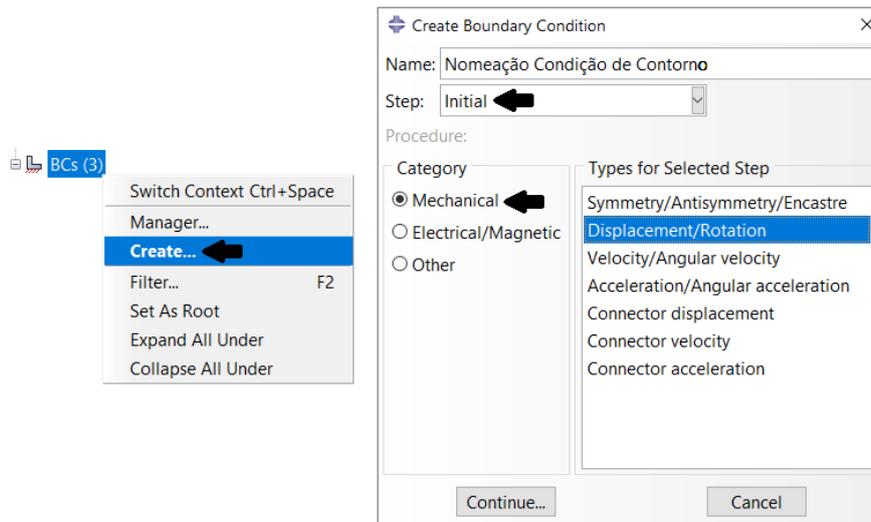
## A.6 CARREGAMENTO (*LOAD*) E CONDIÇÕES DE CONTORNO (*BOUNDARY CONDITIONS*)

O sexto módulo, *Load*, representa a aplicação das forças atuantes no modelo e as suas respectivas condições de contorno, *Boundary Conditions (BCs)*. O único carregamento aplicado no modelo como um todo foi referente a atuação da gravidade com magnitude de  $9.81 \text{ m/s}^2$ . A criação e configuração da força gravitacional em torno do Eixo Z (Componente 3) pode ser observada pela Figura A.27.

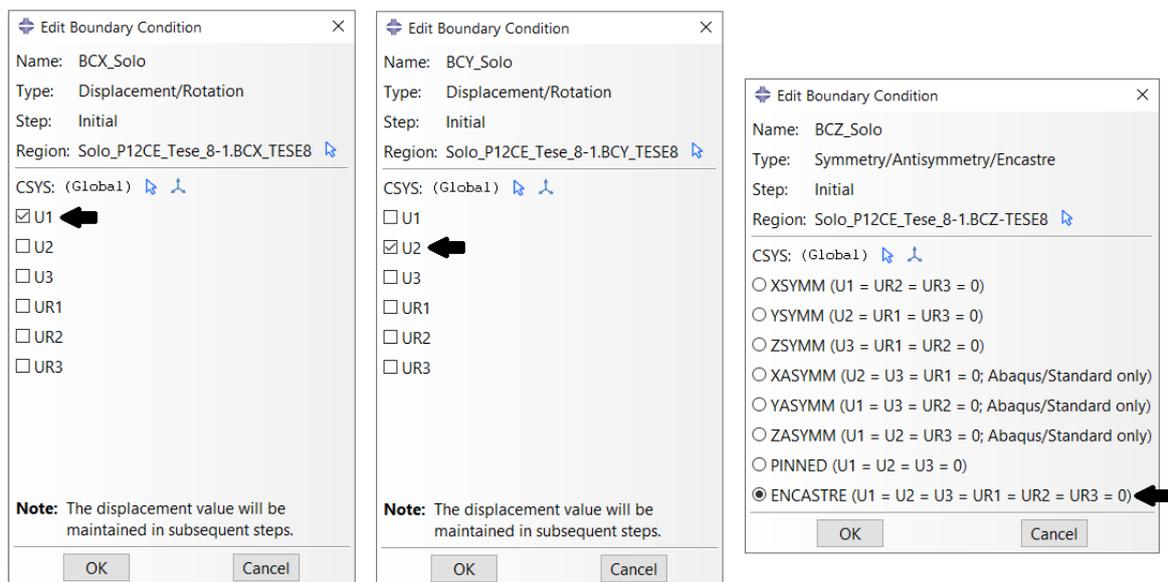


**Figura A.27** - Configuração esquemática para criação da força gravitacional no modelo

Vale destacar que a atuação da gravidade se deu no *Step* “Geostatico”, sendo propagado aos demais. Tratando-se agora das *BCs*, foram incluídas restrições de movimento nas fronteiras já no *Step* “Inicial”. Dessa forma, foram utilizados os *Sets* das áreas que foram impedidas de deslocar nos eixos principais (Figura A.3). A configuração para a criação de uma *BC* é mostrada na Figura A.28 e a configuração utilizada no presente modelo se deu pela Figura A.29. Das nomenclaturas, “U” implica nos deslocamentos, “UR” para as rotações, “1” representa o eixo X, “2” o eixo e “3” o eixo Z.

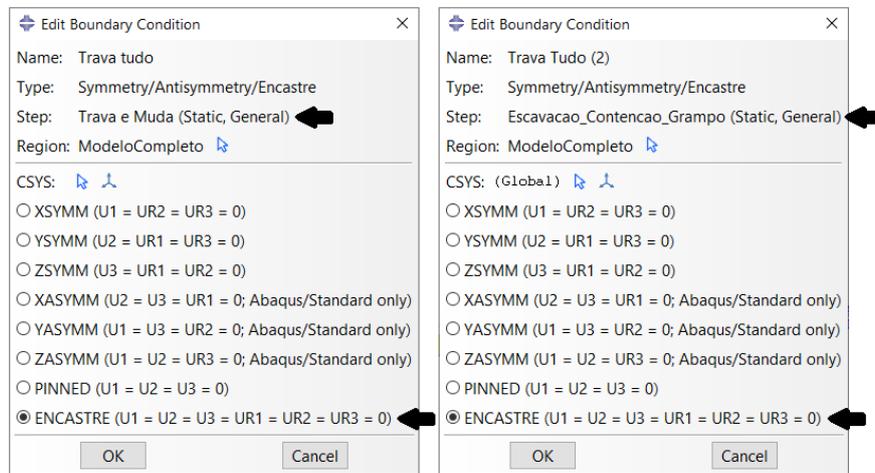


**Figura A.28** - Configuração esquemática para criação de uma condição de contorno



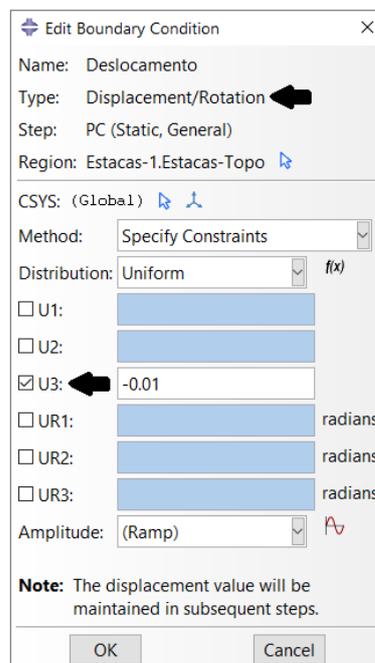
**Figura A.29** - Configuração esquemática utilizada nas restrições de deslocamento nos Eixos (X, Y, Z)

Como já mencionado anteriormente, foram criadas *BCs* nos *Steps* “Trava e Muda” e “Escavacao\_Contencao\_Grampo” com a intenção de restringir todos os movimentos (Figura A.30). Nos *Steps* subsequentes, “Solta” e “Solta Solo”, tais *BCs* foram inativadas.



**Figura A.30** - Configuração esquemática utilizada nas restrições de deslocamento em todos os eixos

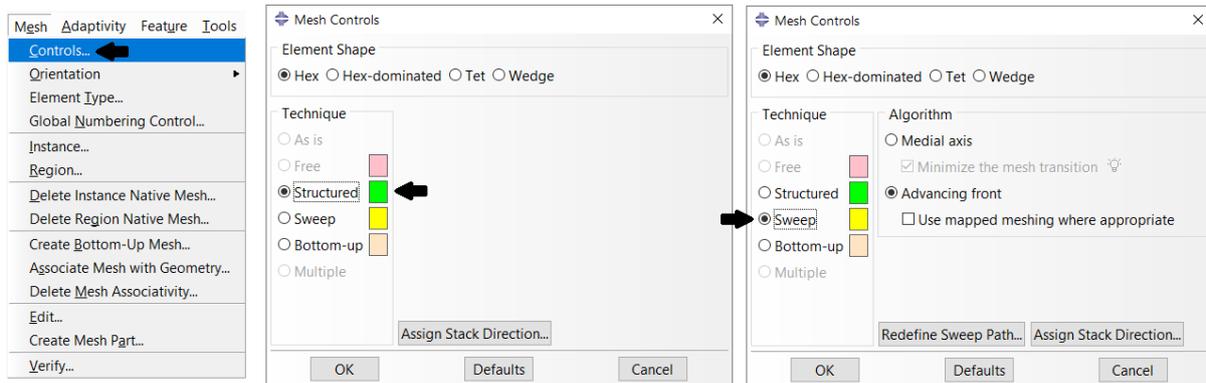
A última *BC* foi criada no *Step* “PC” para as simulações das provas de carga. Conforme a Figura A.31, aplicou-se um deslocamento vertical preestabelecido no topo das estacas na direção do Eixo Z (Componente 3), sendo verificado a carga máxima necessária para atingir o deslocamento da prova de carga experimental.



**Figura A.31** - Configuração esquemática utilizada na aplicação do deslocamento no topo das estacas

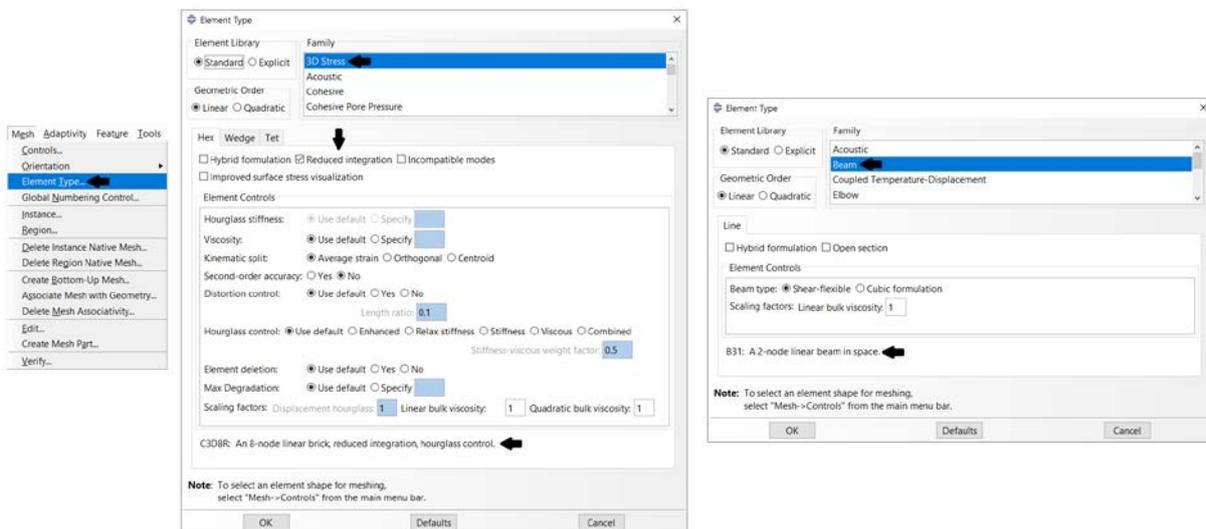
## A.7 DEFINIÇÃO DA MALHA (MESH)

O sétimo módulo, *Mesh*, disponibiliza as ferramentas para criação da malha de elementos finitos. Primeiramente, foi definido a forma dos elementos. Basicamente, os modelos utilizaram apenas a malha do tipo hexaédrica, ilustrada na Figura A.32, variando-se entre as técnicas *Structured* e *Sweep*.



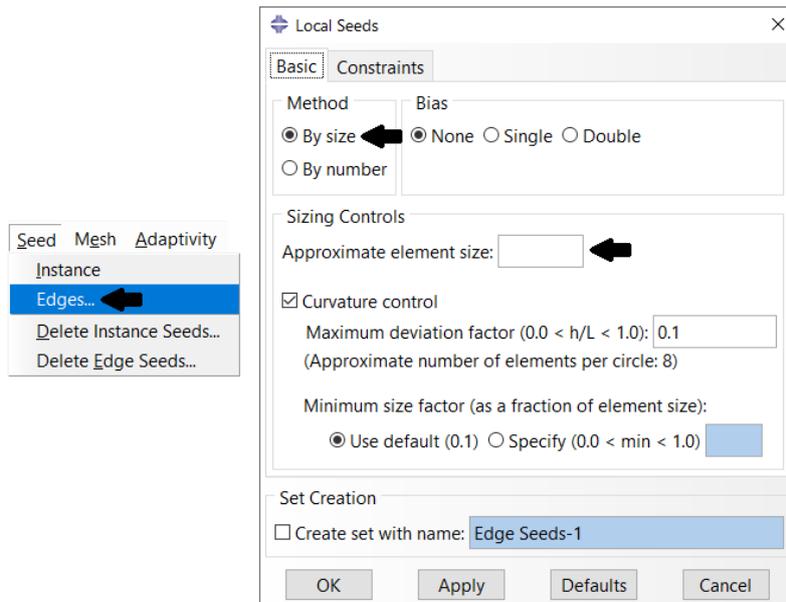
**Figura A.32** - Configuração esquemática utilizada na definição da forma dos elementos

Posteriormente, foram definidos os tipos de elementos. Apresenta-se na Figura A.33 as escolhas atribuídas aos elementos hexaédricos. Todos elementos foram definidos com os mesmos tipos, exceto pelos grampos.



**Figura A.33** - Configuração esquemática utilizada na definição do tipo dos elementos

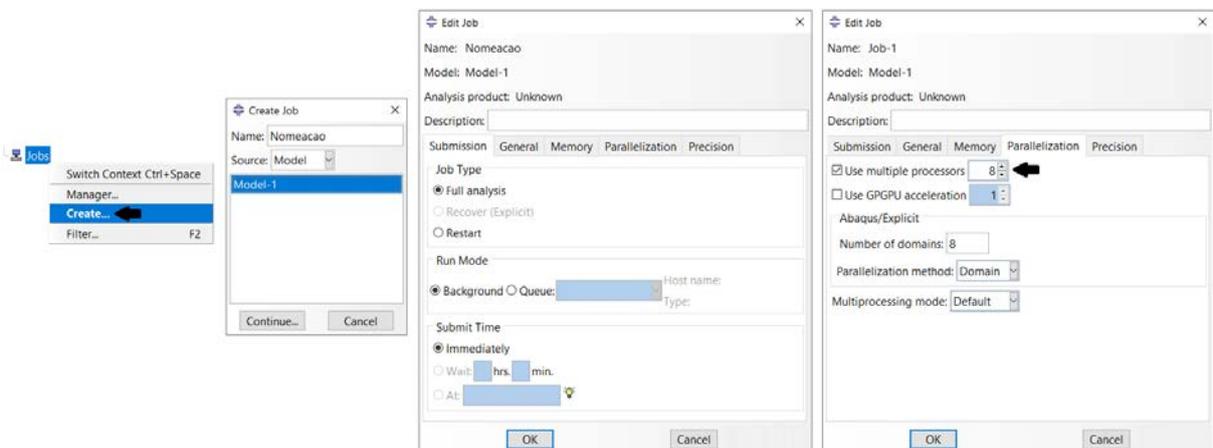
Por fim, o tamanho dos elementos foram definidos. A configuração proposta pode ser observada na Figura A.34. Optou-se pela determinação dos tamanhos de cada elemento.



**Figura A.34** - Configuração esquemática utilizada na definição do tamanho dos elementos

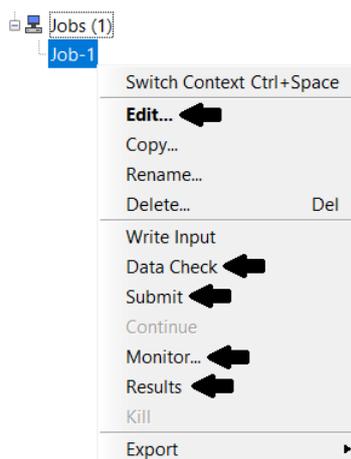
## A.8 RESOLUÇÃO DO MODELO (JOB)

O oitavo módulo utilizado foi o *Job*, destinado a realização da análise especificada até o momento. Para a simulação, deve-se criar uma condição para a resolução do modelo, a ser apresentada na Figura A.35. Dado as características do computador utilizado, foi atribuído a quantidade de 8 núcleos para o processamento de dados.



**Figura A.35** - Configuração esquemática geral para a criação de um *Job*

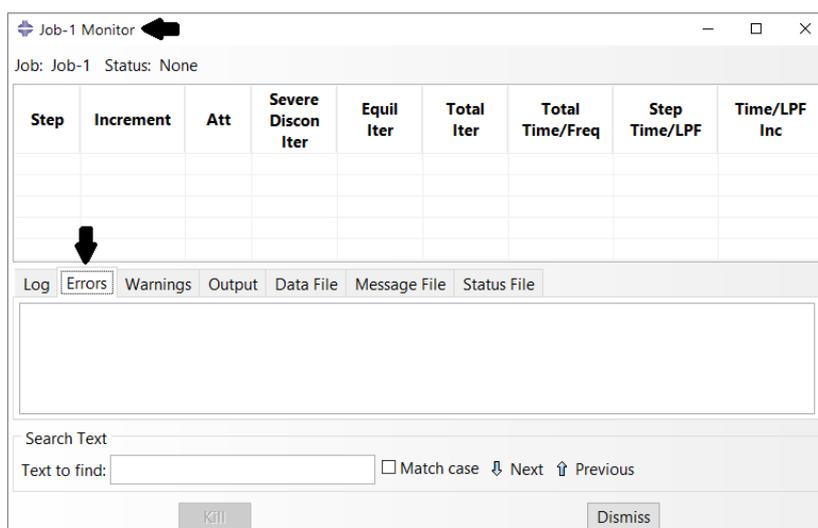
Após o *Job* criado, temos algumas opções para o controle das simulações (Figura A.36).



**Figura A.36** - Opções gerais para o controle de um *Job*

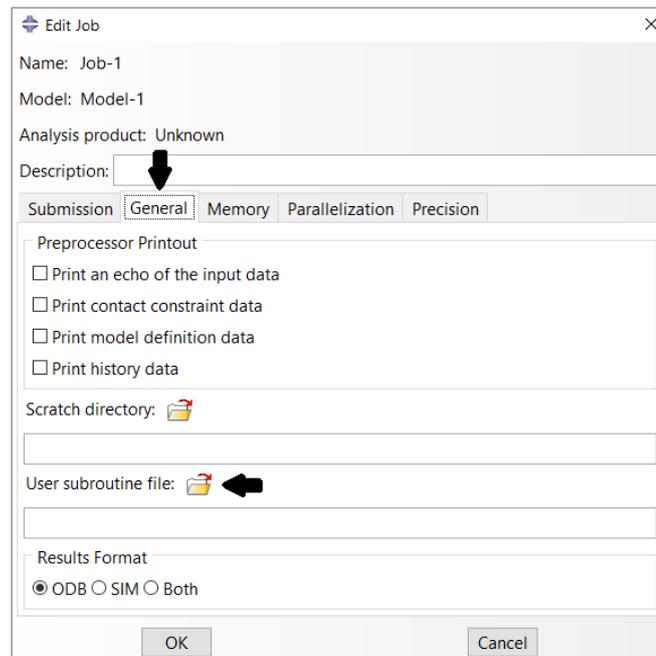
A primeira opção assinalada *Edit* permite o usuário alterar as condições impostas na configuração esquemática anterior. Normalmente após todos os passos prontos e o *Job* criado, utiliza-se a função *Data Check*, que fornece uma verificação prévia do modelo, dado em um tempo reduzido, sendo importante para aquela primeira análise do modelo como um todo. Após tudo certo no *Data Check*, a opção *Submit* inicia a resolução do modelo.

Verifica-se na Figura A.37 que, durante a simulação, optamos pelo *Monitor* para o acompanhamento da resolução do problema enquanto o *Job* está em andamento ou mesmo depois de concluído. Se na resolução apresentar algum problema, automaticamente será relatado na aba *Erros e Warnings*. Deve-se atentar para que essa identificação do problema não esteja impedindo um bom rendimento para o modelo ou gerando resultados inadequados.



**Figura A.37** - Configuração do Monitor para identificação de um problema durante a simulação

Finalmente, temos os *Results*, que direciona o usuário para a visualização do resultado, último módulo a ser apresentado. Na presente tese, utilizou-se um outro recurso para a edição do *Job* devido ao fato de ter sido criado sub-rotinas para efetuar as simulações numéricas. No caso, utilizou-se a opção *User subroutine file*, ilustrado na Figura A.38. Para que o Abaqus® possa simular uma sub-rotina, é necessário importar um diretório no campo citado.



**Figura A.38** - Configuração esquemática para a importação de uma sub-rotina

Feito isto, adaptou-se a sub-rotina de acordo com a presente metodologia e a mesma foi escrita em um compilador de Fortran, o que gerou um arquivo com extensão *\*.for*. A sub-rotina é apresentada a seguir.

```
!DEC$ ATTRIBUTES ALIAS:"usdfld"::USDFLD
  module myfunc
  contains
  REAL FUNCTION interpIn( xData, yData, xVal)
  IMPLICIT NONE
  real, intent(in) :: xData(:), yData(:), xVal
  integer :: dataIndex
  real :: minXdata, maxXData,deltaXData,xRange, weight, yVal
  minXdata = xData(1)
  deltaXData = xData(2) - xData(1)
  maxXData = xData(size(xData))
  dataIndex = floor((xVal-minXdata)/deltaXData)
  weight = (xVal - xData(dataIndex))/(xData(dataIndex+1)-
+ xData(dataIndex));
  IF (xVal<minXdata) THEN
    yVal = yData(1)
```

```

ELSE IF (xVal>maxXData) THEN
  yVal = yData(size(yData))
ELSE
  yVal=(1.0-weight)*yData(dataIndex)+weight*yData(dataIndex+1);
END IF
interpIn = yVal
END FUNCTION interpIn
end module myfunc

```

```

SUBROUTINE USDFLD(FIELD,STATEV,PNEWDT,DIRECT,T,CELENT,TIME,DTIME,
+ CMNAME,ORNAME,NFIELD,NSTATV,NOEL,NPT,LAYER,KSPT,KSTEP,KINC,NDI,
+ NSHR,COORD,JMAC,JMATYP,MATLAYO,LACCFLA)

```

C

```

use myfunc
INCLUDE 'ABA_PARAM.INC'

```

C

```

real :: xc(250), yc(250),yb(250),resultac,resultab
integer :: i, outp
CHARACTER*80 CMNAME,ORNAME
CHARACTER*3 FLGRAY(15)
DIMENSION FIELD(NFIELD),STATEV(NSTATV),DIRECT(3,3),T(3,3),TIME(2)
  DIMENSION ARRAY(15),JARRAY(15),JMAC(*),JMATYP(*),COORD(*)
if (KSTEP .eq. 1 .and. KINC .eq. 1) then
  FIELD(1) = 0
  STATEV(1) = 0
else if (KSTEP .eq. 2 .and. KINC .eq. 1) then
  X=COORD(1)
  Z=COORD(3)
  xc = [0. , 0.70682731, 1.41365462, 2.12048193,
+ 2.82730924, 3.53413655, 4.24096386, 4.94779116,
+ 5.65461847, 6.36144578, 7.06827309, 7.7751004 ,
+ 8.48192771, 9.18875502, 9.89558233, 10.60240964,
+ 11.30923695, 12.01606426, 12.72289157, 13.42971888,
+ 14.13654618, 14.84337349, 15.5502008 , 16.25702811,
+ 16.96385542, 17.67068273, 18.37751004, 19.08433735,
+ 19.79116466, 20.49799197, 21.20481928, 21.91164659,
+ 22.6184739 , 23.3253012 , 24.03212851, 24.73895582,
+ 25.44578313, 26.15261044, 26.85943775, 27.56626506,
+ 28.27309237, 28.97991968, 29.68674699, 30.3935743 ,
+ 31.10040161, 31.80722892, 32.51405622, 33.22088353,
+ 33.92771084, 34.63453815, 35.34136546, 36.04819277,
+ 36.75502008, 37.46184739, 38.1686747 , 38.87550201,
+ 39.58232932, 40.28915663, 40.99598394, 41.70281124,
+ 42.40963855, 43.11646586, 43.82329317, 44.53012048,
+ 45.23694779, 45.9437751 , 46.65060241, 47.35742972,
+ 48.06425703, 48.77108434, 49.47791165, 50.18473896,
+ 50.89156627, 51.59839357, 52.30522088, 53.01204819,
+ 53.7188755 , 54.42570281, 55.13253012, 55.83935743,
+ 56.54618474, 57.25301205, 57.95983936, 58.66666667,
+ 59.37349398, 60.08032129, 60.78714859, 61.4939759 ,

```

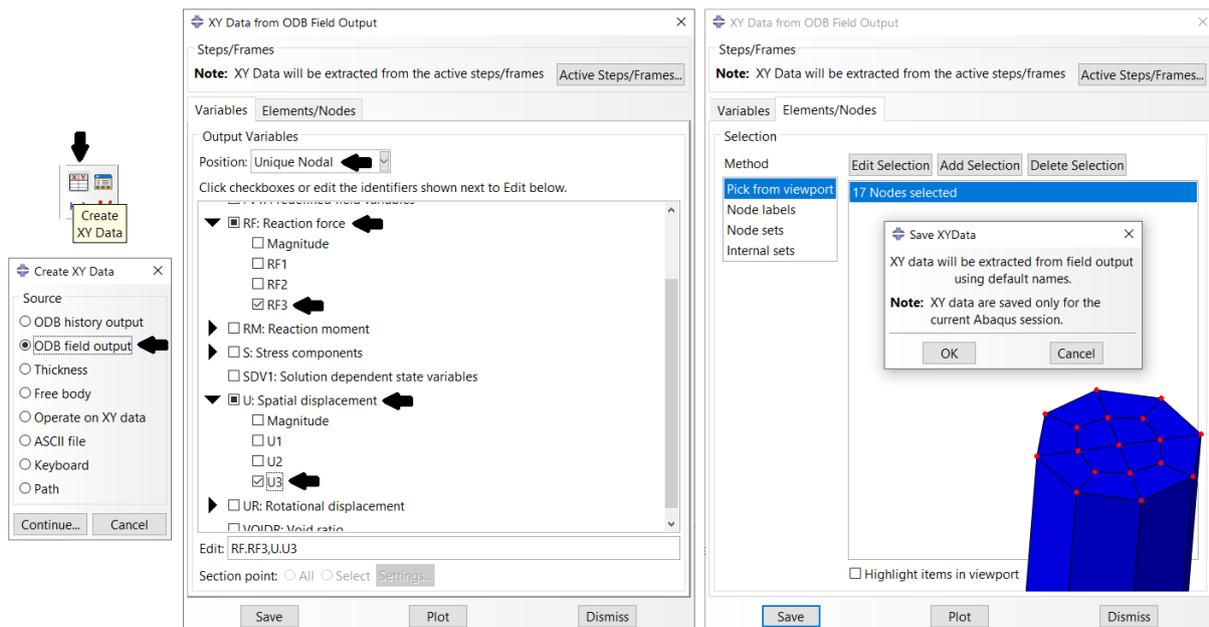
+ 62.20080321, 62.90763052, 63.61445783, 64.32128514,  
 + 65.02811245, 65.73493976, 66.44176707, 67.14859438,  
 + 67.85542169, 68.562249 , 69.26907631, 69.97590361,  
 + 70.68273092, 71.38955823, 72.09638554, 72.80321285,  
 + 73.51004016, 74.21686747, 74.92369478, 75.63052209,  
 + 76.3373494 , 77.04417671, 77.75100402, 78.45783133,  
 + 79.16465863, 79.87148594, 80.57831325, 81.28514056,  
 + 81.99196787, 82.69879518, 83.40562249, 84.1124498 ,  
 + 84.81927711, 85.52610442, 86.23293173, 86.93975904,  
 + 87.64658635, 88.35341365, 89.06024096, 89.76706827,  
 + 90.47389558, 91.18072289, 91.8875502 , 92.59437751,  
 + 93.30120482, 94.00803213, 94.71485944, 95.42168675,  
 + 96.12851406, 96.83534137, 97.54216867, 98.24899598,  
 + 98.95582329, 99.6626506 , 100.36947791, 101.07630522,  
 + 101.78313253, 102.48995984, 103.19678715, 103.90361446,  
 + 104.61044177, 105.31726908, 106.02409639, 106.73092369,  
 + 107.437751 , 108.14457831, 108.85140562, 109.55823293,  
 + 110.26506024, 110.97188755, 111.67871486, 112.38554217,  
 + 113.09236948, 113.79919679, 114.5060241 , 115.21285141,  
 + 115.91967871, 116.62650602, 117.33333333, 118.04016064,  
 + 118.74698795, 119.45381526, 120.16064257, 120.86746988,  
 + 121.57429719, 122.2811245 , 122.98795181, 123.69477912,  
 + 124.40160643, 125.10843373, 125.81526104, 126.52208835,  
 + 127.22891566, 127.93574297, 128.64257028, 129.34939759,  
 + 130.0562249 , 130.76305221, 131.46987952, 132.17670683,  
 + 132.88353414, 133.59036145, 134.29718876, 135.00401606,  
 + 135.71084337, 136.41767068, 137.12449799, 137.8313253 ,  
 + 138.53815261, 139.24497992, 139.95180723, 140.65863454,  
 + 141.36546185, 142.07228916, 142.77911647, 143.48594378,  
 + 144.19277108, 144.89959839, 145.6064257 , 146.31325301,  
 + 147.02008032, 147.72690763, 148.43373494, 149.14056225,  
 + 149.84738956, 150.55421687, 151.26104418, 151.96787149,  
 + 152.6746988 , 153.3815261 , 154.08835341, 154.79518072,  
 + 155.50200803, 156.20883534, 156.91566265, 157.62248996,  
 + 158.32931727, 159.03614458, 159.74297189, 160.4497992 ,  
 + 161.15662651, 161.86345382, 162.57028112, 163.27710843,  
 + 163.98393574, 164.69076305, 165.39759036, 166.10441767,  
 + 166.81124498, 167.51807229, 168.2248996 , 168.93172691,  
 + 169.63855422, 170.34538153, 171.05220884, 171.75903614,  
 + 172.46586345, 173.17269076, 173.87951807, 174.58634538,  
 + 175.29317269, 176.]

$yc = [-10.7168 \quad , -10.7168 \quad , -10.7168 \quad , -10.7168 \quad ,$   
 $+ -10.7168 \quad , -10.7168 \quad , -10.7168 \quad , -10.7168 \quad ,$   
 $+ -10.7168 \quad , -10.7168 \quad , -10.7168 \quad , -10.7168 \quad ,$   
 $+ -10.7168 \quad , -10.7168 \quad , -10.7168 \quad , -10.7168 \quad ,$   
 $+ -10.7168 \quad , -10.7168 \quad , -10.7168 \quad , -10.7168 \quad ,$   
 $+ -10.7168 \quad , -10.7168 \quad , -10.7168 \quad , -10.7168 \quad ,$   
 $+ -10.7168 \quad , -10.7168 \quad , -10.7168 \quad , -10.7168 \quad ,$   
 $+ -10.7168 \quad , -10.7168 \quad , -10.7168 \quad , -10.7168 \quad ,$

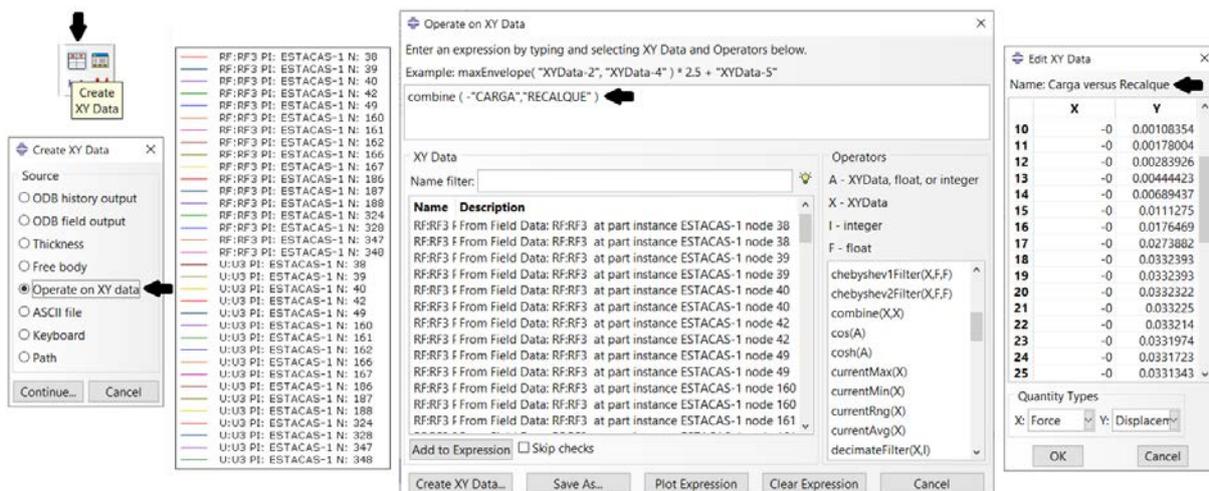






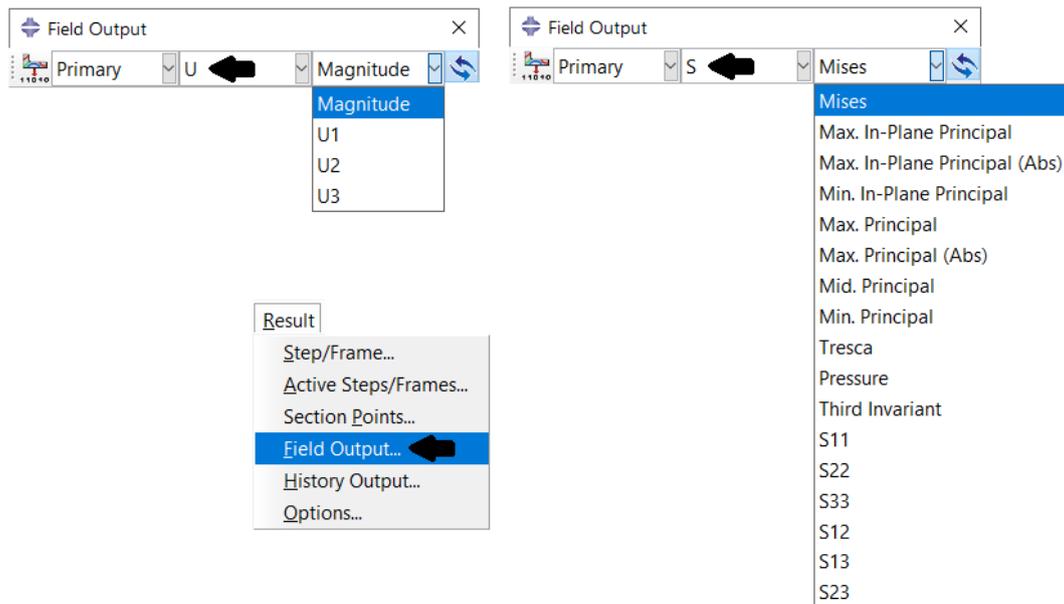


**Figura A.39** - Configuração esquemática para a escolha das variáveis e pontos de controle da prova de carga



**Figura A.40** - Configuração esquemática para a geração da tabela eletrônica e resultados

Para as demais resultados apresentados, utilizou-se a ferramenta *Field Output*, onde o usuário define quais os dados deseja visualizar. Como o estudo se deu em termos de tensão-deformação, apresenta-se na Figura A.41 as possibilidades de visualização, sendo *U* para os deslocamentos e *S* para as tensões.



**Figura A.41** - Possibilidades de visualização dos resultados de tensão e deslocamento

## B ESTACAS TESTADAS PELOS MODELOS DE IA

Ao utilizar os dois modelos de inteligência artificial que foram calibrados para estimar as curvas carga *versus* recalque das 29 estacas de teste, os gráficos obtidos são ilustrados nas Figuras B.1 a B.10.

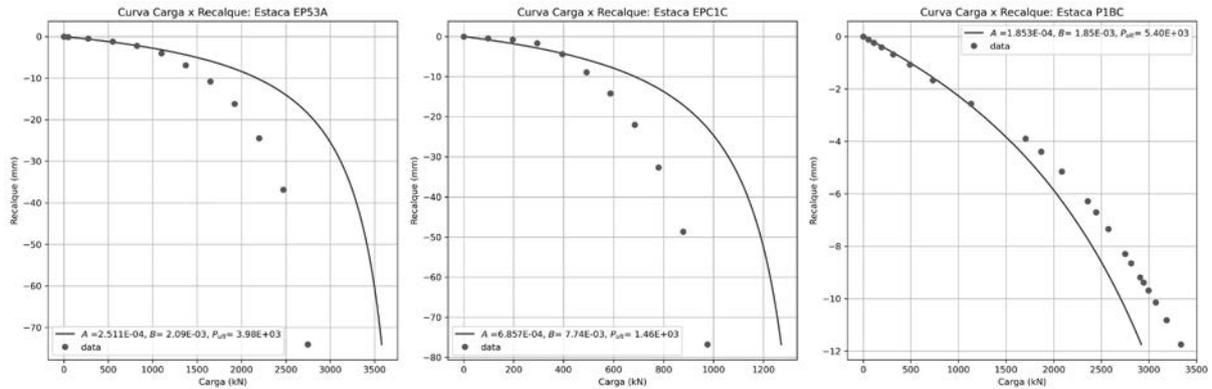


Figura B.42 – Curvas carga versus recalque das estacas testes EP53A, EPC1C e P1BC

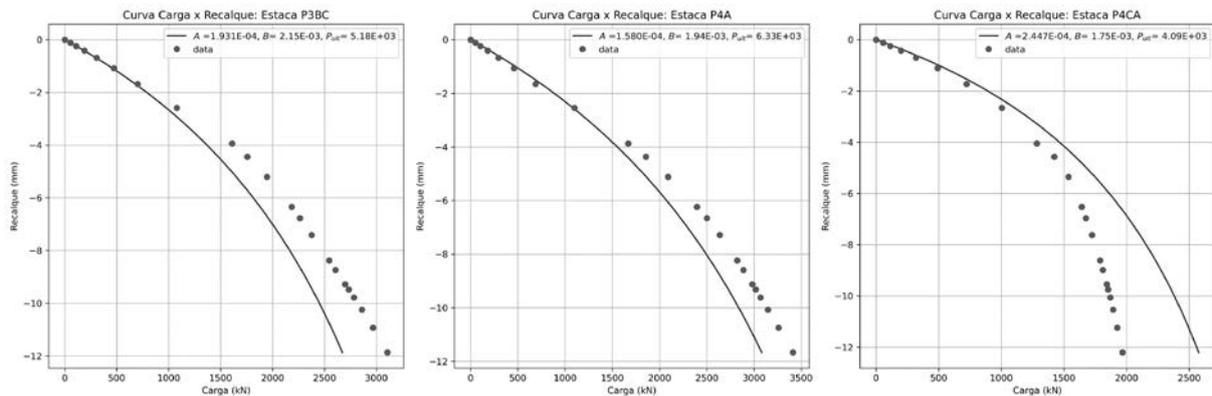


Figura B.43 – Curvas carga versus recalque das estacas testes P3BC, P4A e P4CA

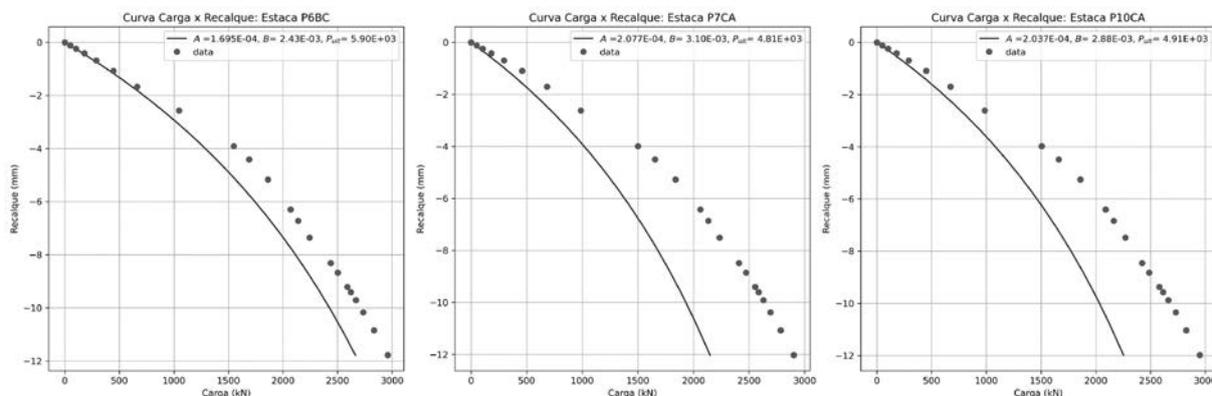
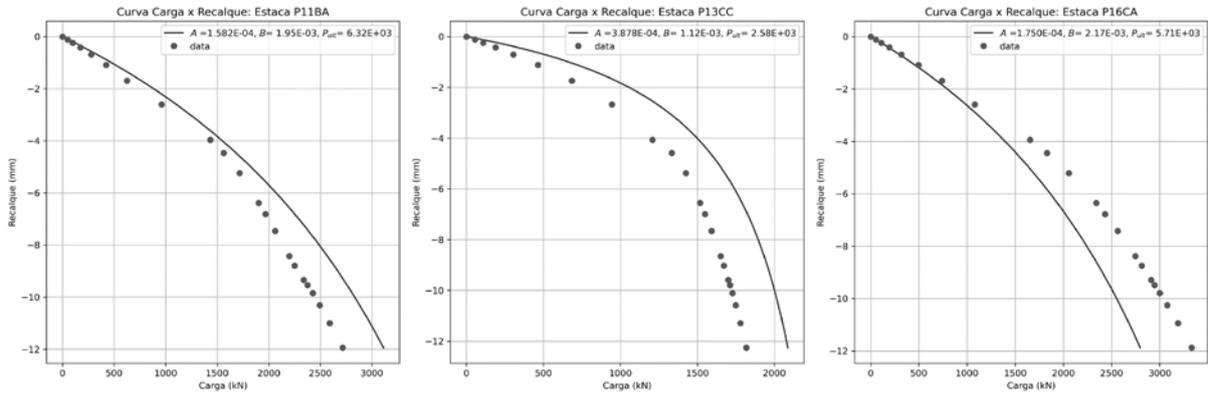
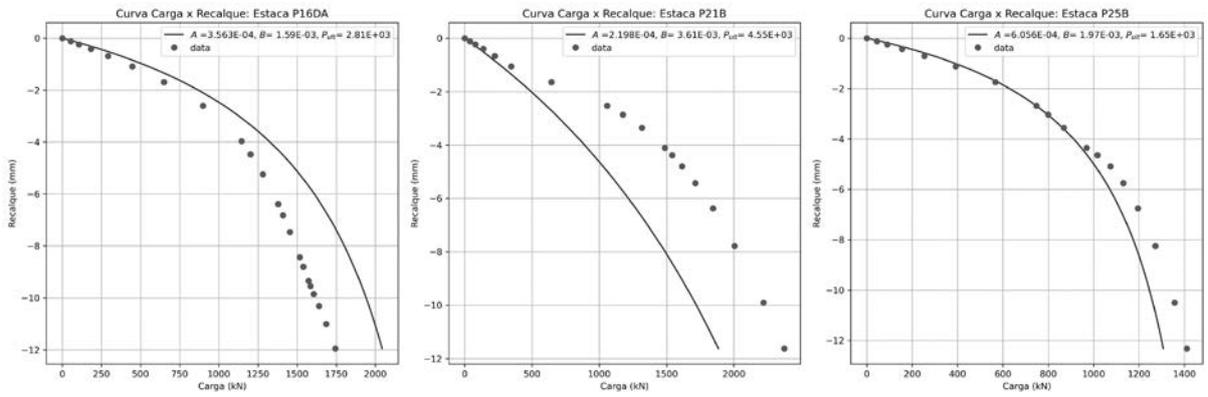


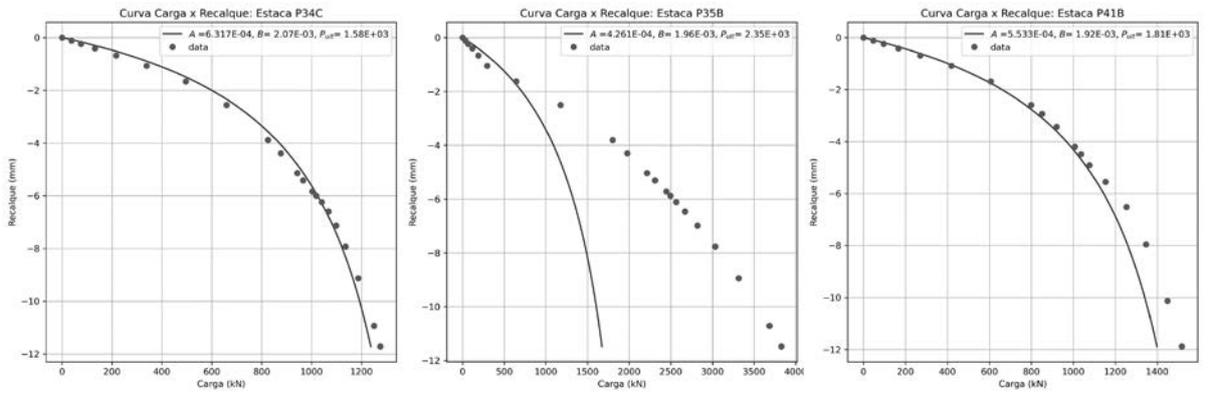
Figura B.44 – Curvas carga versus recalque das estacas testes P6BC, P7CA e P10CA



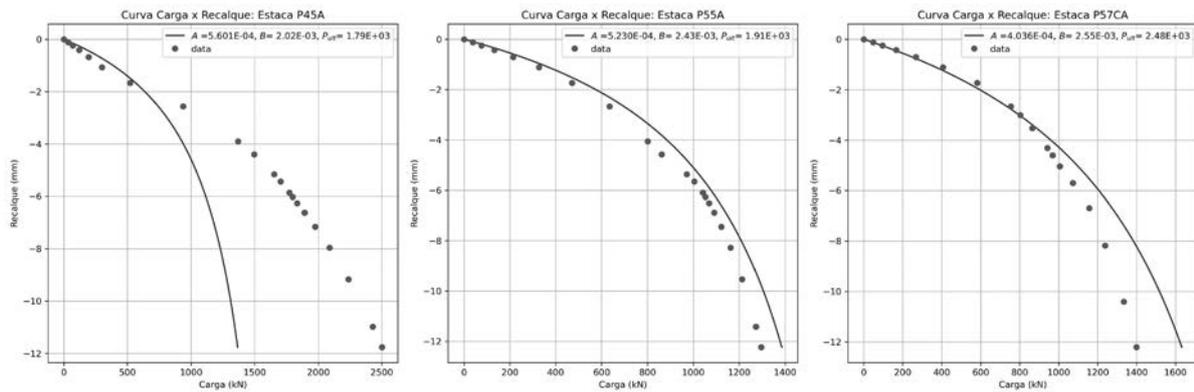
**Figura B.45** – Curvas carga versus recalque das estacas testes P11BA, P13CC e P16CA



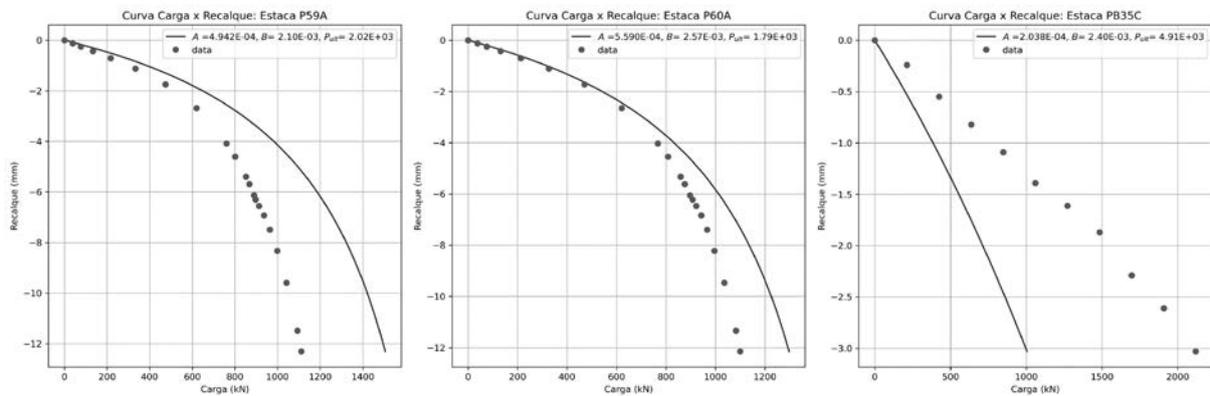
**Figura B.46** – Curvas carga versus recalque das estacas testes P16DA, P21B e P25B



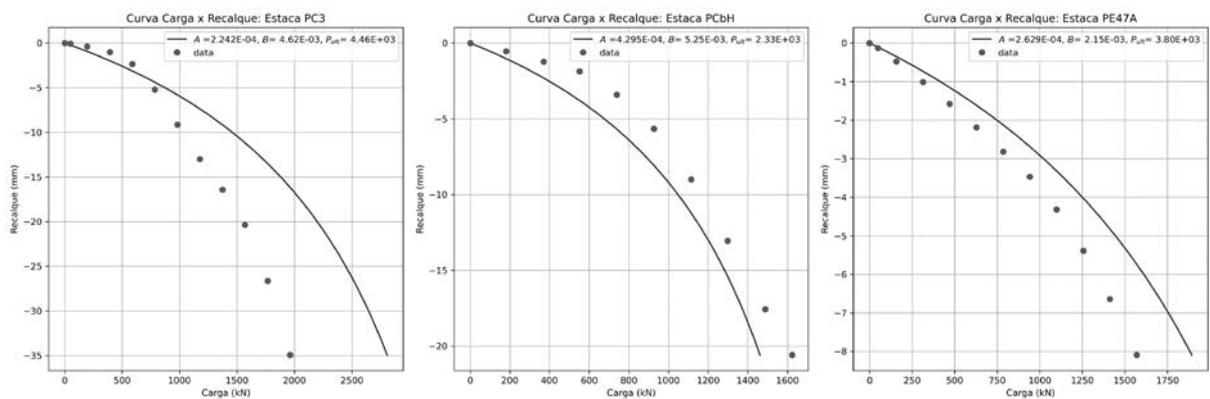
**Figura B.47** – Curvas carga versus recalque das estacas testes P34C, P35B e P41B



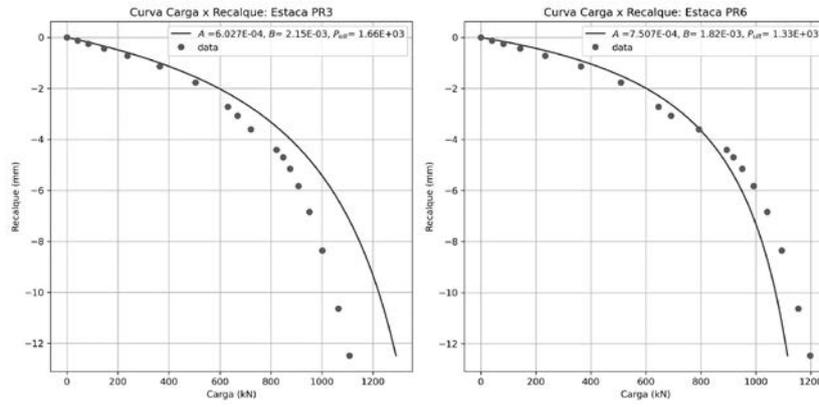
**Figura B.48** – Curvas carga versus recalque das estacas testes P45A, P55A e P57CA



**Figura B.49** – Curvas carga versus recalque das estacas testes P59A, P60A e PB35C



**Figura B.50** – Curvas carga versus recalque das estacas testes PC3, PCbH e PE47A



**Figura B.51** - Curvas carga versus recalque das estacas testes PR3 e PR6